



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



**Dipartimento
per lo Sport**
Presidenza del Consiglio dei Ministri

Comune di Toano

Provincia di Reggio Emilia

REALIZZAZIONE SPOGLIATOI, CAMPO DA CALCIO E TENNIS
CENTRO SPORTIVO 'TOANO SPORT PARK' - CUP F78E25000180006

PNRR - M5C2 INVESTIMENTO 3.1 "SPORT E INCLUSIONE SOCIALE"
FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA – NEXT GENERATION EU

PROGETTO ESECUTIVO

Centro Sportivo 'Toano Sport Park'

Via Matilde di Canossa, 42010 Toano (RE)

Committente

Comune di Toano
Corso Trieste n. 65, 42010 Toano (RE)

RUP

Geom. Erica Bondi

progettista architettonico e coordinamento gruppo specialisti

Architetto Enrico Franzoni
Piazza Cavicchioni, 5
42020 Albinea (RE)

collaboratori

Arch. Nicoletta Manzotti, Arch. Mia Zanni
Arch. Susanna Mattioli, Arch. Piera Scarano

progettista strutturale

Ingegnere Martina Malagoli

progetto impianti

Termoprogetti
P.I. Sergio Cantoni

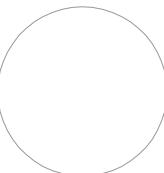
progettista impianti elettrici e impianti speciali

P.I. Cristian Bazzoli

RESPONSABILE DEL PROGETTO:



COMMITTENTE



10/09/2025
Protocollo 24/25



A/R	DATA	DESCRIZIONE	SCALA	ELABORAZIONE
A				
B				
C				
D				
E				
F				
G				

A TERMINE DI LEGGE E' VIETATO RIPRODURRE E COMUNICARE A TERZI IL CONTENUTO DEL PRESENTE ELABORATO. SI RICONOSCONO AUTORIZZATI SOLO GLI ELABORATI CON TIMBRO E FIRMA IN ORIGINALE DEL RESPONSABILE DEL PROGETTO.
IL PRESENTE PROGETTO E' DI PROPRIETA' ESCLUSIVA DI FRANZONI STUDIO PIAZZA CAVICCHIONI, 5 - 42020 ALBINEA (RE).

FRANZONI STUDIO
architecture smart technology



Piazza E. Cavicchioni, 5
42020 Albinea - Reggio Emilia
p.i. 02601890359 tel.-fax 052234740
info@franzonistudio.com www.franzonistudio.com
enrico.franzoni@archiworldpec.it

INDICE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	2
Premessa	2
a) Contesto Edilizio	3
b) Descrizione Generale	7
c) Normativa di Riferimento.....	7
d) Parametri di progetto	7
e) Materiali utilizzati.....	18
f) Illustrazione criteri di progettazione e modellazione.....	20
g) Principali Combinazioni delle Azioni.....	22
h) Metodo di Analisi	23
i) Criteri di verifica agli stati Limite indagati SLU e SLE	25
j) Rappresentazioni configurazioni deformate e sollecitazioni.....	25
k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.....	28
l) Strutture geotecniche di fondazione	28
m) Indicazioni della categoria d'intervento.....	46
n) Descrizione della struttura esistente.....	46
o) Proprietà meccaniche dei materiali	46
p) Risultati più significativi.....	46
1 VERIFICA MODELLO GLOBALE	46
1.1 Verifiche travi.....	46
1.2 Verifiche pilastri	48

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Premessa

Il presente progetto esecutivo concerne realizzazione di un nuovo spogliatoio a servizio di un campo da calcio a 11 e campo da Tennis, situato in via Matilde di Canossa nel comune di Toano (RE) presso l'area sportiva.

Il progetto è promosso dal Comune di Toano con l'obiettivo di adeguare e migliorare le strutture esistenti nel rispetto delle normative vigenti in materia di edilizia, igiene, sicurezza e accessibilità.

Di seguito si riporta una vista in pianta dell'intero edificio.

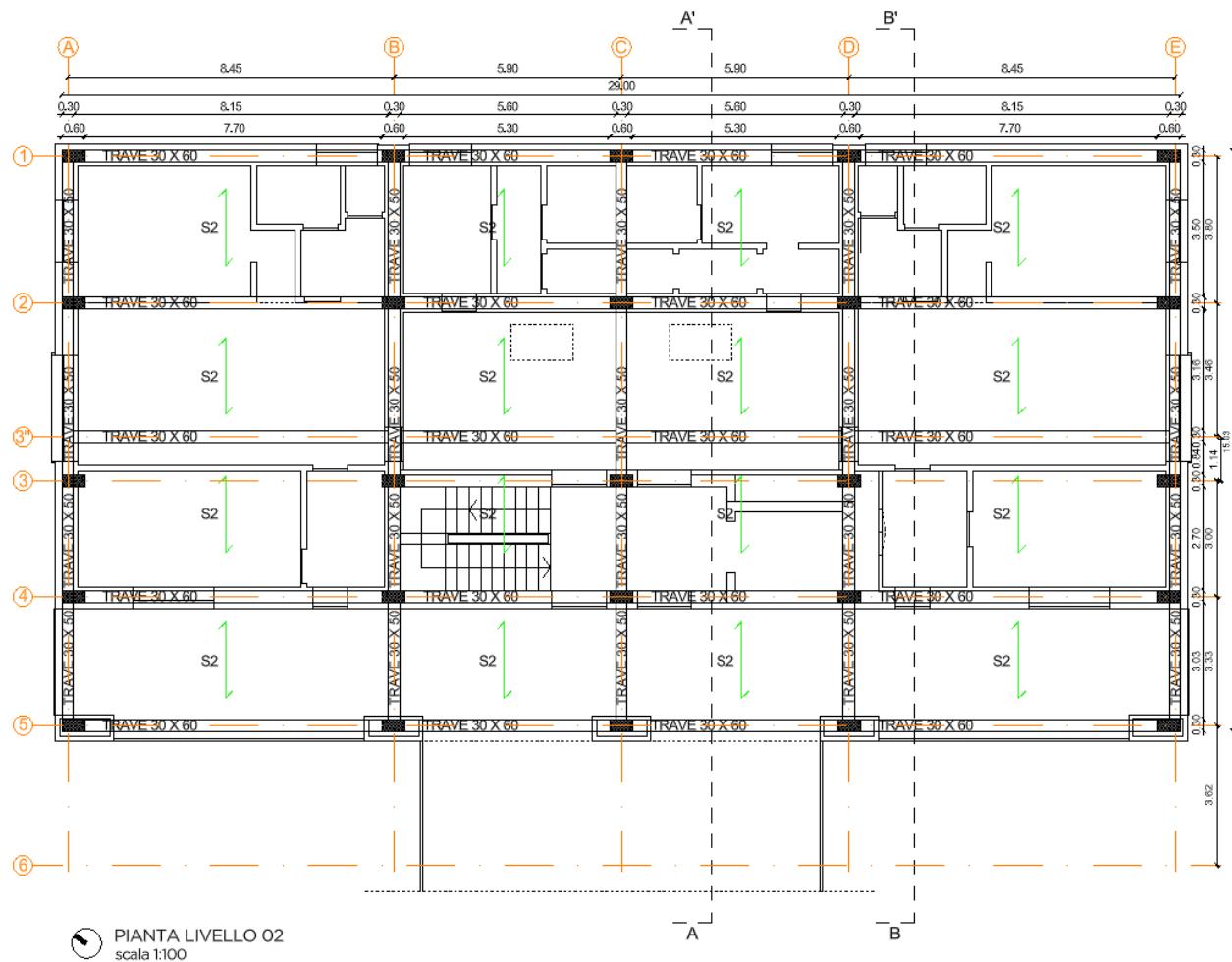


Figura 1 – Vista planimetrica

In particolare, il corpo di fabbrica principale sarà realizzato con struttura portante a telaio in c.a. ed impalcati, compreso quello della copertura a falde inclinate, realizzati mediante solai in laterocemento. Le scale sono realizzate mediante una soletta in c.a. e le fondazioni sono costituite da una platea di fondazione di spessore 40 cm. È presente, inoltre, un setto

controterra in c.a. su cui è ordito un solaio in laterocemento per il collegamento della struttura al campo di gioco.

L'intervento in oggetto si configura come **nuova costruzione**.

La relazione espone ai sensi del punto B.2.2 della delibera di Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna n. 1373/2011, l'illustrazione sintetica del progetto strutturale.

La proposta progettuale prevede la classificazione dell'edificio in **classe d'uso II** come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi (par.2.4.2 - NTC 2018).

- Vita nominale $V_N=50$ anni (§ 2.4.1 – NTC 08)
- Classe d'uso III → $C_u=1,0$ coefficiente d'uso (§ 2.4.2 – NTC 18)
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_u=50 \times 1,0 = 50$ anni (§ 2.4.3 – NTC 18).

a) Contesto Edilizio

L'area oggetto dell'intervento è classificata nel vigente strumento urbanistico comunale come zona G1 verde pubblico e attrezzature sportive ed è situata in via Matilde di Canossa nel comune di Toano (RE).



Vista aerea con indicazione dell'area oggetto di intervento

LOCALIZZAZIONE SITO			
Indirizzo	Via Matilde di Canossa		
Comune	Toano (RE)		
Provincia	RE		
Altezza	h_s	890	m s.l.m.
Coordinate geografiche (edificio)	Lat.	44,377881	N
	Long.	10,556761	E

Nella relazione geologica si riporta che nell'area in esame sono presenti suoli di categoria **sottosuolo di tipo C** (Tab. 3.2.II - 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.).

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche geomecaniche e sismiche del terreno, sito a Toano (RE) in Via Matilde di Canossa, sono esposte nella relazione di studio geologico-geotecnico redatta dal Dott. Geol. Paolo Calicetti.

In considerazione del tipo/rilevanza dell'opera, della complessità geologica e del grado di conoscenza locale, per la definizione della lito-stratimetria e per la caratterizzazione geotecnica del terreno, si è fatto riferimento ai dati bibliografici pubblicati sul sito della Regione Emilia-Romagna. Per la determinazione dei parametri geotecnici, geofisici e litologici del sito, sono state eseguite, presso l'area di interesse indagini geognostiche, in particolare:

- n° 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH con un penetrometro cingolato Pagani TG 63 200KN;
- n° 1 acquisizione di sismica attiva MASW.

Sono stati inoltre ricavati i principali parametri geotecnici del terreno:

<u>Profondità da P.C (m)</u>	<u>Descrizione materiale</u>	<u>Parametri</u>	
<u>STRATO 1</u> <u>P.C-0,6 m</u>	<u>Terreno vegetale argillo limoso poco consistente.</u>	<u>RD</u>	16,7 bkg/cm ²
		<u>Cu</u>	0,24 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	0,20 kg/cm ²
		<u>C'</u>	0,03 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	22°
		<u>ME</u>	26,8 Kg/cm ²
		<u>ME_k</u>	24 Kg/cm ²
		<u>Mod. Young</u>	24,5 Kg/cm ²
		<u>γ_s</u>	18 kN/m ³
		<u>γ_d</u>	16 kN/m ³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,31
		<u>NSPT</u>	2,5
		<u>Kh</u>	1 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	2 kg/cm ³

<u>STRATO 2</u> <u>0,6-2,0 m da P.C</u>	<u>Argille e limi moderatamente consistenti</u>	<u>RD</u>	49,5 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	0,76 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	0,43 kg/cm ²
		<u>C'</u>	0,07 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	26°
		<u>Ang. Attrito_k</u>	24°
		<u>ME</u>	81,1 kg/cm ²
		<u>ME_k</u>	75,8 Kg/cm ²
		<u>Mod. Young</u>	77,8 kg/cm ²
		<u>γ_s</u>	20 kN/m ³
		<u>γ_d</u>	19 kN/m ³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,29
		<u>NSPT</u>	7,8
		<u>Kh</u>	2,5 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	4 kg/cm ³

<u>STRATO 3</u> 2,0-2,4 m da P.C	Arenarie alterate con spessori di limi argillosi e arenarie compatte estremamente consistenti	RD	218,2 kg/cm²
		Cu	2,5 kg/cm²
		<u>Cu_k</u>	1,5 kg/cm²
		C'	0,25 kg/cm²
		Ang. attrito	31°
		<u>Ang. Attrito_k</u>	27°
		ME	386 kg/cm²
		<u>ME_k</u>	94,5 Kg/cm²
		Mod. Young	446 kg/cm²
		γs	24 kN/m³
		γd	22 kN/m³
		Mod. Poisson	0,29
		NSPT	37,7
		Kh	10 kg/cm³
		Ko	15 kg/cm³
Legenda:		<i>ys, γd- Peso specifico saturo e drenato; RD- Resistenza dinamica; Cu, C'- coesione non drenata e drenata (Schmertmann); ME- Modulo edomentrico (Mitchell e Gardner) °- Angolo d'attrito (De Mello); Kh coefficiente Winkler verticale, Ko coefficiente di Winkler orizzontale;</i>	

b) Descrizione Generale

L'intervento prevede la realizzazione di un nuovo edificio ad uso spogliatoio a servizio di un campo da calcio a 11 e campo da Tennis. L'edificio presenta due livelli fuori terra più la copertura per un'altezza complessiva pari a 10,5 metri e pianta rettangolare con un ingombro di circa 15,5 m x 29,5 m, escluso il camminamento per l'ingresso in campo in parte sorretto da un setto in c.a. controterra di dimensioni 10 m x 3 m. La struttura portante è costituita da telai in c.a. con pilastri di sezione 30 x 60 cm, travi di sezioni 30 x 50 cm e 25 x 25 cm. I solai sono realizzati in laterocemento di spessore 20 + 5 cm. Il muro controterra è lungo 10 metri e ha spessore 40 cm. Le fondazioni dell'intero edificio sono costituite da una platea di spessore 40 cm ad una quota di imposta di -0,80 m nel punto in cui il terreno presenta quota minore.

c) Normativa di Riferimento

- Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 17 gennaio 2018
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7

d) Parametri di progetto

- Vita nominale $V_N=50$ anni
- Classe d'uso III → **Cu=1,0** coefficiente d'uso
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot Cu = 50 \times 1,0 = 75$
- Latitudine: 44,377881° - Longitudine 10,556761° - Altitudine: 890 m slm.
- **Tipologia del terreno C.**
- Categoria Topografica: T1
- $S_f=1,0$
- $S_s=1,454$

ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi dei solai.

SOLAIO INTERPIANO			
Descrizione	spessore [m]	massa vol. [KN/m³]	Q [KN/m²]
G1 Solaio laterocem 20 + 5	0,25		3,00
G2 XPS	0,16	0,3	0,05
Polimix	0,12	4	0,48

Caldana + piastrelle	0,06	18	1,08
Tramezze			0,60
	TOTALE	0,59	2,21
Q1 Accidentale residenziale	2,00		

SOLAIO COPERTURA			
Descrizione	spessore [m]	massa vol. [KN/m ³]	Q [KN/m ²]
G1 Solaio laterocem 20 + 5	0,25		3,00
Controsoffitto			0,20
Isolante lana di roccia	0,2	1	0,2
G2 Listelli			0,05
Tegole			0,50
Fotovoltaico			0,15
	TOTALE		1,10
Q1 Accidentale neve	3,44		

SCALE INTERNE			
Descrizione	spessore [m]	massa vol. [KN/m ³]	Q [KN/m ²]
G1 Soletta c.a.	0,18	25	4,50
Massetto sabbia/cem	0,04	18	0,72
G2 Pavimentazione	0,01	18	0,18
	TOTALE		0,90
Q Accidentale scale	4,00		

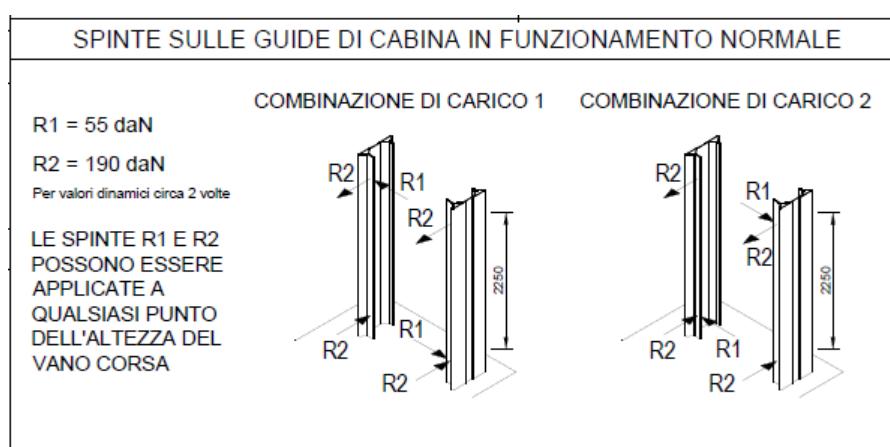
SOLAIO CONTROTERRA			
Descrizione	spessore [m]	massa vol. [KN/m ³]	Q [KN/m ²]
G1 Platea fondazione	0,4	25	10,00
Polimix	0,12	4	0,48
Asfalto	0,05	12	0,6
	TOTALE		1,08
Q Accidentale autorimessa	2,50		

Si è tenuto conto del carico dovuto ai tamponamenti esterni inserendoli come solai all'interno del modello con ripartizione del carico verticale sulla trave sottostante e ripartizione del carico orizzontale dovuto all'azione sismica 50% sulla trave sottostante e 50% sulla trave sovrastante il tamponamento stesso.

