



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

R.06

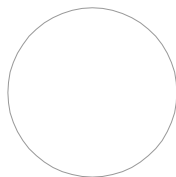
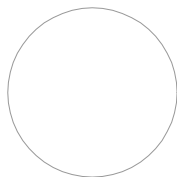
Relazione geotecnica

10/09/2025

Protocollo 24/25

RESPONSABILE DEL PROGETTO:

COMMITTENTE



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 0522347470
info@franzonistudio.com www.franzonistudio.com
enrico.franzoni@archiworldpec.it

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, MODELLAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

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.

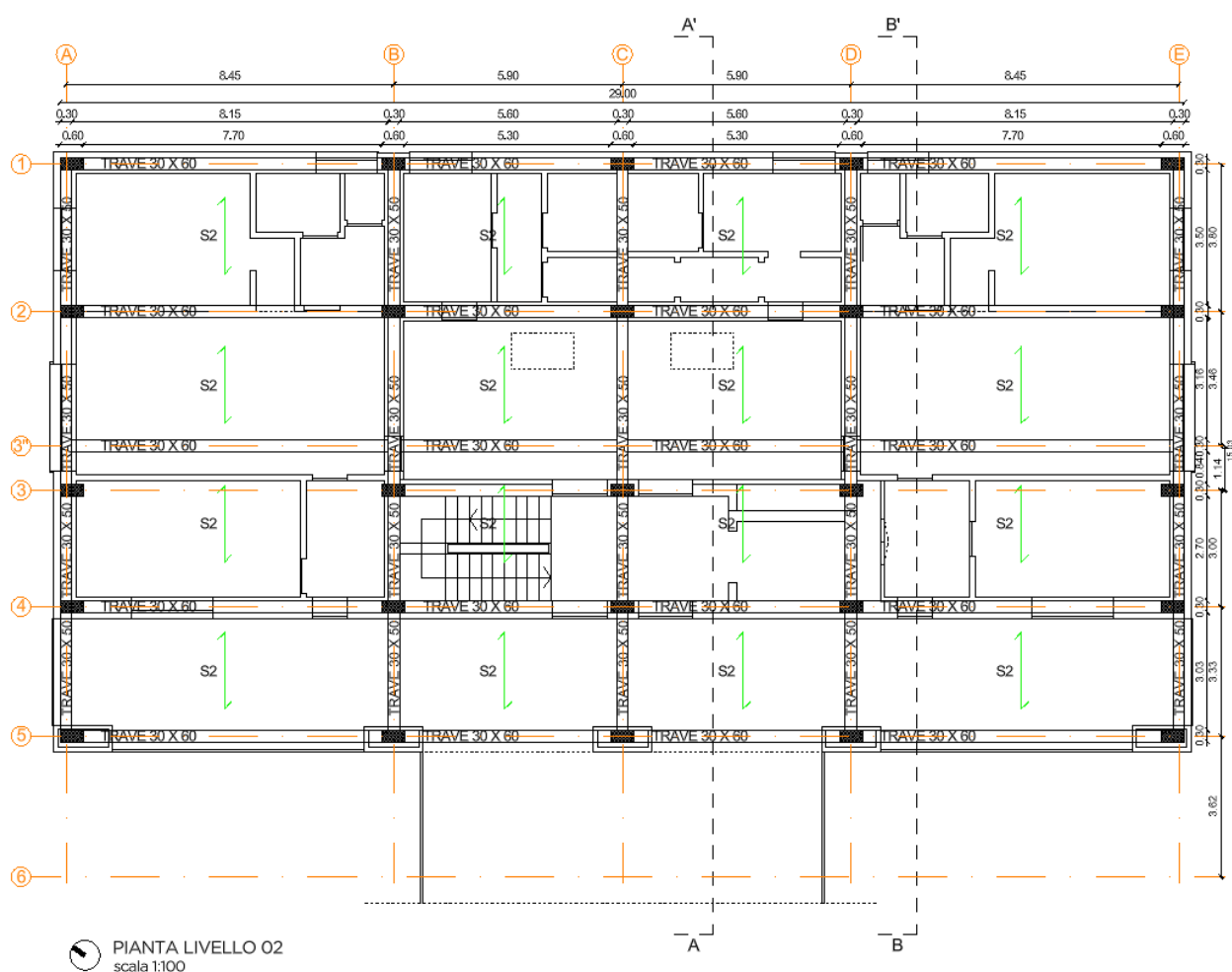


Figura 1 – Vista planimetrica

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).