TAMPONAMENTI				
Descrizione	spessore [m]	massa vol. [KN/m ³]	Q [KN/m ²]	
G1	Poroton	0,3	6	1,80
	Cartongesso	0,025	7,5	0,19
	Intonaco	0,02	18	0,36
	Isolante lana di roccia	0,18	1	0,18
	Listelli + lamiera			0,30
		TOTALE		2,83

Definizione Carico ascensore sulla trave

Di seguito si riportano i carichi trasmessi dalle guide dell'ascensore alla trave in c.a. alla quale sono ancorate.



Definizione Carico da neve

- altitudine 890 m s.l.m.
- Zona Mediterranea I ($a_s > 200$ m)

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned}$$

[3.4.3]

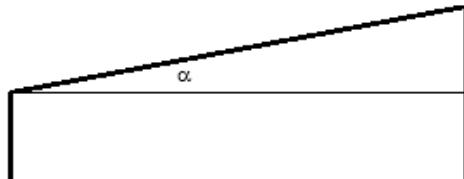
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	4,30
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [$^{\circ}$])	19	3,441 kN/mq	μ
--	----	-------------	-------

μ	0,8
-------	-----



$Q_{NEVE} = 3,44 \text{ kN/mq}$ dalla Tab. 3.4.II

Definizione Carico del vento

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
2	25	750	0,45
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		890	
T_R (Tempo di ritorno)		50	
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$c_a = 1,084$	v_b [m/s] = 27,100		
$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1,00000$	v_r [m/s] = 27,100		

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di pressione)
 c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	459,01
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autotrativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	mare	costa
A	--	--
B	--	--
C	--	--
D	I	II

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	mare
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

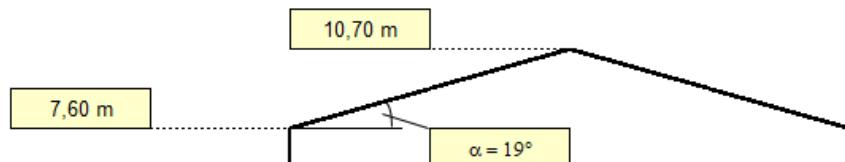
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	B	890

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

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

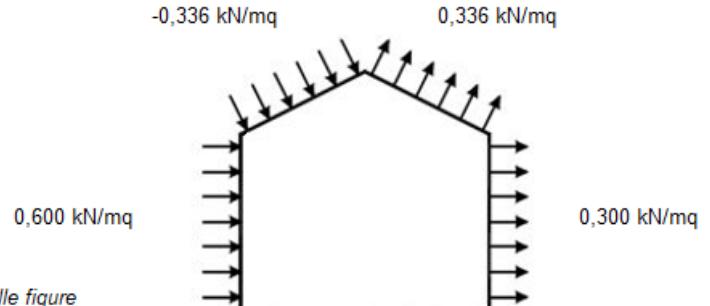
Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
IV	0,22	0,3	8	1

z [m]	c_e
$z \leq 8$	1,634
$z = 7,6$	1,634
$z = 10,7$	1,829



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,600
(2)	-0,336
(3)	0,336
(4)	0,300



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Il carico in pressione della neve e del vento in sismica non viene considerato ($\psi=0$). Si considerano tali carichi nella verifica statica della copertura.

MODELLO TRIDIMENSIONALE E VISTA DEGLI IMPALCATI

Di seguito si riporta una vista tridimensionale del modello, in cui sono messe in evidenza le strutture del fabbricato e gli impalcati e la loro orditura.

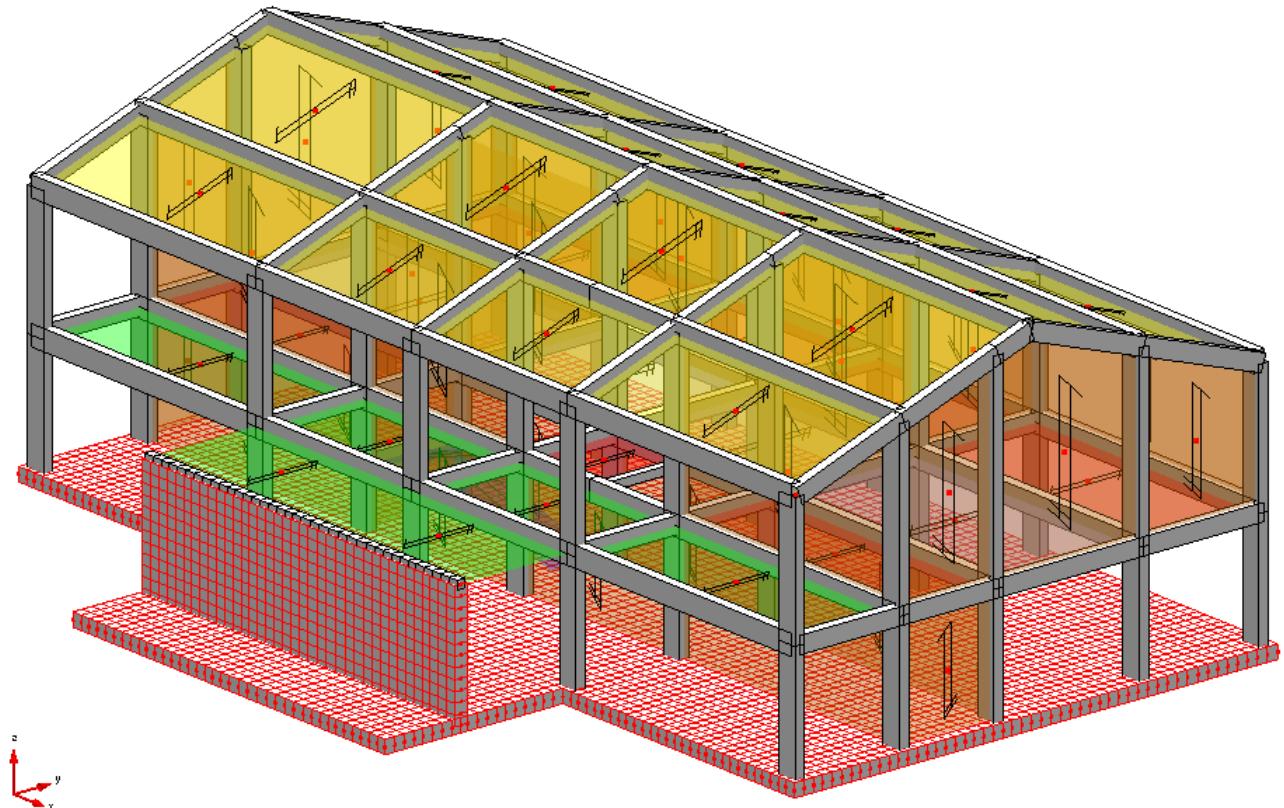
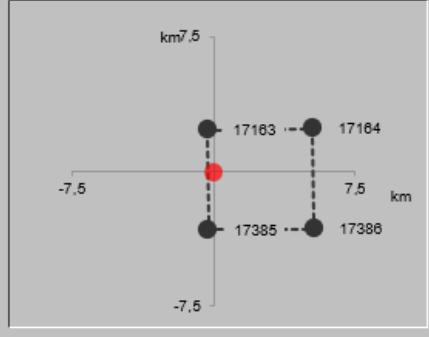


Figura 2: vista 3D modello agli elementi finiti

PARAMETRI SISMICI

Di seguito si riporta la determinazione delle caratteristiche sismiche di riferimento del luogo in cui sorge il fabbricato oggetto di studio.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input checked="" type="checkbox"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 10,55676	LATITUDINE 44,37788	
<input type="checkbox"/> Ricerca per comune	REGIONE Emilia-Romagna	PROVINCIA Reggio Emilia	COMUNE Toano
Elaborazioni grafiche Grafici spettri di risposta → Variabilità dei parametri →	Reticolo di riferimento  Controllo sul reticolo Sito esterno al reticolo Interpolazione su 3 nodi Interpolazione corretta Interpolazione superficie rigata →		
Elaborazioni numeriche Tabella parametri →			
Nodi del reticolo intorno al sito 	La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".		

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

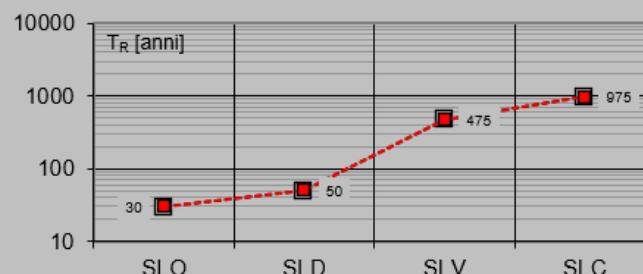
Stati limite di esercizio - SLE $\begin{cases} SLO - P_{VR} = 81\% \\ SLD - P_{VR} = 63\% \end{cases}$ info

Stati limite ultimi - SLU $\begin{cases} SLV - P_{VR} = 10\% \\ SLC - P_{VR} = 5\% \end{cases}$ info

Elaborazioni

- Grafici parametri azione 
- Grafici spettri di risposta 
- Tabella parametri azione 

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo <input type="button" value="C"/> info	$S_g =$ <input type="text" value="1,454"/> info	$C_C =$ <input type="text" value="1,577"/> info
Categoria topografica <input type="button" value="T1"/> info	$h/H =$ <input type="text" value="0,000"/> info	$S_T =$ <input type="text" value="1,000"/> info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza info

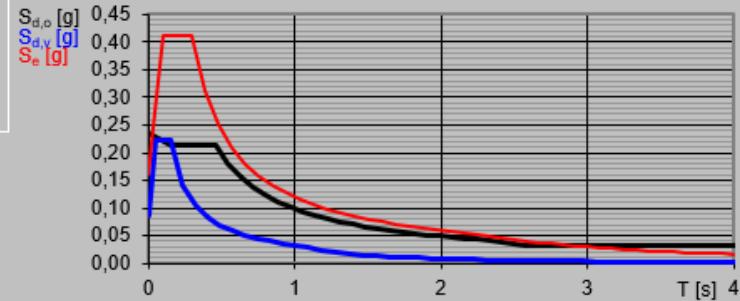
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta =$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta 
- Parametri e punti spettri di risposta 

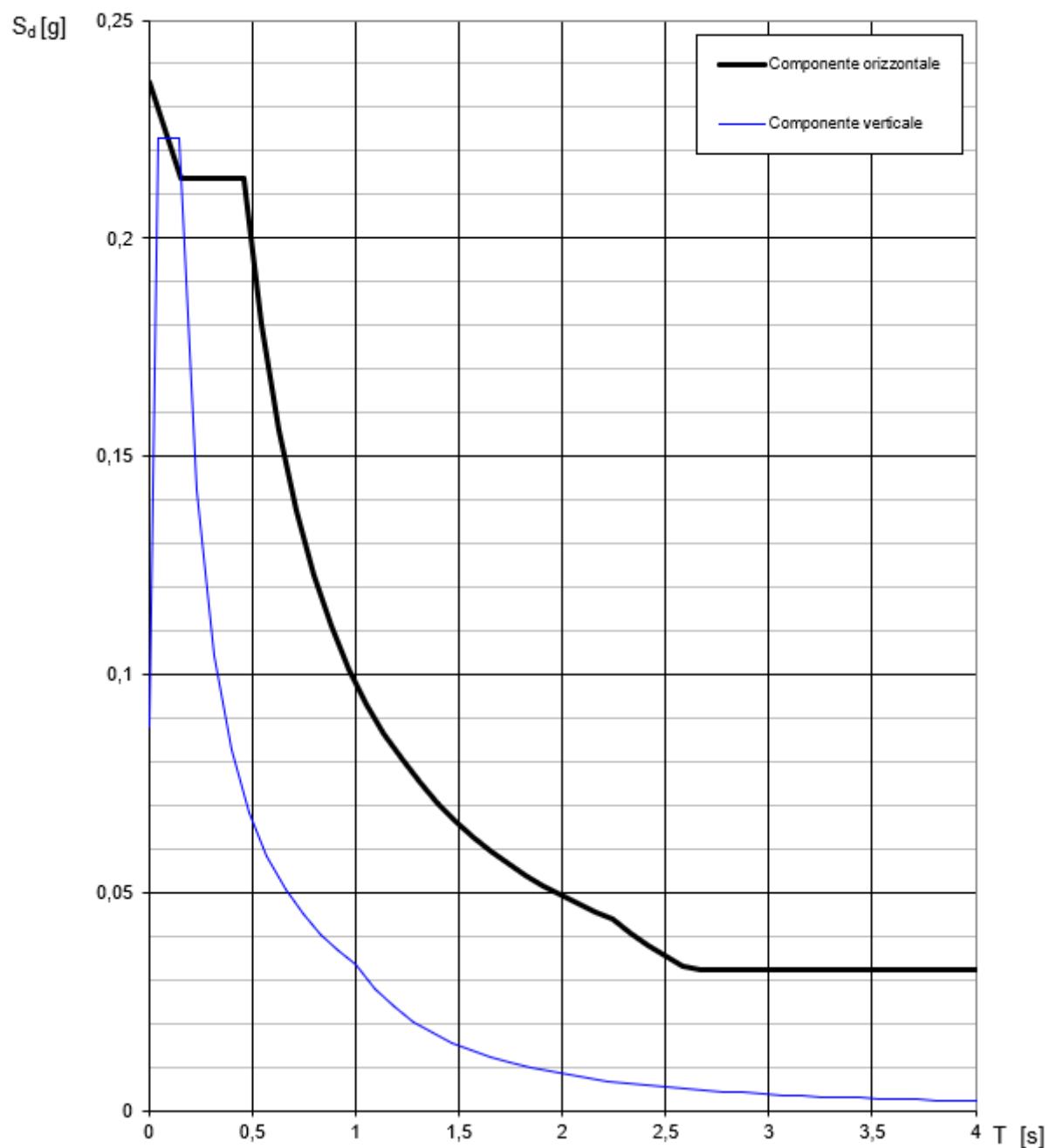
Spettri di risposta



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,057	2,487	0,248
SLD	50	0,071	2,475	0,261
SLV	475	0,162	2,532	0,292
SLC	975	0,204	2,542	0,301

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,162 g
F_o	2,532
T_c	0,292 s
S_s	1,454
C_o	1,577
S_T	1,000
q	2,790

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,236
0,153	0,214
0,460	0,214
0,545	0,180
0,630	0,156
0,716	0,137
0,801	0,123
0,886	0,111
0,971	0,101
1,056	0,093
1,141	0,086
1,226	0,080
1,312	0,075
1,397	0,070
1,482	0,066
1,567	0,063
1,652	0,060
1,737	0,057
1,823	0,054
1,908	0,052
1,993	0,049
2,078	0,047
2,163	0,045
2,248	0,044
2,332	0,041
2,415	0,038
2,499	0,035
2,582	0,033
2,665	0,032
2,749	0,032
2,832	0,032
2,916	0,032
2,999	0,032
3,082	0,032
3,166	0,032
3,249	0,032
3,333	0,032
3,416	0,032
3,500	0,032
3,583	0,032
3,666	0,032
3,750	0,032
3,833	0,032
3,917	0,032
4,000	0,032

Parametri dipendenti

S	1,454
η	0,358
T_B	0,153 s
T_c	0,460 s
T_D	2,248 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_o \cdot T'_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

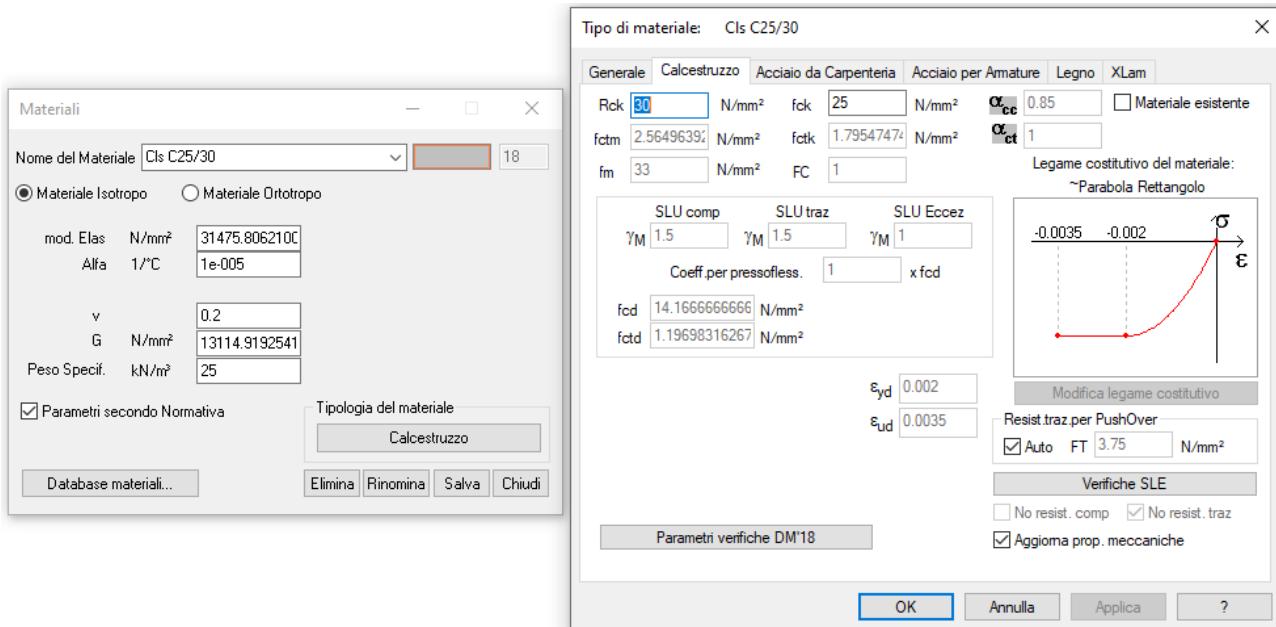
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

e) Materiali utilizzati

TELAIO CLS ARMATO:

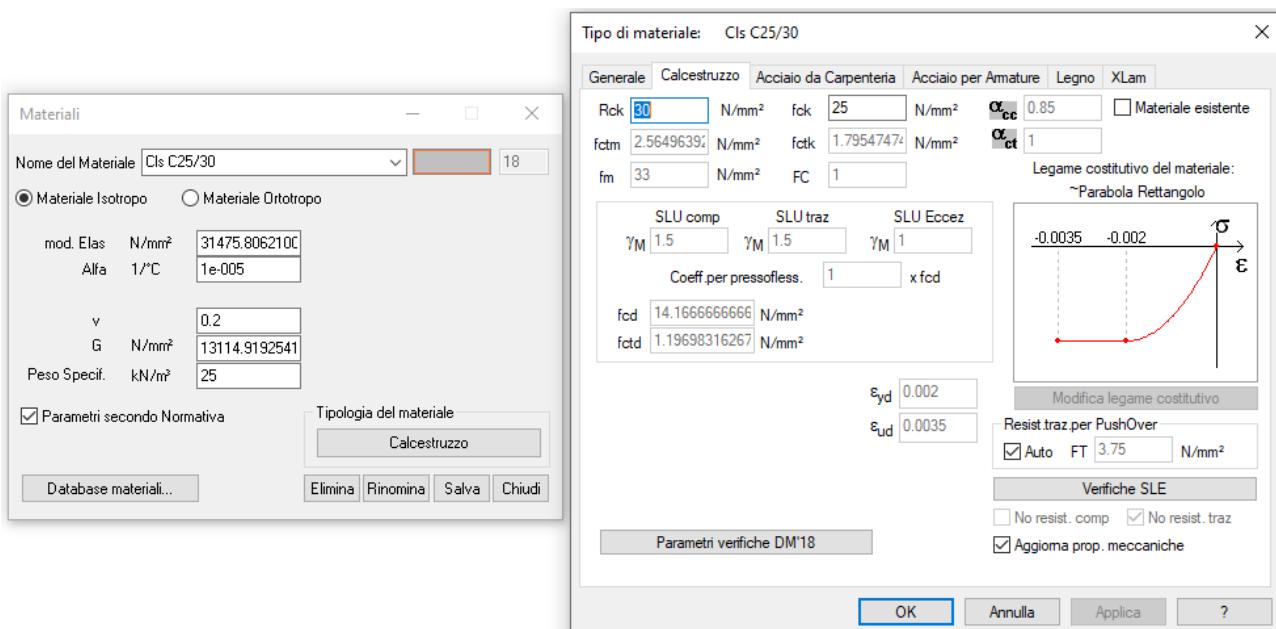
- Cls per sottofondazione (Magrone) C8/10
- Cls per fondazioni C25/30



Classe di esposizione: xc2

Classe di consistenza: s4

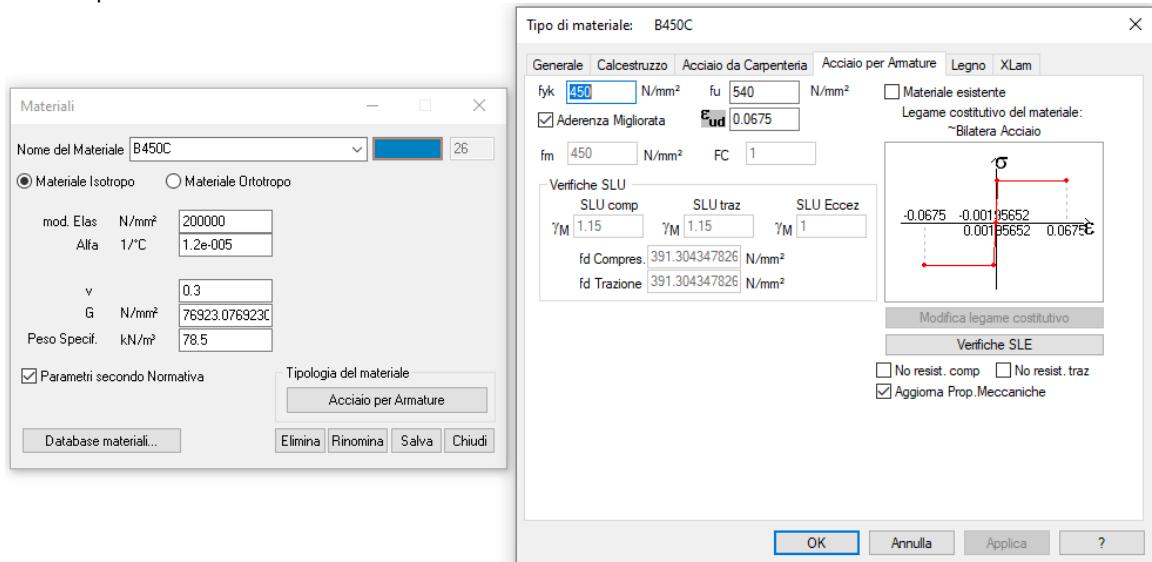
- Cls per elevazione C25/30



Classe di esposizione: xc1

Classe di consistenza: s4

- Acciaio per c.a. B450C



ACCIAIO (S 275):

$$E = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$v = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$f_u = 430 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Valori di progetto:

$$f_{cd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

BULLONERIA

$$f_{bu} = 800 \text{ (N/mm}^2\text{) carico di rottura}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ (N/mm}^2\text{) carico di snervamento}$$

ANCORANTI CHIMICI E MECCANICI

Ancorante chimico con resina epossidica ad alte prestazioni per ferri di ripresa e ancoraggi pesanti tipo Hilti HIT-RE 500 V4. Barra d'ancoraggio standard per resine a iniezione (classe 8.8 zincata a freddo).

f) Illustrazione criteri di progettazione e modellazione

Parametri di progetto

L'intervento si classifica come **nuova costruzione** di fabbricato adibito a spogliatoi.

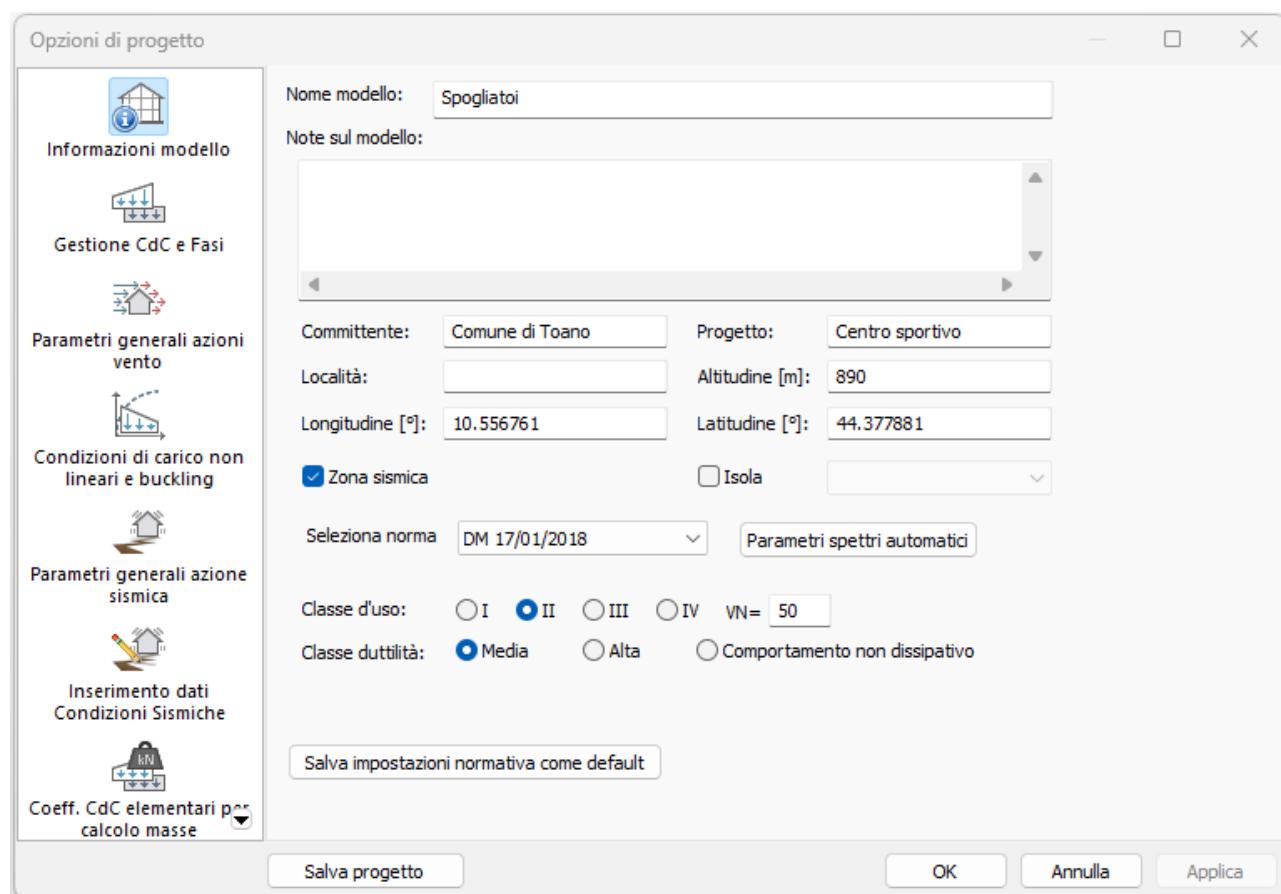
Per la valutazione della sicurezza e le verifiche sismiche del fabbricato è stata predisposta un'analisi dinamica lineare della struttura.

Classe di duttilità **Media**

Regolarità in pianta **Non regolare**

Regolarità in altezza **Non regolare**

Tipologia Strutturale **Struttura a telaio a più piani e più campate**



Fattore di comportamento (par.7.3.1 NTC 2018)

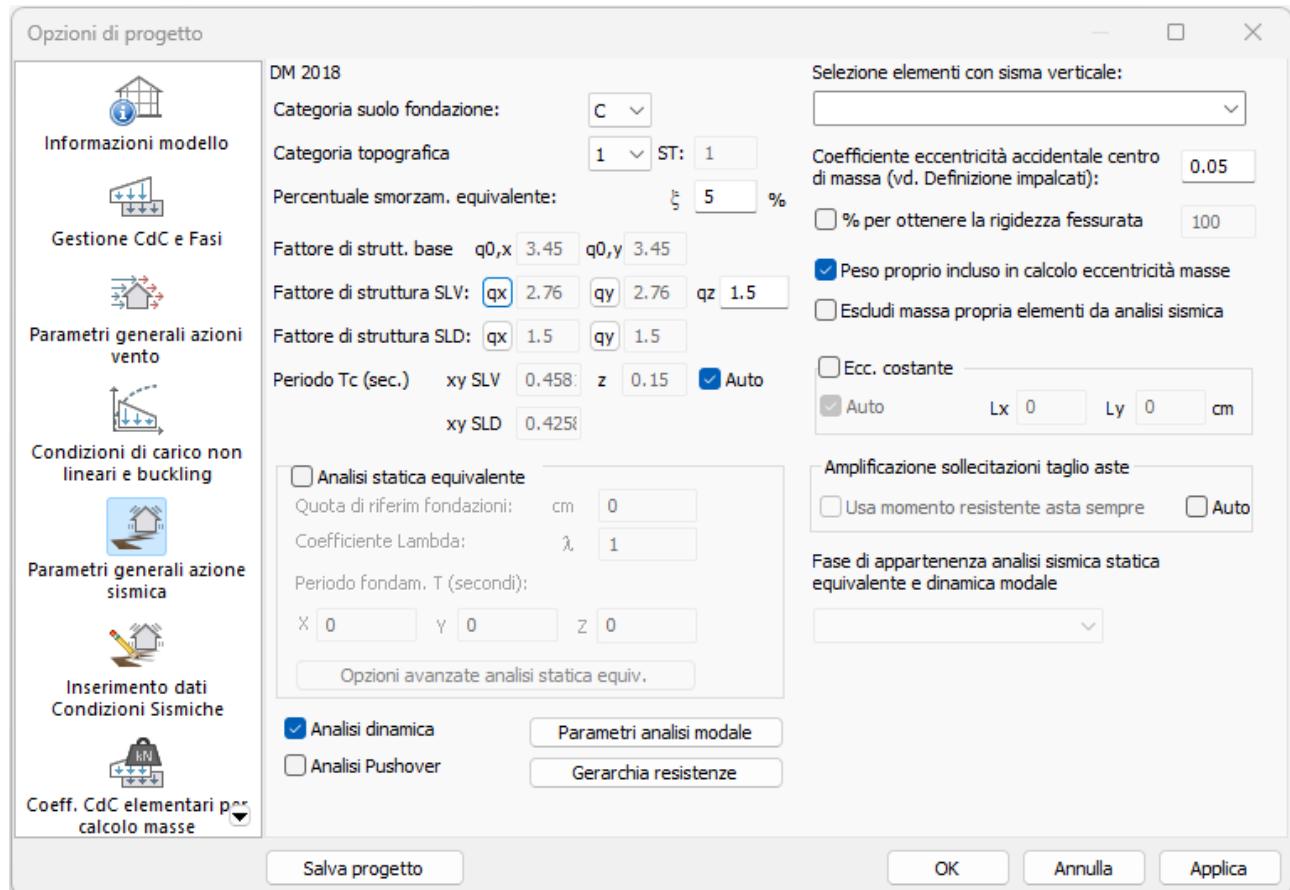
$$q_{CD''B''} = q_0 \times K_R = 2,76$$

Dove:

$$q_0 = 3,0 \times a_u/a_1 = 3,45$$

$a_u/a_1 = 1,15$ Telaio a più piani e più campate

$k_0 = 0,8$ Non regolare in altezza



Per la verifica statica dei solai sono stati adottati schemi statici di **travi semplice appoggio**.