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 di **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 geomeccaniche 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> P.C-0,6 m	Terreno vegetale argillo limoso poco consistente.	<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> 0,6-2,0 m da P.C	Argille e limi moderatamente consistenti	<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

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 $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

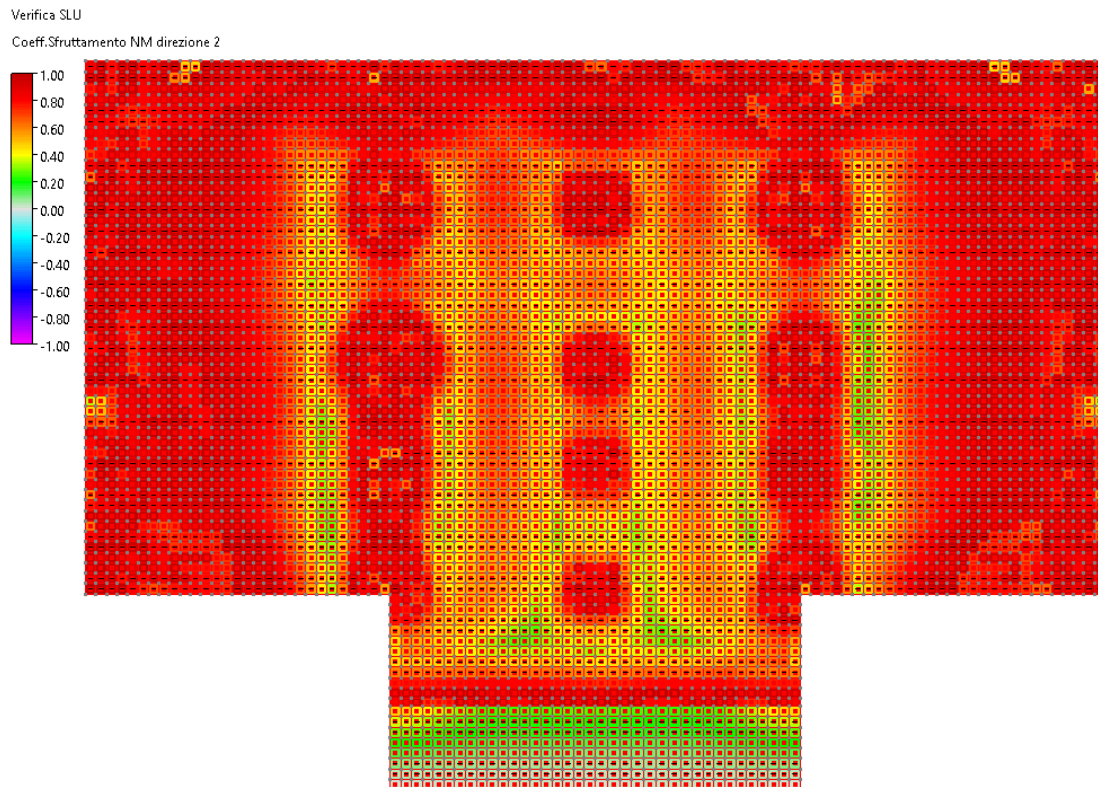


Figura 2: Verifica flessione platea in direzione 2

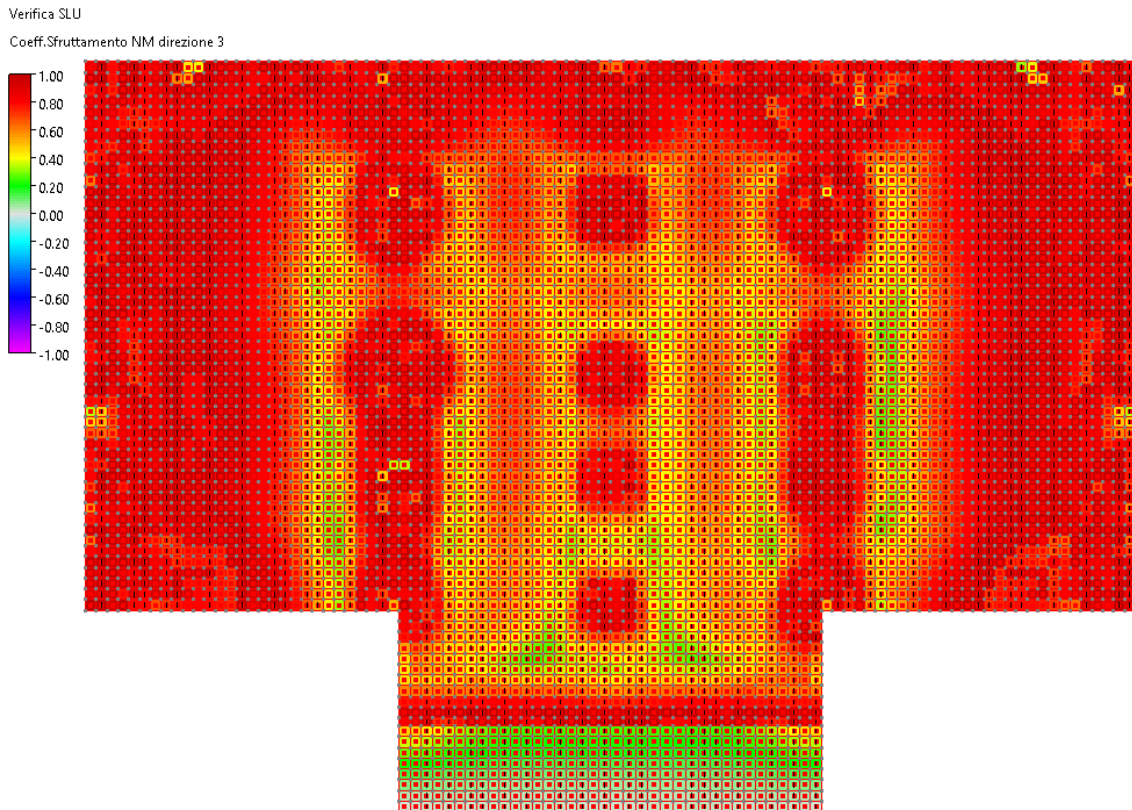


Figura 3: Verifica flessione platea in direzione 3

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:

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

$c' = 0,07$ daN/cm² (coesione efficace)

$\gamma = 20,0$ kN/m³ (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 $\rightarrow \gamma_R=2,3$ 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.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + q \cdot N_q \cdot \alpha_q \rightarrow \text{in condizioni drenate}$$

Dove, con riferimento allo schema, deve intendersi:

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

Fattori di capacità portante:

- $N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi' \cdot \tan \phi'}$
- $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi'$

Coefficienti correttivi:

- $\alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$
- $\alpha_\gamma = i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$
- $\alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c$

$i_q, i_\gamma, i_c \rightarrow$ coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi

$s_q, s_\gamma, s_c \rightarrow$ coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione

$d_q, d_\gamma, d_c \rightarrow$ coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa D