Stati limite indagati → SLV – SLD (azione sismica)
→ SLU – SLE (azione statica)

Piani rigidi applicati

Nel modello ad elementi finiti i solai sono stati modellati come non rigidi a favore di sicurezza e considerando che il solaio di copertura è inclinato ed il solaio di interpiano presenta delle forature al centro per il vano scala e ascensore.

Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti

Il ribaltamento delle tamponature si evita ammorsando le tamponature al telaio in accordo con il §C7.3.6.2 della Circolare del 21 Gennaio 2019.

Requisiti delle fondazioni e collegamento tra fondazioni

La platea di fondazione è stata calcolata come riportato nel par. 7.2.5 delle NTC 2018, per le strutture progettate sia per CD “A” sia per CD “B”, il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti, derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo **q=1,5**.

Vincoli interni e/o esterni

La struttura è stata vincolata al terreno con k winkler $k=0,025 \text{ N/mm}^3$.

Giunti di separazione fra strutture contigue

L'edificio è stato modellato come unica unità strutturale.

Lunghezza di sovrapposizione delle barre

8.7.3

Lunghezza di sovrapposizione

(1) La lunghezza di sovrapposizione è:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

dove:

$l_{b,rqd}$ è calcolato con l'espressione (8.3);

$$l_{0,min} > \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}. \quad (8.11)$$

$$L_{b,rqd} = (\emptyset/4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (\emptyset/4) \times (391/3,04) = 32,2 \emptyset \text{ mm}$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1,0$$

$$L_0 = L_{b,rqd} \times 1,5 = 48,3 \emptyset \text{ mm} \quad \text{lunghezza di sovrapposizione minima in zona tesa}$$

g) Principali Combinazioni delle Azioni

Attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti “CMP” si combinano diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli *stati limite* si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione a Stato Limite Ultimo SLU:**

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi Q2 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi Q3 \cdot Qk3 + \dots$$

Coefficienti parziali per le azioni (A1 - STR):

- $\gamma_{G1} = 1,3$ Carichi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,5$ Carichi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Q1} = 1,5$ Carichi variabili

- **Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione frequente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione Sismica:**

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

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

h) Metodo di Analisi

L'analisi eseguita è una **dinamica lineare**. Le masse movimentate sono superiori all'85% in entrambe le direzioni (x e y) come richiesto dal §7.3.3.1 NTC18:

“Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.”

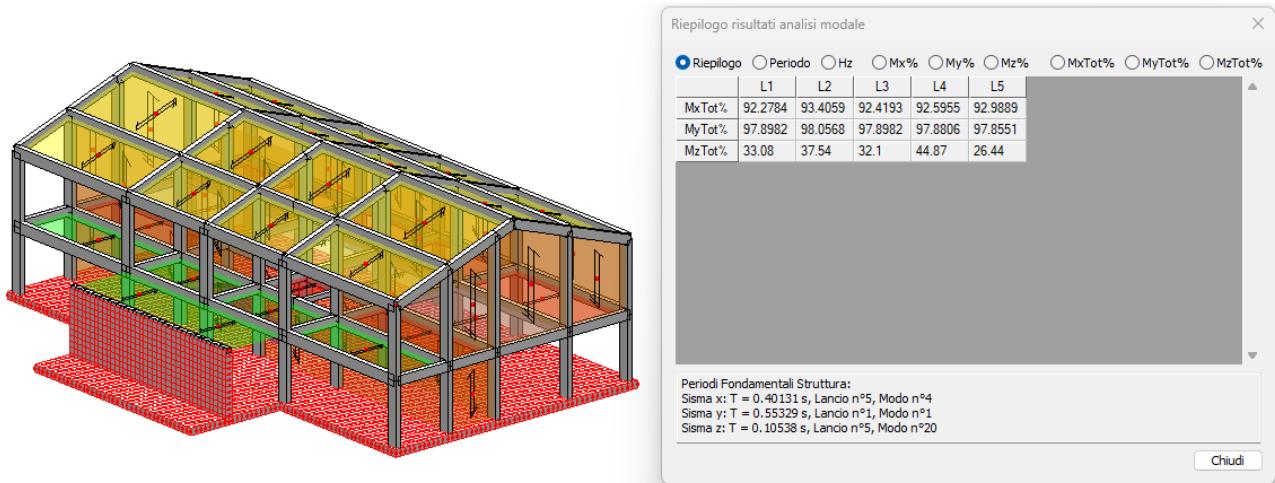


Figura 3: Masse partecipanti

Calcolo del fattore theta

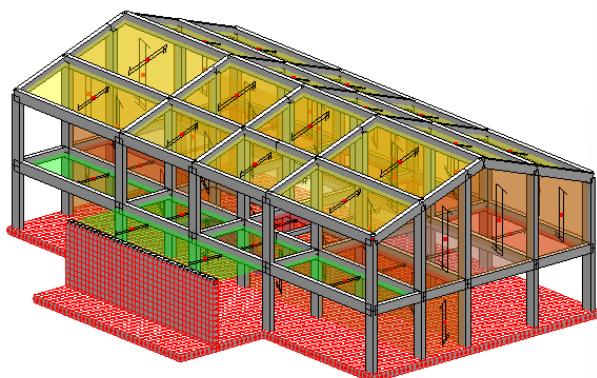
Il fattore theta è il rapporto tra effetti del 2° ordine ed effetti del 1° ordine, quindi se i primi sono inferiori al 10% dei secondi allora l'analisi non lineare è trascurabile; tale concetto è da applicarsi ad ogni singolo piano dell'edificio.

“Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risultino:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

dove:

- P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame
- dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- H è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.



Risultati - Calcolo del fattore theta

Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (cm)	Metodo calc.	h (cm)
Vert1	Impalcato n°2	83	(1392.54; -1023.58)	Ordinario	364
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (cm)	H (kN)
theta X	21	0.02627	-8274.844	-0.4849	-419.6481
theta Y	23	0.03615	-8277.706	1.99705	1256.4276
Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (cm)	Metodo calc.	h (cm)
Vert1	Impalcato n°3	106	(1389.2; -955.498)	Ordinario	385
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (cm)	H (kN)
theta X	24	0.06449	-2876.953	2.41475	279.80624
theta Y	23	0.02400	-2880.248	2.65301	826.90282

Chiudi

Nel progetto il fattore theta:

- per il primo impalcato $\theta = 0,036 < 0,1 \rightarrow$ è inferiore a 0,1;
- per il secondo impalcato $\theta = 0,064 < 0,1 \rightarrow$ è inferiore a 0,1;

pertanto non sono state incrementate le azioni sismiche come richiesto dal paragrafo 7.3.1 del D.M. 2018.

i) Criteri di verifica agli stati Limite indagati SLU e SLE

Tali analisi saranno compiute indagando principalmente lo Stato Limite di Danno e lo Stato Limite Ultimo.

j) Rappresentazioni configurazioni deformate e sollecitazioni

CONFIGURAZIONI DEFORMATE STRUTTURA IN C.A.

Nel presente paragrafo si riportano le deformate principali della struttura e le caratteristiche di sollecitazione a SLV.

- Deformata verticale carichi statici SLE quasi permanente

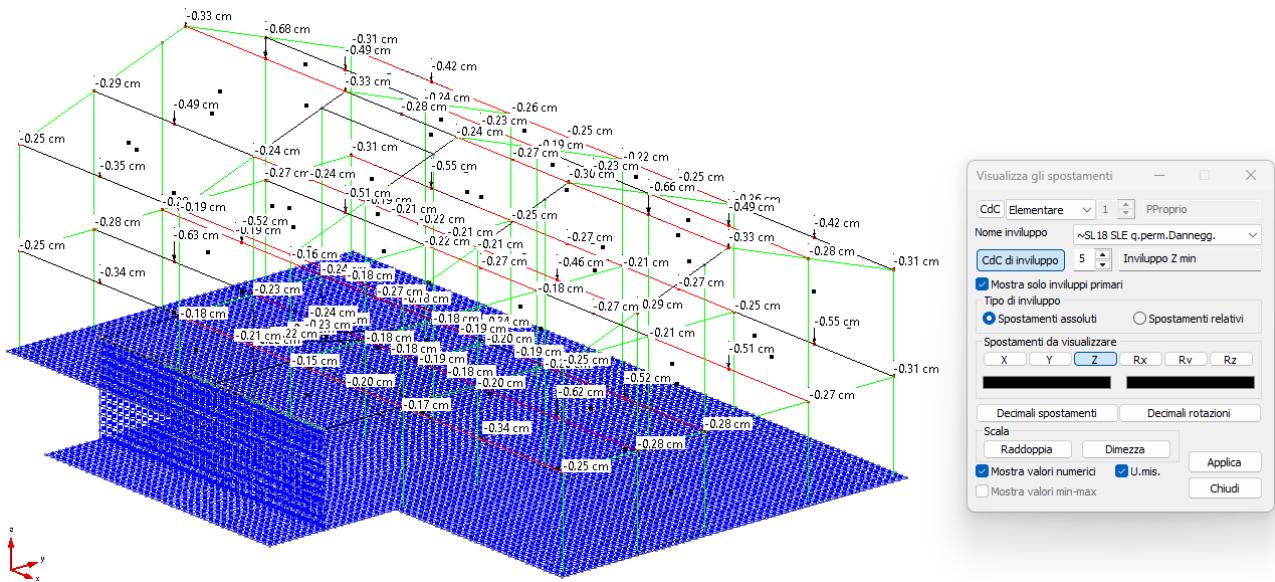


Figura 4: Deformate per carichi statici travi ortogonali all'orditura del solaio – combinazione SLE Quasi Permanente

$$\delta = 0,68 \text{ cm} < L/250 = 845 / 250 = 3,38 \text{ cm}$$

VERIFICHE DI SICUREZZA SLD

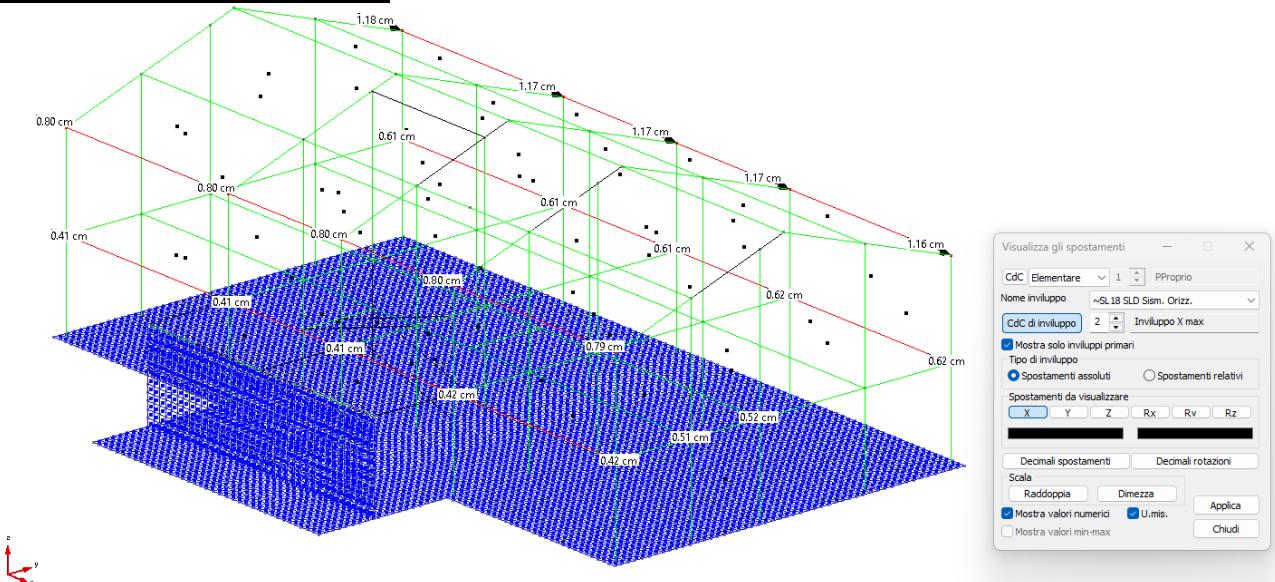


Figura 5 – Spostamenti X - SLD

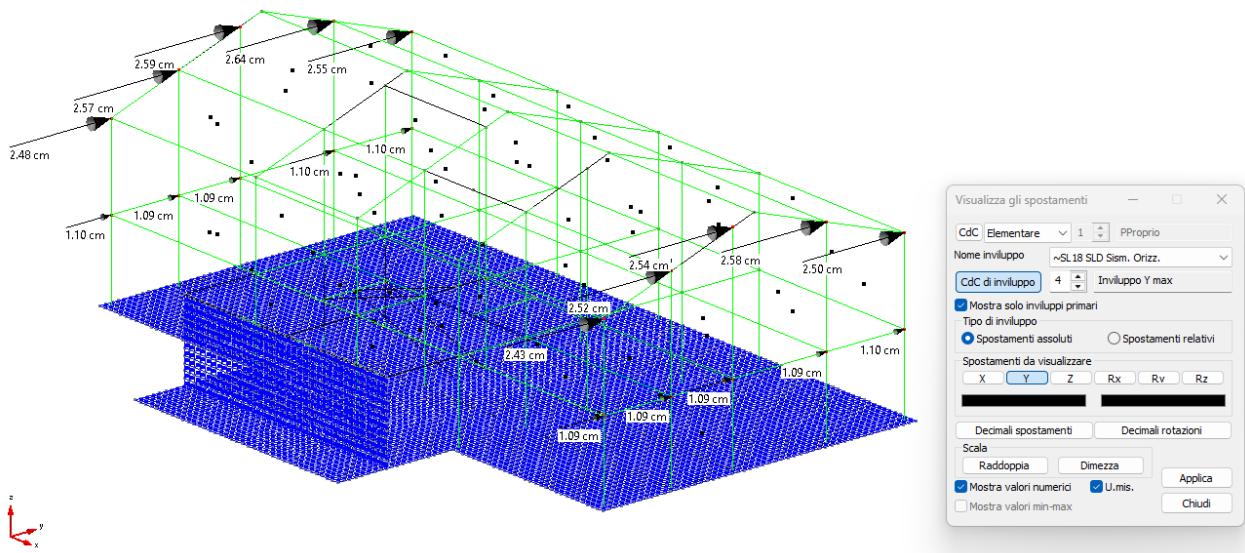


Figura 6 – Spostamenti Y - SLD

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Si riportano di seguito le verifiche di rigidezza della struttura allo SLD per il primo piano.

- Tamponamento perimetrale in direzione x
 $q \times \delta_r = 1,5 \times (1,18 - 0,61) \text{ cm} = 0,85 < (0,01 \cdot h) = 3,85 \text{ cm}$
- Tamponamento perimetrale in direzione y
 $q \times \delta_r = 1,5 \times (2,64 - 1,10) \text{ cm} = 2,31 < (0,01 \cdot h) = 5,16 \text{ cm}$

k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche sarà utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti (“**CMP Analisi Strutturale**” di CAIREPRO Reggio Emilia, e solutore Xfinest da Harpaceas s.r.l.).

I) Strutture geotecniche di fondazione

PLATEA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda le strutture di fondazione, si riportano di seguito le verifiche della platea di fondazione.

Verifiche di resistenza dei materiali a SLU

Si riportano le verifiche a flessione delle fondazioni, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

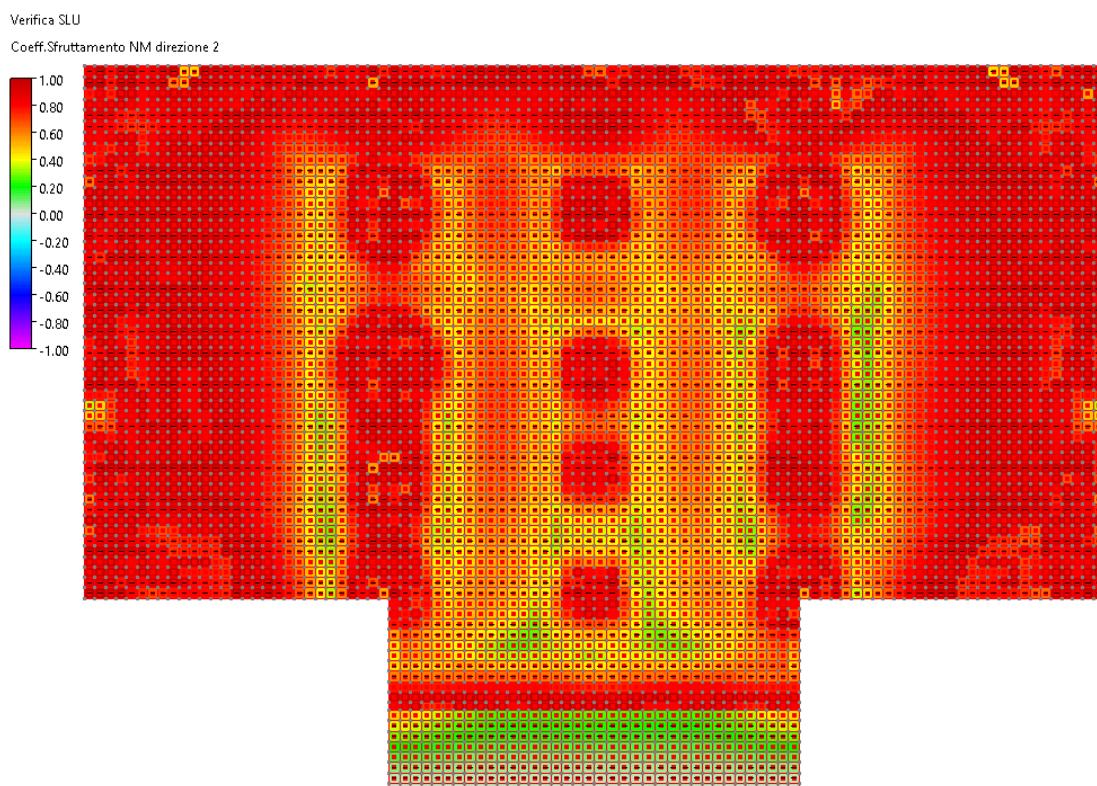


Figura 7: Verifica flessione platea in direzione 2

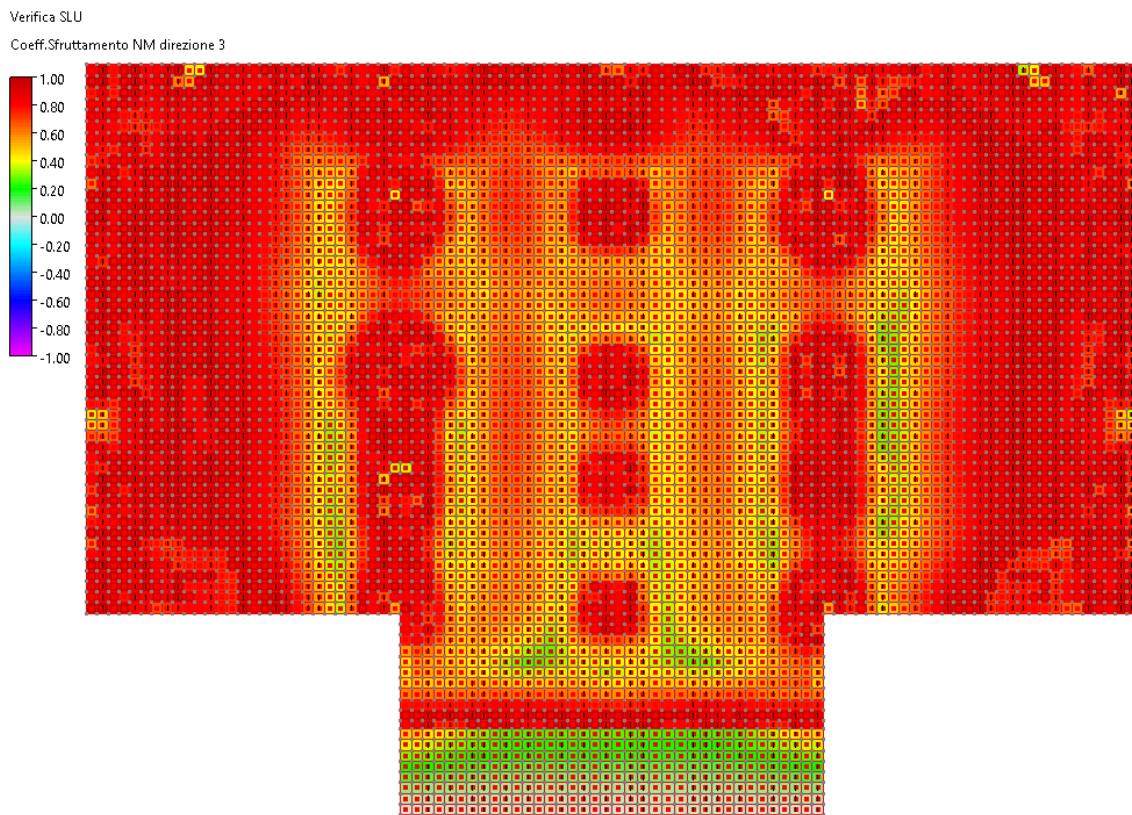


Figura 8: Verifica flessione platea in direzione 3

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche di portanza del terreno in condizioni drenate

Come riportato nella presente relazione, il terreno alla profondità di circa 1,0 m presenta le seguenti **caratteristiche meccaniche** in condizioni efficaci:

$$\phi' = 24^\circ \text{ angolo d'attrito}$$

$$c' = 0,07 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coesione efficace)}$$

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso di volume)}$$

Verifica della capacità portante

Si affida la capacità portante alla platea di fondazione; le verifiche sono state condotte con l'**Approccio 2**, combinazione **A1-M1-R3**.

Per la verifica della capacità portante il valore dell'azione di calcolo, componente verticale al piano di posa N_d del carico agente in fondazione, la si confronta con la componente normale della resistenza ultima del sistema fondazione-terreno:

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{\lim} L_R B_R}{\gamma_R}$$

- Approccio 2: R3 → $\gamma_R=2,3$ per la capacità portante (Tab. 6.4.I - NTC 2018)
- **B_R =Base ridotta**
- **L_R =lunghezza ridotta**

Coefficienti parziali per i parametri del terreno Tab. 6.2.II – NTC 2018 - colonna (M1):

- Coesione efficace $\gamma_c'=1$
- Coesione non drenata $\gamma_{cu}=1$
- Tang. Angolo di resistenza taglio $\gamma_\phi'=1$
- Peso unità di volume $\gamma_\gamma=1$

La formulazione di Brinch-Hansen (1970) contiene in un unico coefficiente tutte le variabili viste in precedenza.

$$q_{itm} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_Y \cdot \alpha_Y + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + q \cdot N_q \cdot \alpha_q \quad \rightarrow \text{in condizioni drenate}$$

Dove, con riferimento allo schema, deve intendersi:

- $B' = B - 2 \cdot e_B$ → con e_B eccentricità del carico rispetto al lato corto dell'impronta di fondazione
- $q = \gamma' \cdot D$ → pressione esercitata dalla colonna di terreno posta a fianco della fondazione

Fattori di capacità portante:

- $N_q = \tan^2 \varphi' \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{-\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \varphi'}$
- $N_Y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$

Coefficienti correttivi:

- $\alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$
- $\alpha_Y = i_Y \cdot s_Y \cdot d_Y \cdot b_Y \cdot g_Y$
- $\alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c$

i_q, i_Y, i_c → coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi

s_q, s_Y, s_c → coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione

d_q, d_Y, d_c → coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa D

b_q, b_Y, b_c → coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione della base di fondazione

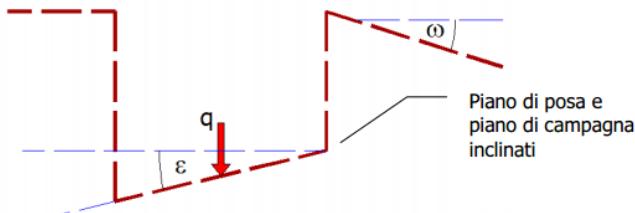
g_q, g_Y, g_c → coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione del piano di campagna



Coefficienti di inclinazione del carico

$$i_\gamma = \left\{ 1 - \left[\frac{V}{(N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \tan \varphi')} \right] \right\}^{(m+1)} ; i_q = \left\{ 1 - \left[\frac{q}{(N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \tan \varphi')} \right] \right\}^{(m)} ; i_c = i_q - \left[\frac{(1 - i_q)}{(N_0 \cdot \tan \varphi')} \right]$$

con : $m = (2+B'/L)/(1+B'/L')$ dove: $L' = L - 2e_L$ ($e_L \rightarrow$ eccentricità longitudinale del carico)


Coefficienti di forma

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * (B'/L') ; s_c = 1 + (B'/L') * (N_0/N_c) ; s_q = 1 + (B'/L') * \tan \varphi'$$

Coefficienti di affondamento

$$d_\gamma = 1 ; d_c = d_q - (1-d_q)/(N_c * \tan \varphi') ; d_q = 1 + 2(D/B') * \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 ;$$

Coefficienti di inclinazione base fondazione ($\epsilon < \pi/4$)

$$b_\gamma = (1 - \epsilon \tan \varphi')^2 ; b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c * \tan \varphi') ; b_q = (1 - \epsilon \tan \varphi')^2 ;$$

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

$$g_\gamma = g_q / \cos \omega ; g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c * \tan \varphi') ; g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c + \tan \varphi');$$

- Approccio 2: R3 $\rightarrow \gamma R = 2,3$ per la capacità portante (Tab. 6.4.I - NTC 2018)
- Coefficienti parziali per i parametri del terreno Tab. 6.2.II – NTC 2018 colonna (M1):

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_y	γ_y	1,0	1,0

Si riporta la portata dei basamenti considerando la trave maggiormente sollecitata secondo la formulazione Brinch-Hansen:

PLATEA		
L=	15,00	m
B=	29,00	m
ϕ' =	24	0,419
c'=	0,07	daN/cm ²
γ =	20	daN/m ³
D=	0,4	m
sen θ =	0,4067	
cotg θ =	2,2460	
tg θ =	0,4452	
w=	0	0
tgw=	0	
m=	1,34	
m+1=	2,341	
a=	0	

tg ⁴ D/B=	72,50	
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		
N=	3500000	daN
Mx=	0	daNm
My=	0	daNm
H=	3.000	daN
ex=	0,00	m
ey=	0,00	m

γ =	20	daN/mc
N_y =	9,44	$2(Nq+1)tg\theta'$
B=	29,00	m
s _c =	1,18	
i=	1,00	
b γ =	1	
g _v =	1,0	
L=	15,00	m

c'=	700	daN/mq
N _d =	19,32	
s _c =	1,18	
d _c =	1,005	
i _c =	0,999	
b _c =	1,0	
g _c =	1	

q=	8	daN/mq (γD)
N _q =	9,60	
s _q =	1,36	
d _q =	1,004	
i _q =	0,999	
b _q =	1,0	
g _q =	1,0	

q _{lim} =	19,350	daN/mq
γ_R =	2,3	Fattore di sicurezza → R3
B _R =	29,00	m BASE RIDOTTA
L _R =	15,00	m LUNGHEZZA RIDOTTA
R _d =	3.659.704	daN
N _d /R _d =	0,96	OK VERIFICA

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{lim} BL}{\gamma}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche di portanza del terreno in condizioni non drenate

Si riporta di seguito la verifica delle fondazioni in condizioni non drenate.

Per il riferimento della tipologia di terreno presente alla profondità di 0,8 m, si prendono i dati relativi alle indagini geologiche considerando i seguenti parametri geotecnici di verifica:

$\phi' = 24^\circ$ angolo d'attrito

c' = 0,07 daN/cm² (coesione efficace)

$$C_u = 76,00 \text{ [kPa]}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso di volume)}$$

Le sollecitazioni sulla trave sono state calcolate mediante la modellazione con software di calcolo considerando un terreno alla Winkler con $K=0,016 \text{ N/mm}^2$ a favore di sicurezza.

Verrà eseguita la verifica **GEO** - SLU di tipo geotecnico per quanto riguarda il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno.

Il tipo di fondazione scelta è di tipo superficiale.

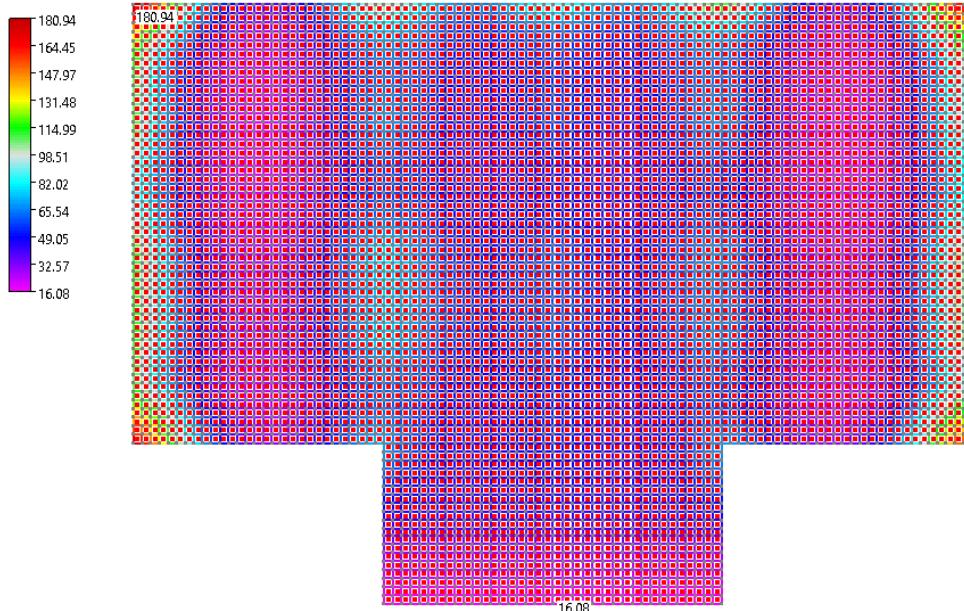
È stato verificato il collasso del terreno al di sotto della fondazione di progetto in condizioni non drenate che risulta essere più gravoso per i terreni argilosì.

SLU – Verifica al collasso per carico limite della fondazione superficiale

Calcolando la σ_{v0} , pressione esercitata sul terreno, mediante la formula:

$$E_d = \sigma_{v0} = W_{\max} k_s = 181 \text{ KN/m}^2$$

Involucro ~SL18 GEO
CdC di Involucro Wink max
Sub P (kN/m^3)



essa deve essere inferiore a $q_{lim,d}$ calcolata in condizioni non drenate ovvero immediatamente dopo l'applicazione del carico con l'approccio 2 (A1+ M1+R3):

$$q_{lim,cal} = C_u N_c s_c^o + q = 430 + 12 = 442 \text{ KN/m}^2$$

$$C_u = 76 \text{ KPa}$$

$$N_c = 5,14$$

$$s_c^o = 1 + 0,2 B/L = 1 + 0,2 \times 14/28 = 1,1$$

$$h_{media rinfanco} = 0,6 \text{ m}$$

$q = \text{sovraffordo laterale} = \gamma * h_{\text{terreno rinfianco}} = 20,00 \times 0,60 = 12,0 \text{ kPa}$.

$$R_d = q_{\text{lim,d}} = q_{\text{lim,cal}} / \gamma_R = 442 / 2,3 = \mathbf{192 \text{ KN/m}^2}$$

La verifica è soddisfatta in quanto $R_d > E_d$.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

SETTO CONTROTERRA

Per quanto riguarda le strutture del muro controterra, si riportano di seguito le verifiche di resistenza dei materiali a SLU e di stabilità del terreno.