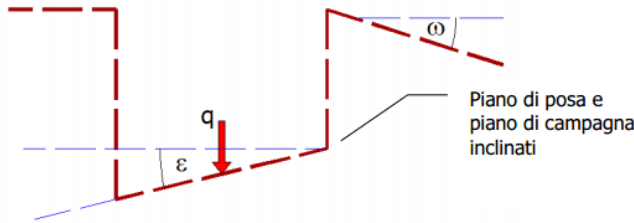
$b_q, b_\gamma, b_c \rightarrow$ coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione della base di fondazione

$g_q, g_\gamma, g_c \rightarrow$ coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione del piano di campagna

Coefficienti di inclinazione del carico

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

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



Coefficienti di forma

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot (B'/L') ; s_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c) ; s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan \varphi'$$

Coefficienti di affondamento

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

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

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

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

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

- 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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	γ_{γ}	1,0	1,0

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

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c N_c s_c d_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Verifiche di portanza del terreno 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:

c' = 0,07 daN/cm² (coesione efficace)

Cu = 76,00 [KPa]

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

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

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 argillosi.

SLU – Verifica al collasso per carico limite della fondazione superficiale

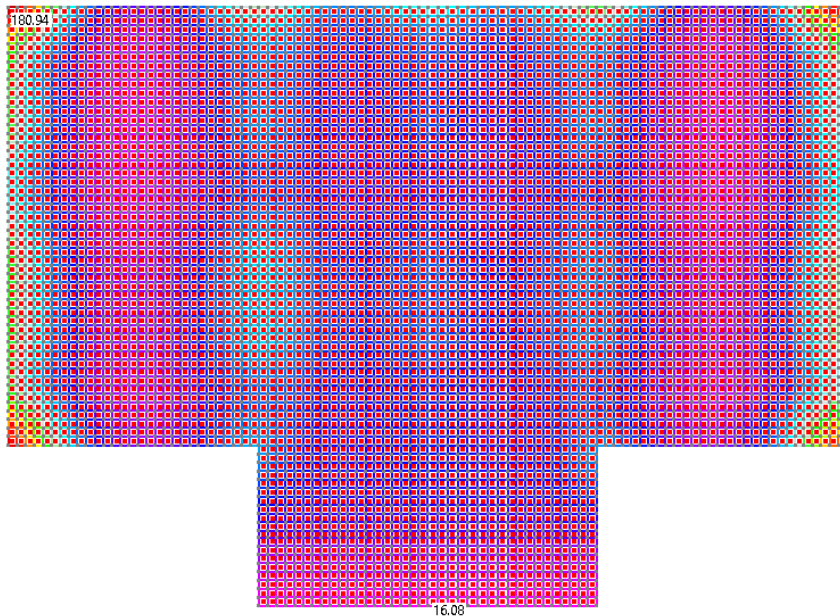
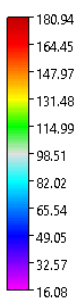
Calcolando la σ_{v0} , pressione esercitata sul terreno, mediante la formula:

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

Inviluppo ~SL18 GEO

CdC di Inviluppo Wink max

Sub P (kN/m³)



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):

$$q_{lim,cal} = C_u N_c s_c^0 + q = 430 + 12 = 442 \text{ KN/m}^2$$

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

$$N_c = 5,14$$

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

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

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

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

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 $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