Verifiche di resistenza dei materiali a SLU

Si riportano le verifiche a pressoflessione del setto controterra, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

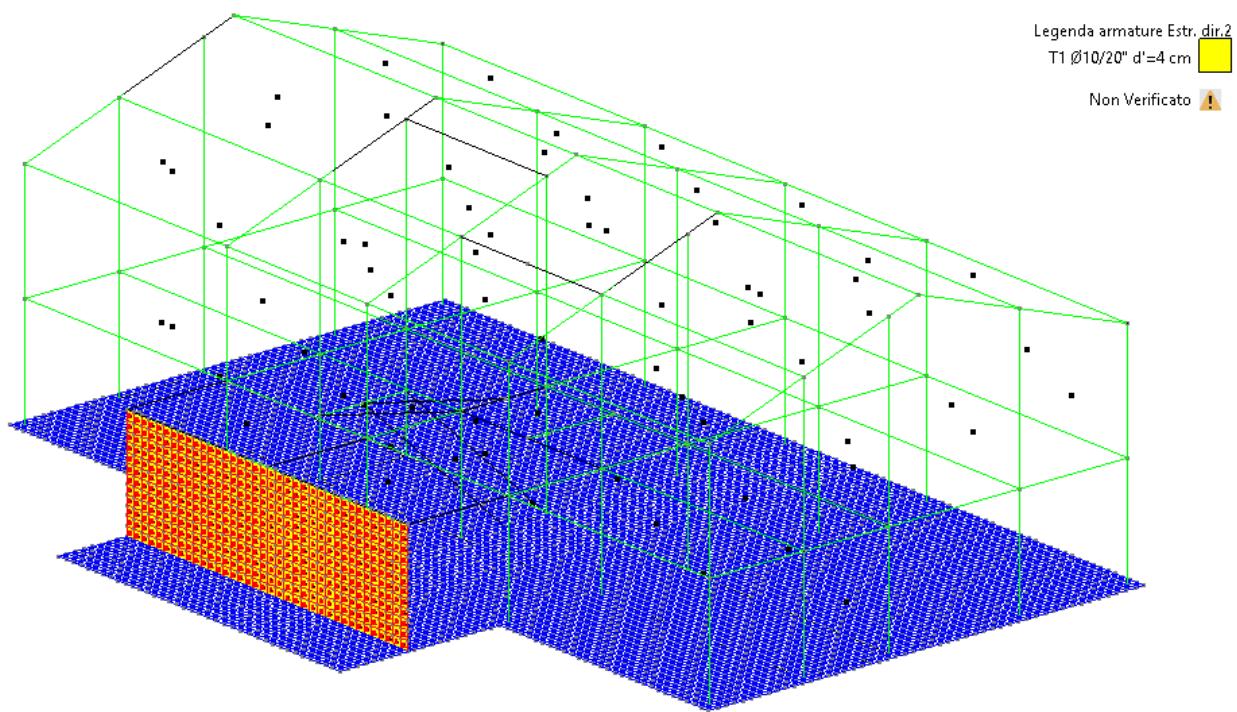


Figura 9: Vista delle armature orizzontali in direzione 2

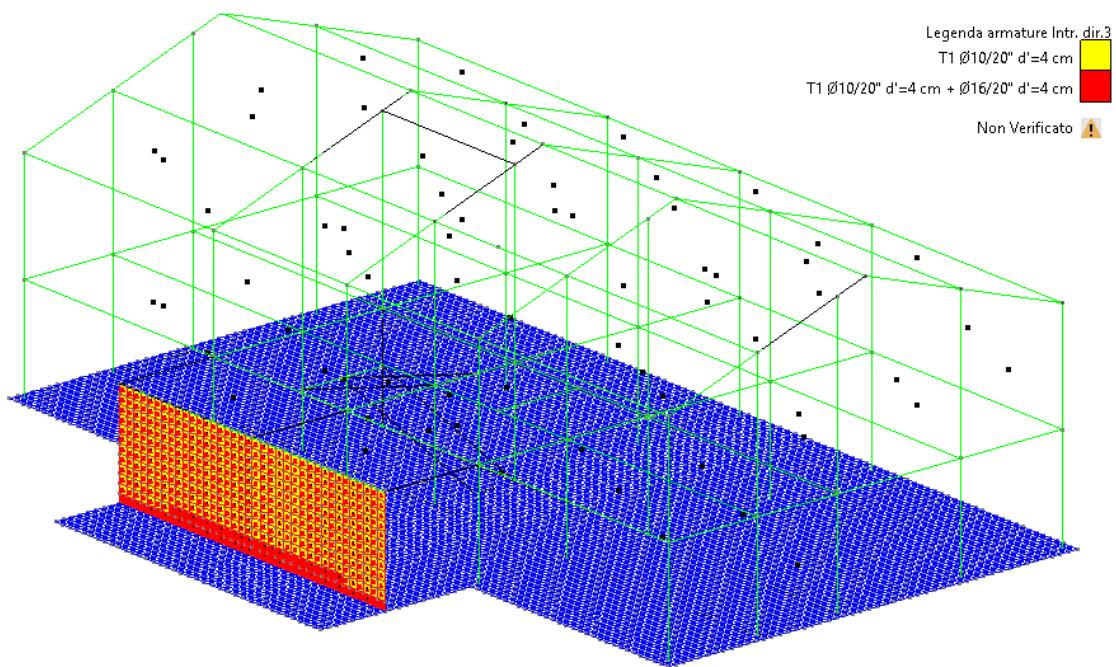


Figura 10: Vista delle armature verticali in direzione 3

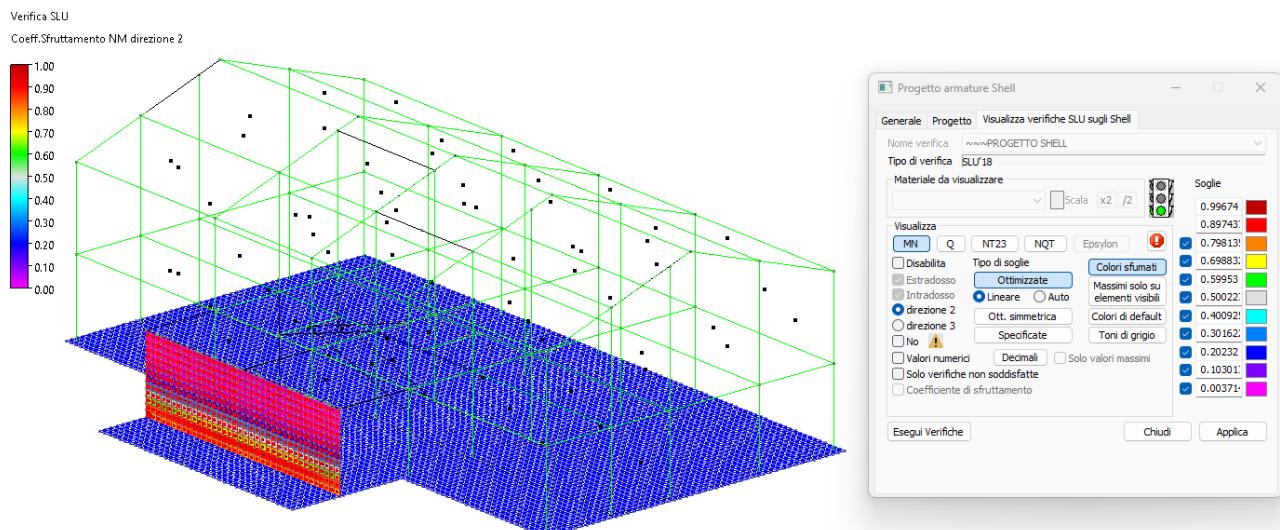


Figura 11: Verifica a pressoflessione in direzione 2

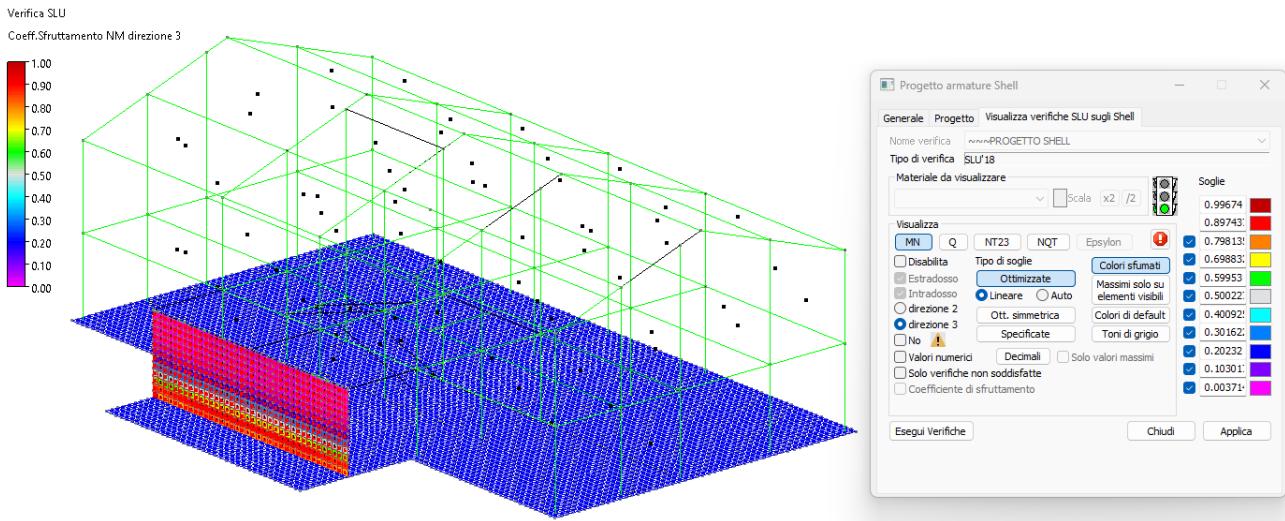


Figura 12: Verifica a pressoflessione in direzione 3

Verifiche agli Stati Limite Ultimi di un muro a mensola in c.a. in accordo con le NTC 2018

dati geometrici: (vedi Figura)

altezza del paramento del muro soggetto a spinta:

profondità del piano di fondazione:

spessore della soletta di fondazione:

spessore del paramento verticale alla sommità:

spessore del paramento verticale alla base:

lunghezza della scarpa posteriore:

lunghezza della scarpa anteriore:

angolo di pendio:

valori caratteristici dei parametri materiali e delle azioni:

angolo di resistenza al taglio del terreno:

peso di volume del terreno:

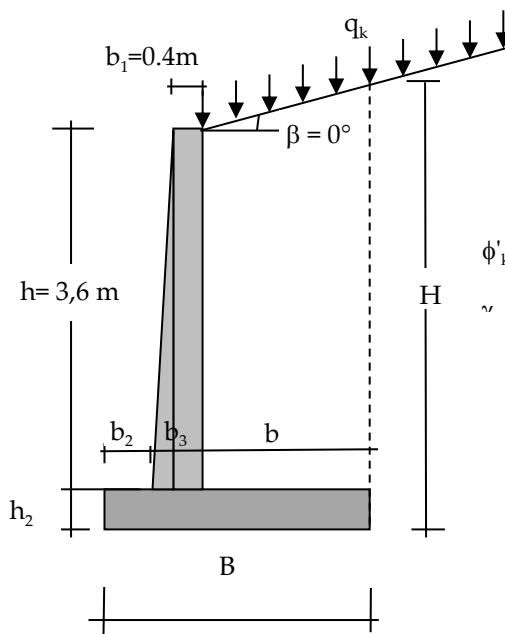
angolo di attrito base della fondazione-terreno:

peso di volume del c.a.:

sovraaccarico sulla superficie del terrapieno:

Htot=	4,1	m
h =	3,6	m
h ₁ =	0,50	m
h ₂ =	0,50	m
b ₁ =	0,4	m
b ₃ =	0,4	m
b ₂ =	3,5	m
b =	2,60	m
β =	0	°

ϕ'k =	20,0	°
γk =	19	kN/m ³
δk = 0,75 ϕ'k =	15	°
γbk =	25	kN/m ³
qk =	5	kPa



Per poter utilizzare lo schema di spinta attiva sulla parete virtuale (linea tratteggiata) è necessario che la lunghezza b sia tale da consentire lo sviluppo di una superficie di rottura piana alla Coulomb (inclinata di $(45^\circ + \phi'_k/2)$ rispetto all'orizzontale) entro il volume di terreno sovrastante la fondazione, ovvero dovrà essere:

$$b_{\min} = h \tan(45^\circ - \phi'_k/2) = 2,52 \text{ m} \quad \text{condizione soddisfatta}$$

$$b = 2,60 \text{ m}$$

$$B = b + b_2 + b_3 = 6,50 \text{ m}$$

$$b \tan \beta = 0,00 \text{ m}$$

$$H = h_1 + h + b \tan \beta = 4,10 \text{ m}$$

Tutte le verifiche agli SLU (eccetto la verifica di stabilità globale) si eseguono con DA2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali sulle proprietà geotecniche (M1)

da Tabella

$$\gamma_\phi' = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1 \quad 6.2.II$$

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 20^\circ$$

$$\gamma_d = \gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di spinta attiva (teoria di Coulomb)

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\psi = 90^\circ = 1,571 \text{ rad} \quad \text{angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale}$$

$$\beta = 0^\circ = 0,000 \text{ rad}$$

$$\phi' = 20^\circ = 0,349 \text{ rad}$$

$$\delta = 2/3 \phi' = 13,3^\circ = 0,233 \text{ rad} \quad \text{angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva}$$

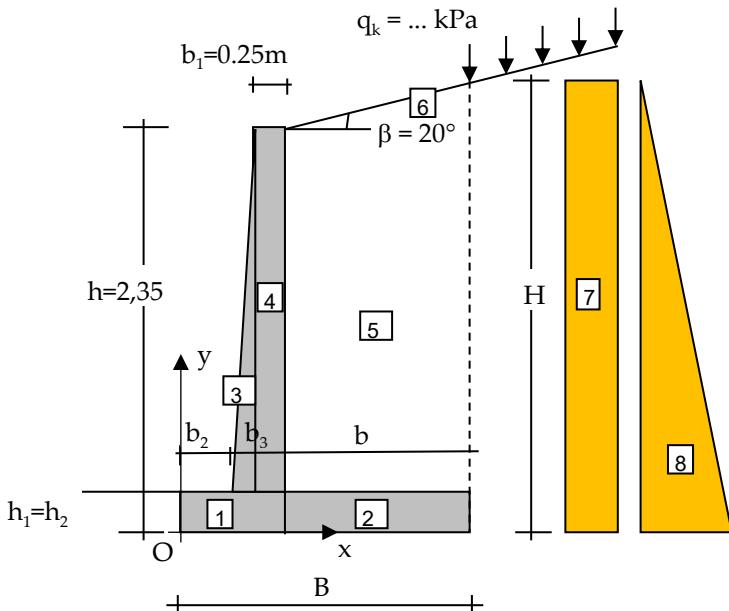
$$\sin(\delta) = 0,231$$

$\cos(\delta) =$	0,973
$\sin^2(\psi) =$	1,0000
$\sin^2(\psi+\phi) =$	0,8830
$\sin(\psi-\delta) =$	0,9730
$\sin(\phi+\delta) =$	0,5495
$\sin(\phi-\beta) =$	0,3420
$\sin(\psi+\beta) =$	1,0000
K_A =	0,44

La spinta attiva si considera applicata alla parete virtuale e inclinata di δ sull'orizzontale

da Tabella

Coefficienti parziali sulle azioni (A1)	6.2.I
Peso (azione permanente favorevole)	$\gamma_{G1} = 1$
Spinte (azione permanente sfavorevole)	$\gamma_{G1} = 1,3$
Sovraccarico (azione variabile sfavorevole)	$\gamma_Q = 1,5$



Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante

I valori caratteristici ed i valori di progetto sono coincidenti

$$\gamma_{G1} = 1$$

il momento è calcolato rispetto al lembo anteriore della base

	peso W _i (kN/m)	braccio x _i (m)	memento (kN m/m)
1)	48,75	x	1,950 = 95,06
2)	32,50	x	5,200 = 169,00
3)	0,00	x	3,500 = 0,00
4)	41,00	x	3,700 = 151,70
5)	177,84	x	5,200 = 924,77

$$6) \quad \frac{0,00}{\Sigma W = 300,09} \times 3,900 = \frac{0,00}{\Sigma M = 1340,53}$$

ascissa di applicazione della forza peso $x_w =$

$$\Sigma M / \Sigma W = 4,47 \text{ m}$$

Spinte (valori caratteristici)

le spinte attive sono inclinate dell'angolo δ sull'orizzontale

7)	$P_A(q_k) = K_A q_k H =$ $P_A(\gamma_k) = 0,5 K_A \gamma_k$	8,94 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico spinta dovuta al peso proprio terreno
8)	$H^2 =$ $P_A(q_k)h = P_A(q_k)$	69,62 kN/m	
7h)	$\cos\delta =$ $P_A(q_k)v = P_A(q_k)$	8,70 kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$
7v)	$\sin\delta =$ $P_A(\gamma_k)h = P_A(\gamma_k)$	2,06 kN/m	componente vert. di $P_A(q_k)$
8h)	$\cos\delta =$ $P_A(\gamma_k)v = P_A(\gamma_k)$	67,74 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
8v)	$\sin\delta =$ $P_A(\gamma_k)v = P_A(\gamma_k)$	16,06 kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$

Spinte (valori di progetto)

$$\begin{array}{lll} \text{per il peso proprio del} \\ \text{terreno } \gamma_{G1} = & & 1,3 \\ \text{per il sovraccarico } \gamma_Q = & & 1,5 \end{array}$$