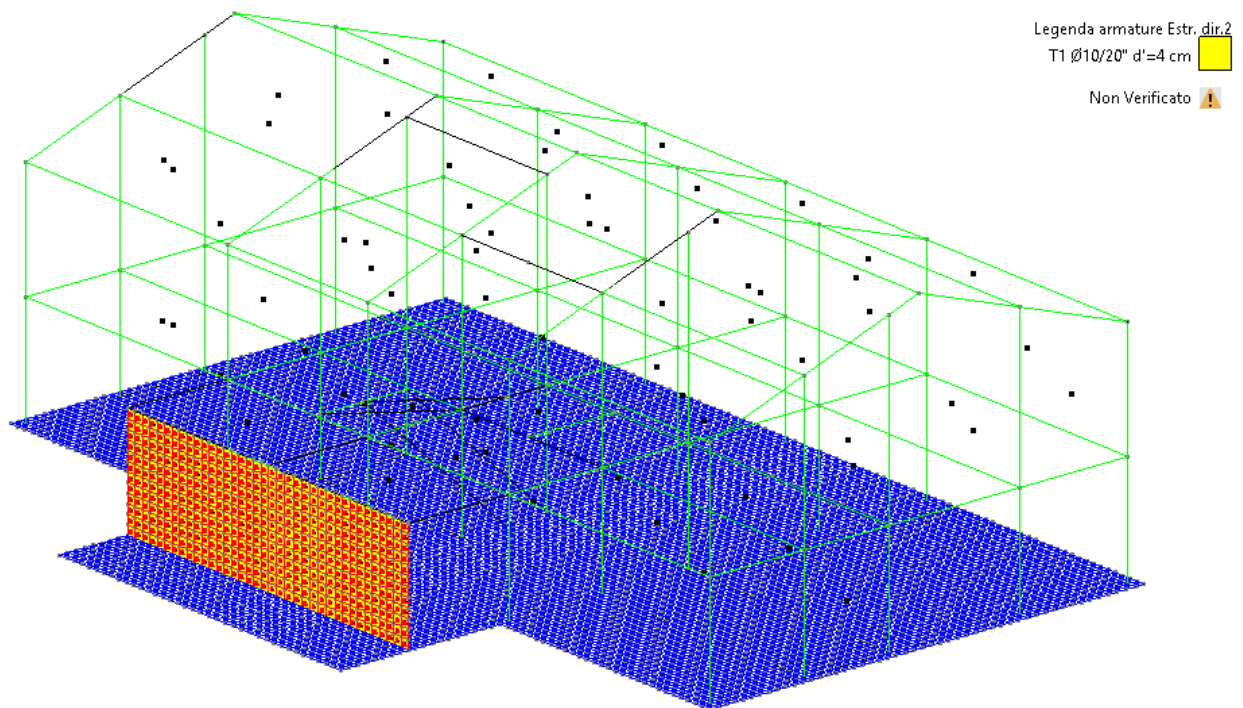


Figura 4: Vista delle armature orizzontali in direzione 2

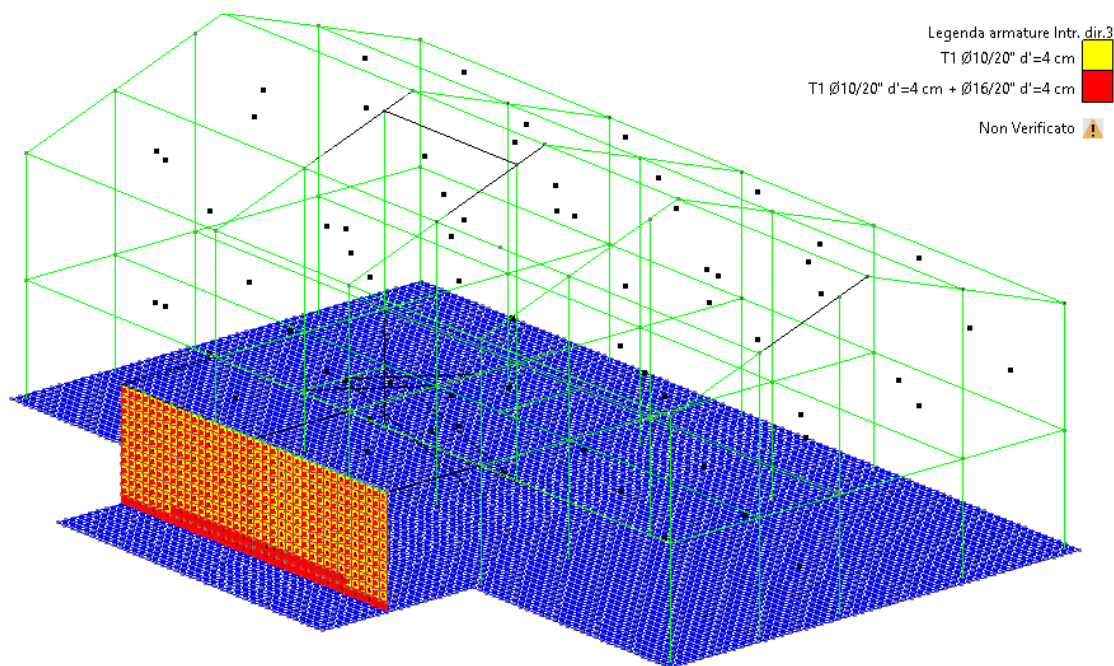