7)	$P_{Ad}(q_k) = \gamma_Q P_A(q_k) =$ =	13,41 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico spinta dovuta al peso proprio terreno
8)	$P_A(\gamma_k) =$ $P_{Ad}(q_k)h = \gamma_Q$	90,50 kN/m	
7h)	$P_A(q_k)h =$ $P_{Ad}(q_k)v = \gamma_Q$	13,04 kN/m	componente orizz. di $P_{Ad}(q_k)$
7v)	$P_A(q_k)v =$ $P_{Ad}(q_k)h = \gamma_{G1}$	3,09 kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(q_k)$
8h)	$P_A(\gamma_k)h =$ $P_{Ad}(q_k)v = \gamma_{G1}$	88,06 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
8v)	$P_A(\gamma_k)v =$	20,87 kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(q_k)$

Coordinate dei punti di applicazione delle azioni rispetto al lembo anteriore della base:

Spinta x (m) y (m)

$$P_{Ad}(q_k) \quad 6,5 \quad 2,05$$

$$P_{Ad}(\gamma_k) \quad 6,5 \quad 1,37$$

$$W_d \quad 4,47$$

Verifica allo SLU (GEO) di ribaltamento

DA2 (A1+M1+R3)

$$\gamma_R = 1,15 \quad \text{Tab. 6.5.1}$$

Momento ribaltante (dovuto alle spinte):

$$\begin{array}{lll} \text{Forza} & \text{braccio} & \text{Momento} \end{array}$$

13,04 kN/m	2,05 m	26,74 kNm/m
3,09 kN/m	-6,5 m	-20,09 kNm/m
88,06 kN/m	1,37 m	120,36 kNm/m
20,87 kN/m	-6,5 m	<u>-135,67</u> kNm/m
	E _d =	-8,67 kNm/m

Momento stabilizzante (dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante):

Forza	braccio	Momento
300,09 kN/m	4,47 m	1340,53 kNm/m
R _d = M _{stab} /γ _R =	1165,68 kNm/m	
R _d	> E _d	la verifica è soddisfatta



Verifica allo SLU (GEO) per scorrimento DA2 (A1+M1+R3)

$$\gamma_R = 1,1 \quad \text{Tab. 6.5.1}$$

Coefficiente di attrito fondazione -

$$\text{terreno} \quad \tan\delta_k = 0,268$$

Forza resistente per attrito:

$$H_{res} = 332,053 \times 0,268 = 88,97 \text{ kN/m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

K _p =	2,72	Coeff. di spinta passiva
s =	0,80	m
d =	0,40	m
P _p =	43,7	kN/m

Spinta Passiva sul dado di contrasto

Resistenza di progetto:

$$R_d = H_{res} / \gamma_R = 120,6 \text{ kN/m}$$

Azione orizzontale di progetto:

$$E_d = H_{SL} = 101,1 \text{ kN/m}$$

R _d	>	E _d	la verifica è soddisfatta
----------------	---	----------------	---------------------------



Verifica allo SLU (GEO) per capacità portante della fondazione DA2 (A1+M1+R3)

Tab.

$$\gamma_R = 1,4 \quad \text{6.5.1}$$

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_y s_y d_y i_y b_y g_y$$

$$B = 6,5 \text{ m} \quad \text{larghezza della fondazione}$$

$$H_d = 57,44 \text{ kN/m} \quad \text{componente orizzontale della risultante di progetto}$$

$$V_d = 318,21 \text{ kN/m} \quad \text{componente verticale della risultante di progetto}$$

$$M_d = -296,02 \text{ kNm/m} \quad \text{momento della risultante rispetto alla mezzeria della fondazione}$$

$$e = 0,930 \text{ m} \quad \text{eccentricità della risultante}$$

$$i = 0,179 \text{ rad} = 10,23^\circ \quad \text{inclinazione della risultante rispetto alla verticale}$$

$c = c' d =$	0 kPa	$\gamma = \gamma_d =$	19 kN/m ³	
$\varphi = \varphi'_d =$	20 ° =	0,349 rad	$\tan\varphi =$	0,364
$q = \gamma_d h_i =$	9,5 kPa		$tani =$	
$B' = B - 2e =$	4,64 m		$H_d/V_d =$	0,181
$N_q =$	6,399	$s_q = d_q = b_q = g_q =$	1	$i_q = (1-tani)^2 = 0,672$
$N_\gamma =$	3,930	$s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	$i_\gamma = (1-tani)^3 = 0,550$
$q_{lim} =$	136 kPa			
$E_d = V_d =$	318 kN/m			
$R_d = q_{lim} B' / \gamma_R =$	451 kN/m			
R_d	> E_d	la verifica è soddisfatta		

Verifica in condizioni sismiche secondo NTC 2018

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato. (§ 7.11.1.)

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1,20
Scorrimento	1,00
Ribalzamento	1,00
Resistenza del terreno a valle	1,20

Metodo pseudo-statico

Azione sismica

[7.11.8]

Località:	Toano (RE)
Vita nominale:	$V_N \geq 50$ anni
Classe d'uso :	II ($C_U=1,0$)
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N C_U = 50$ anni
Stato limite ultimo:	SLV ($P_{VR}=10\%$)
Periodo di ritorno:	$T_R = 949$ anni

a_g [g]	F_o [-]	T_c [s]
0,201	2,394	0,295

Categoria di sottosuolo: C

$$S_s = 1,4 - 0,4 F_o a_g/g \leq 1,2$$

$S_s =$	1,411
$S_t =$	1

Coefficiente stratigrafico Tab. 3.2.IV

Coefficiente topografico Tab. 3.2.V

$$a_{max} = S_s S_t a_g = 0,284 \text{ g}$$

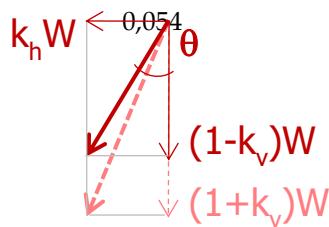
$$\beta_m = 0,38$$

$$k_h = \beta_m a_{max}/g = 0,108$$

Coefficiente di riduzione di a_{max} (§ 7.11.6.2.1)

$$k_v = \pm 0.5 k_h =$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$



segno - per componente verticale verso l'alto

(nel seguito, per brevità, si assume solo il segno -)

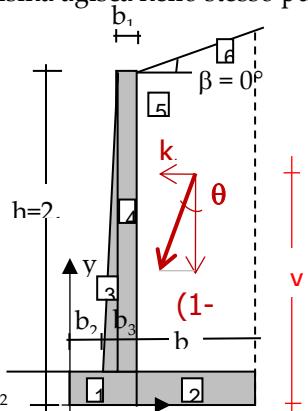
$\tan \theta (-) =$	0,1139	$\theta (-) =$	0,1134 rad =	6,50 °
$\tan \theta (+) =$	0,1023	$\theta (+) =$	0,1019 rad =	5,84 °

Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$\psi =$	90 ° =	1,571 rad	angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale
$\beta =$	0 ° =	0,000 rad	
$\phi' =$	20 ° =	0,349 rad	
$\delta = 2/3 \phi' =$	13,3 ° =	0,233 rad	angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva
$\theta = \theta (-) =$	6,50 ° =	0,113 rad	
$\sin^2(\psi) =$	1,0000		
$\sin^2(\psi + \phi - \theta) =$	0,9455		
$\sin(\psi - \theta - \delta) =$	0,9407		
$\sin(\phi + \delta) =$	0,5495		
$\sin(\phi - \beta - \theta) =$	0,2335		
$\sin(\psi + \beta) =$	1,0000		
$\cos(\theta) =$	0,9936		
$K_{AE} =$	0,540		

"Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica." (§7.11.6.2.1)



Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante in condizioni sismiche

+ x +

	peso W_i (kN/m)	$(1-k_v) W_i$ (kN/m)	x_i (m)	x_i m/m	$k_h W_i$ (kN/m)	y_i (m)	$k_h W_i y_i$ (kN m/m)
1)	48,75	46,12	1,950	95,063	5,25	0,25	1,313
2)	32,50	30,75	5,200	169,000	3,50	0,25	0,876
3)	0,00	0,00	3,500	0,000	0,00	1,70	0,000
4)	41,00	38,79	3,700	151,700	4,42	2,30	10,163
5)	177,84	168,26	5,200	924,768	19,17	2,30	44,082
6)	0,00	<u>0,00</u>	3,900	<u>0,000</u>	<u>0,00</u>	0,50	<u>0,000</u>
	$\Sigma =$	283,92		1340,53	32,34		56,43
	$x_w =$	4,72	m	$y_w =$	1,74	m	

Spinte in condizioni sismiche (i valori caratteristici e di progetto coincidenti)

7)	$P_{AE}(q_k) = K_{AE} q_k (1-k_v) H =$	10,46 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico
8)	$P_{AE}(\gamma_k) = 0,5 K_{AE} \gamma_k (1-k_v) H^2 =$	81,52 kN/m	spinta dovuta al peso proprio
7h)	$P_{AE}(q_k)h = P_{AE}(q_k) \cos\delta =$	10,18 kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$
7v)	$P_{AE}(q_k)v = P_{AE}(q_k) \sin\delta =$	2,41 kN/m	componente vert. di $P_A(q_k)$
8h)	$P_{AE}(\gamma_k)h = P_{AE}(\gamma_k) \cos\delta =$	79,32 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
8v)	$P_{AE}(\gamma_k)v = P_{AE}(\gamma_k) \sin\delta =$	<u>18,80</u> kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$
	$\Sigma P_{AE,h} =$	89,50 kN/m	$y_{PAE} =$ 1,44 m
	$\Sigma P_{AE,v} =$	21,21 kN/m	$x_{PAE} =$ 6,5 m

Verifica allo stato limite (SLV) per ribaltamento

Azione di progetto = Momento ribaltante

$$E_d = M_{rib} = \Sigma P_{AE,h} y_{PAE} - \Sigma P_{AE,v} x_{PAE} = -8,60 \text{ kNm/m}$$

Resistenza di progetto = Momento stabilizzante

$$R_d = M_{stab} = \Sigma (1-k_v) W_i x_w - \Sigma k_h W_i y_w = 1284,10 \text{ kNm/m} \quad \gamma_R = 1,00 \quad \text{ab. 7.11.III}$$

$$R_d > E_d \quad \text{la verifica è soddisfatta} \quad \leftarrow$$

Verifica allo stato limite (SLV) per scorrimento

Azione di progetto

$$E_d = \Sigma P_{AE,h} + \Sigma k_h W = 121,84 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto

$$\text{Coefficiente di attrito fondazione - terreno} \quad \tan\delta = 0,268$$

$$R_d = (\Sigma W(1-k_v) + \Sigma P_{AE,v}) \tan\delta / \gamma_R = 143,73 \text{ kN/m} \quad \gamma_R = 1,00 \quad \text{ab. 7.11.III}$$

$$R_d > E_d \quad \text{la verifica è soddisfatta} \quad \leftarrow$$

Verifica allo stato limite (SLV) per carico limite

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_y s_y d_y i_y b_y g_y$$

$$B = 6,5 \text{ m} \quad \text{larghezza della fondazione}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto:

$$H = \Sigma k_h W + \Sigma P_{AE,h} = 78,17 \text{ kN/m}$$

Componente verticale della risultante di progetto:

$$V = \Sigma W(1-k_v) + \Sigma P_{AE,v} = 305,13 \text{ kN/m}$$

Tab.

7.11.III

Momento della risultante rispetto alla mezzeria della fondazione:

$$M = 301,02 \text{ kNm/m} \quad \text{positivo il senso orario}$$

eccentricità della risultante

$$e = M/V = -0,987 \text{ m}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale:

$$i = \arctan(H/V) = 0,2508 \text{ rad} = 14,37$$

$$c = c'_d = 0 \text{ kPa} \quad \gamma = \gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = \varphi'_d = 20^\circ = 0,349 \text{ rad} \quad \tan\varphi = 0,364$$

$$q = \gamma_d h_1 = 9,5 \text{ kPa} \quad H_d/V_d = 0,256$$

$$B' = B - 2e = 4,53 \text{ m}$$

$$N_q = 6,399 \quad s_q = d_q = b_q = g_q = 1 \quad i_q = (1 - \alpha_i)^2 = 0,553$$

$$N_\gamma = 3,930 \quad s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma = 1 \quad -\tan i)^3 = 0,412$$

$$q_{lim} = 103 \text{ kPa}$$

$$E_d = V_d = 305 \text{ kN/m}$$

$$R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 389 \text{ kN/m} \quad E_d > R_d$$

la verifica è soddisfatta



Tab.

7.11.III

m) Indicazioni della categoria d'intervento

La categoria d'intervento è classificata come nuova costruzione.

n) Descrizione della struttura esistente

Vedi punto b)

o) Proprietà meccaniche dei materiali

Vedi punto e)

p) Risultati più significativi

1 VERIFICA MODELLO GLOBALE

1.1 Verifiche travi

Si riportano le verifiche a SLV a flessione e taglio.