Figura 5: Vista delle armature verticali in direzione 3

Verifica SLU
Coeff.Sfruttamento NM direzione 2

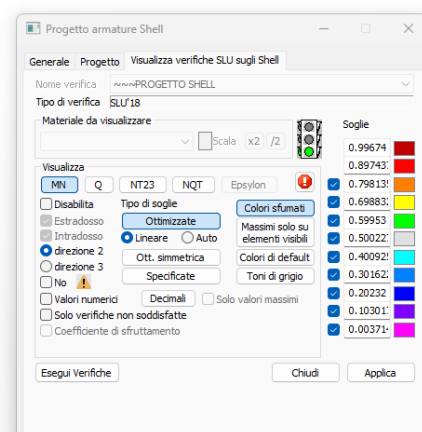
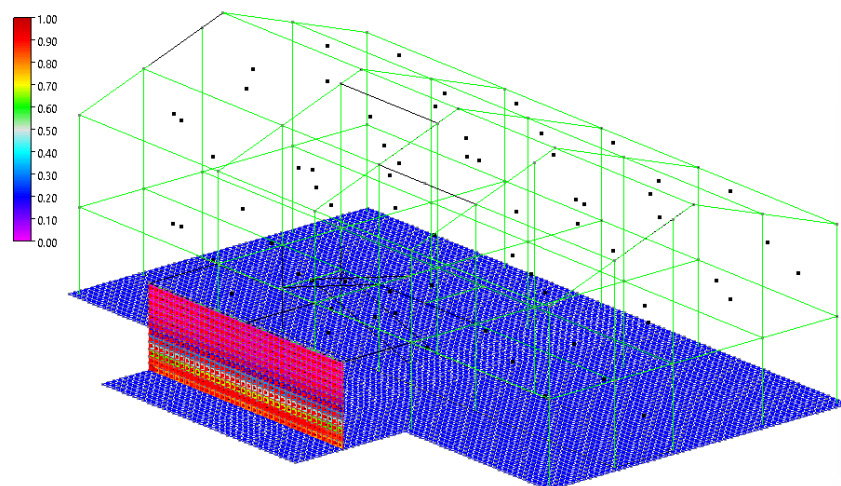


Figura 6: Verifica a pressoflessione in direzione 2

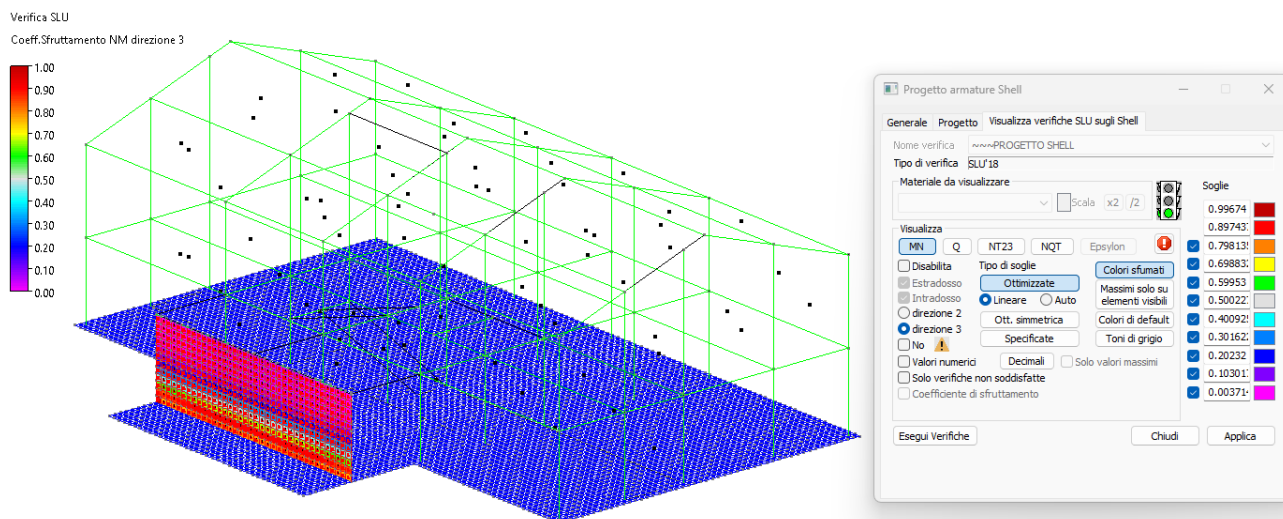


Figura 7: Verifica a pressoflessione in direzione 3

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.:

sovraccarico sulla superficie del terrapieno:

$H_{tot} = 4,1$ 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

$\beta = 0$ °

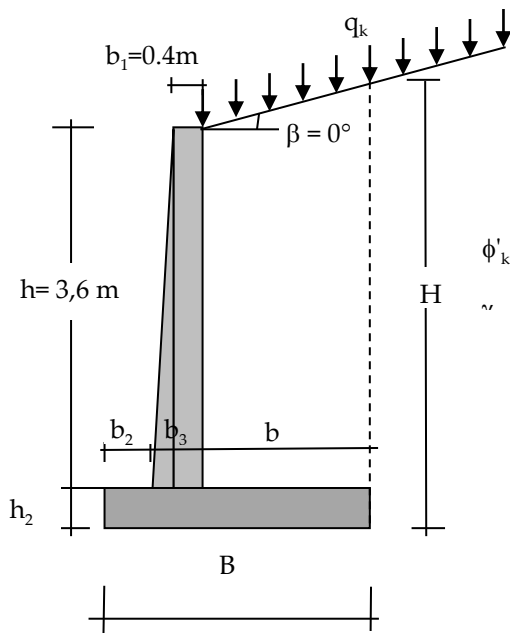
$\phi'_k = 20,0$ °

$\gamma_k = 19$ kN/m³

$\delta_k = 0.75 \phi'_k = 15$ °

$\gamma_{bk} = 25$ kN/m³

$q_k = 5$ 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:

$$b_{\min} = h \tan(45^\circ - 20^\circ/2) = 2,52 \text{ m} \quad \text{condizione soddisfatta}$$

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

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

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

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

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

$$\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_{\gamma} =$$

$$1$$

6.2.II

$$\phi'_d = \phi'_k =$$

$$20^\circ$$

$$\gamma_d = \gamma_k =$$

$$19 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di spinta attiva

(teoria di Coulomb)