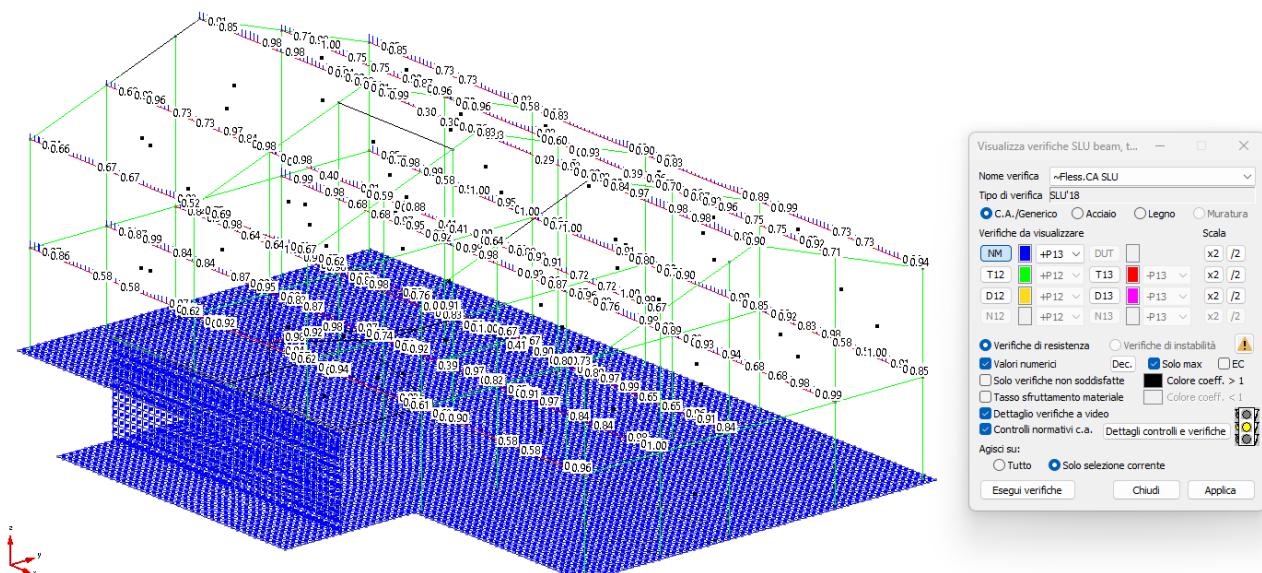


Figura 13: Verifica travi a flessione in direzione x

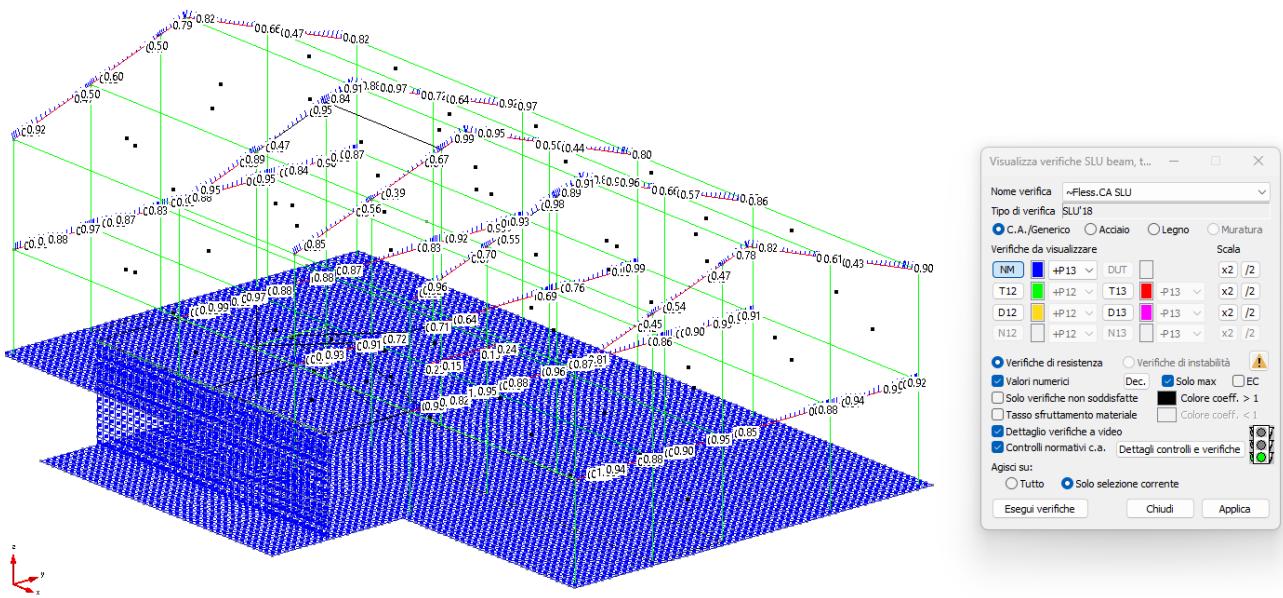


Figura 14: Verifica travi a flessione in direzione y

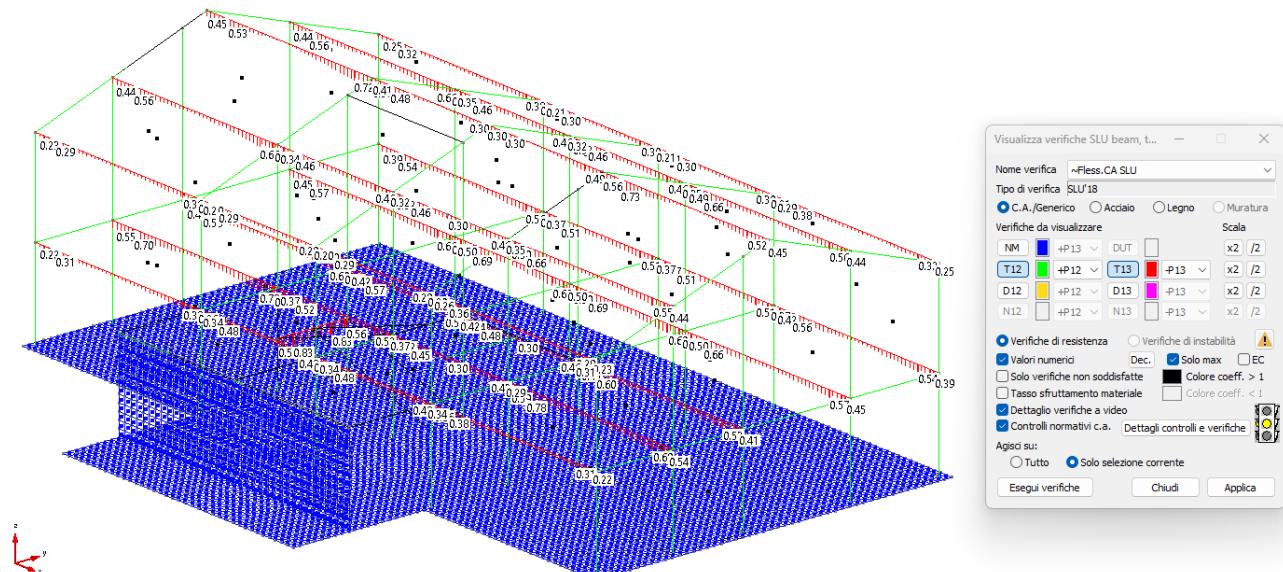


Figura 15: Verifica travi a taglio in direzione x

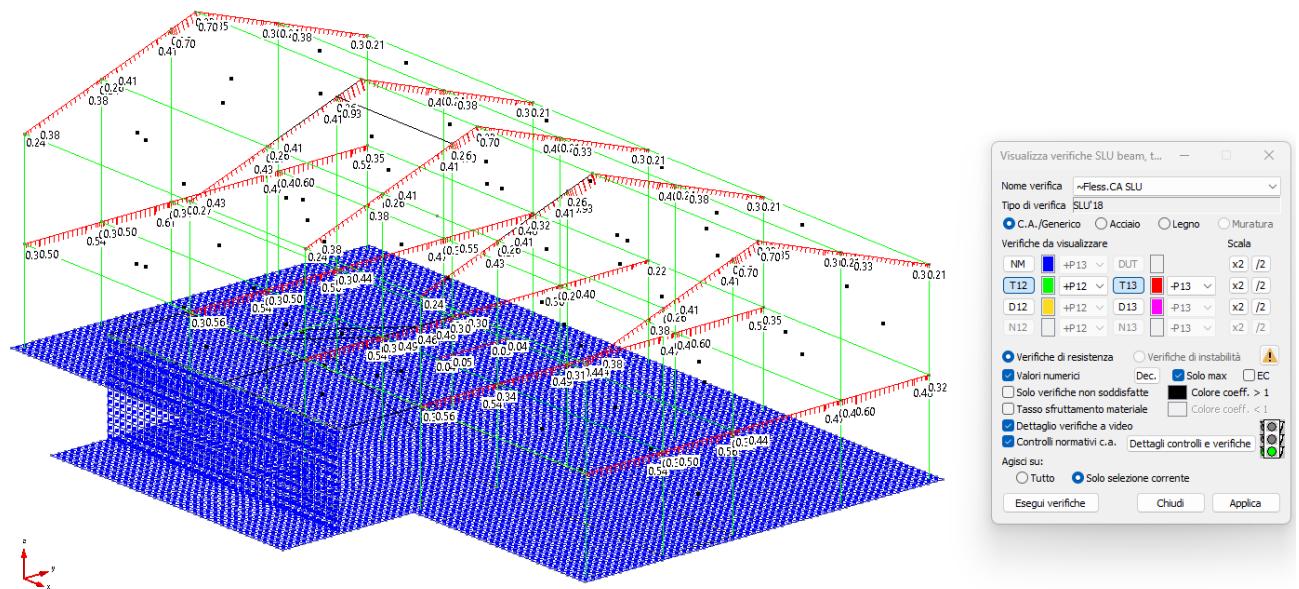


Figura 16: Verifica travi a taglio in direzione y

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

1.2 Verifiche pilastri

Si riportano le verifiche a SLV a presso – flessione, taglio e verifiche dei nodi

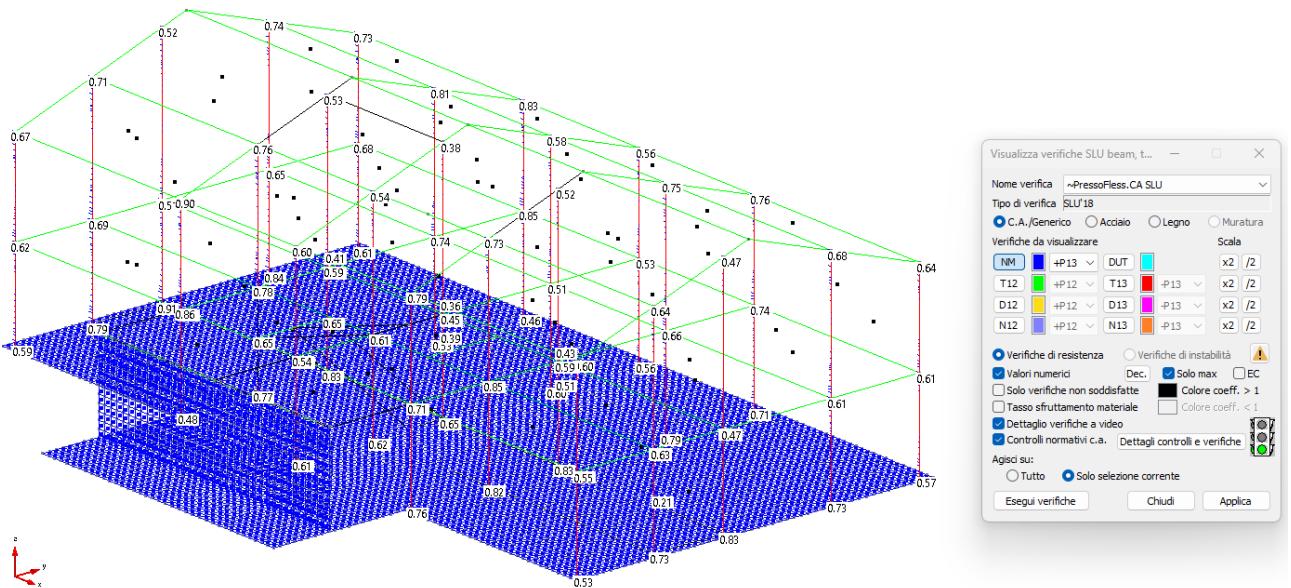


Figura 17: Verifica pilastri a presso - flessione

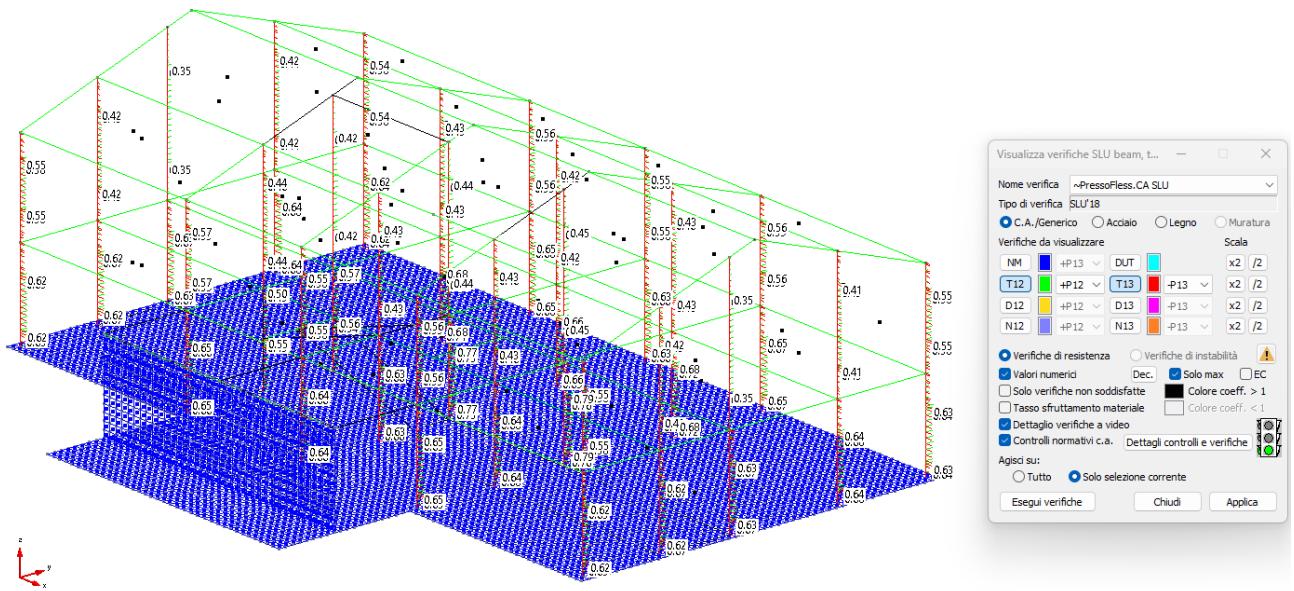


Figura 18: Verifica pilastri a taglio

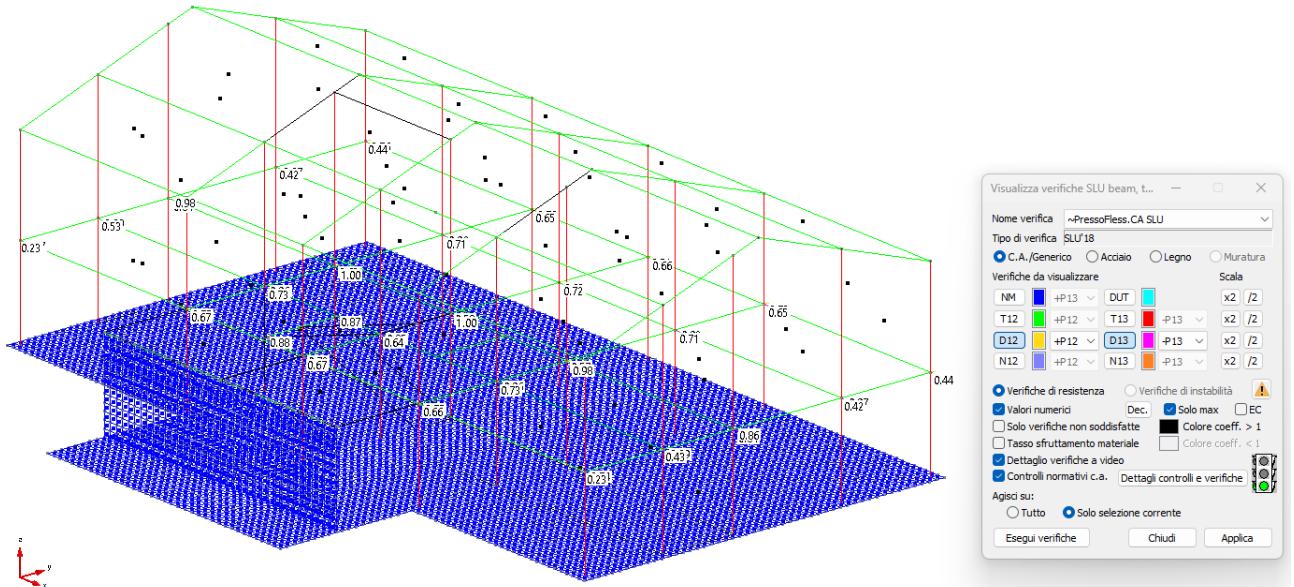


Figura 19: Verifica gerarchia delle resistenze nodi

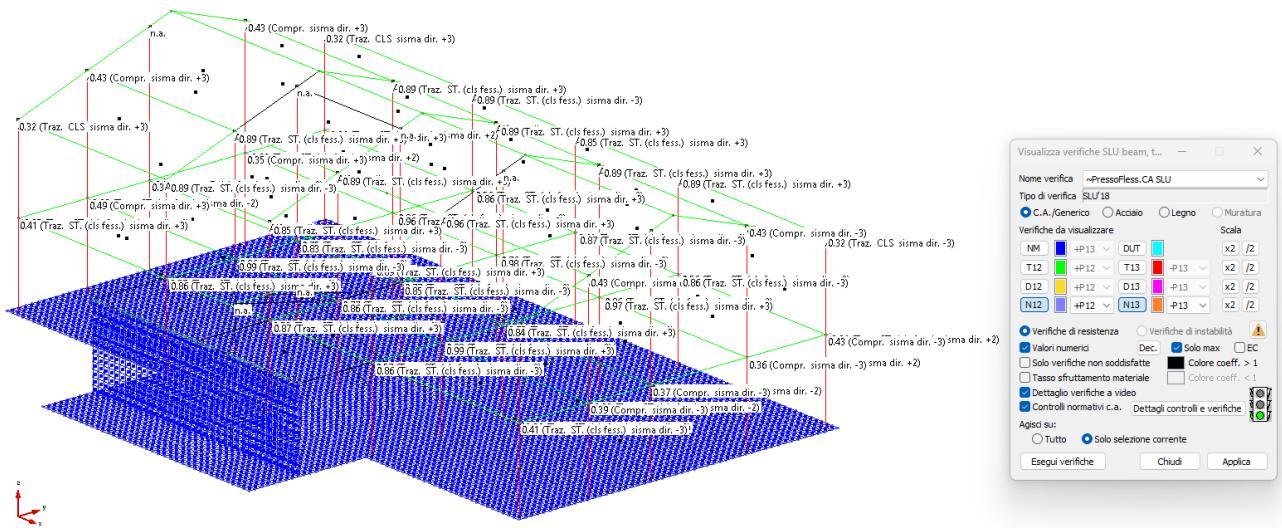


Figura 20: Verifica nodi

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.