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

$$\psi = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$$

angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale

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

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

$$\delta = 2/3 \phi' = 13,3^\circ = 0,233 \text{ rad}$$

angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva

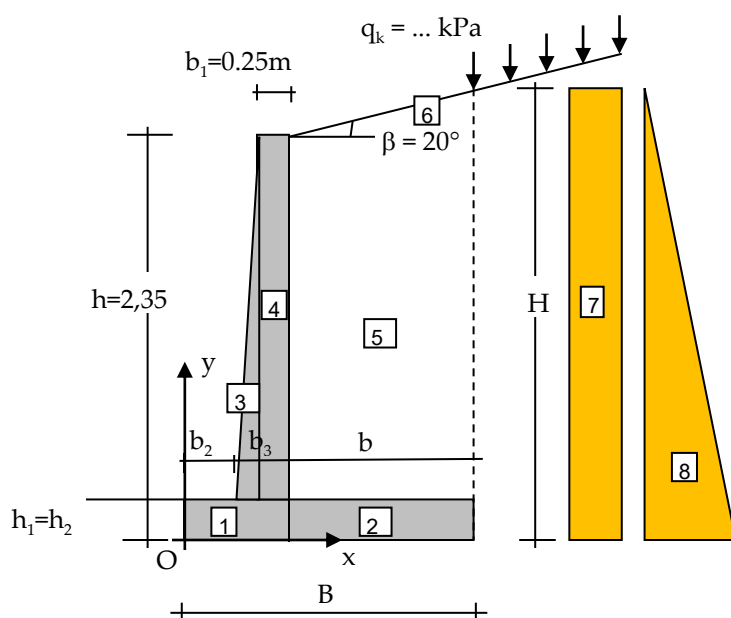
$$\sin(\delta) = 0,231$$

$$\cos(\delta) = 0,973$$

$\text{sen}^2(\psi) =$	1,0000
$\text{sen}^2(\psi+\phi) =$	0,8830
$\text{sen}(\psi-\delta) =$	0,9730
$\text{sen}(\phi+\delta) =$	0,5495
$\text{sen}(\phi-\beta) =$	0,3420
$\text{sen}(\psi+\beta) =$	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

il momento è calcolato rispetto al lembo anteriore della base

$$\gamma_{G1} = 1$$

	peso W_i (kN/m)		braccio x_i (m)		momento (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)	0,00	x	3,900	=	0,00
$\Sigma W =$	300,09			$\Sigma M =$	1340,53

ascissa di applicazione della forza peso $x_w = \Sigma M / \Sigma W =$

4,47 m

Spinte (valori caratteristici)

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

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

per il peso proprio del

Spinte (valori di progetto)

terreno $\gamma_{G1} = 1,3$

per il sovraccarico $\gamma_Q = 1,5$

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

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

Spinta	x (m)	y (m)
$P_{Ad}(q_k)$	6,5	2,05
$P_{Ad}(\gamma_k)$	6,5	1,37
W_d	4,47	

Verifica allo SLU (GEO) di ribaltamento

DA2 (A1+M1+R3)

$\gamma_R = 1,15$ Tab. 6.5.1

Momento ribaltante (dovuto alle spinte):

Forza	braccio	Momento
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

$$20,87 \text{ kN/m} \quad -6,5 \text{ m} \quad \frac{-135,67 \text{ kNm/m}}{Ed = -8,67 \text{ kNm/m}}$$

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
$R_d = M_{stab}/\gamma_R =$	1165,68 kNm/m	
R_d	$>$	E_d

la verifica è soddisfatta



Verifica allo SLU (GEO) per scorrimento

DA2 (A1+M1+R3)

$\gamma_R = 1,1$ Tab. 6.5.1

Coefficiente di attrito fondazione - terreno

$\tan \delta_k = 0,268$

Forza resistente per attrito:

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

$K_P =$	2,72	Coeff. di spinta passiva
$s =$	0,80	m
$d =$	0,40	m
$P_P =$	43,7	kN/m

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_P$$

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)

$\gamma_R = 1,4$ Tab. 6.5.1

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$\tan i =$

$q = \gamma_d h_1 = 9,5 \text{ kPa}$ $H_d/V_d = 0,181$

$B' = B - 2e = 4,64 \text{ m}$

$N_q =$	6,399	$s_q = d_q = b_q = g_q =$	1	$i_q = (1 - \tan i)^2 =$	0,672
$N_\gamma =$	3,930	$s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	$i_\gamma = (1 - \tan i)^3 =$	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
Ribaltamento	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

$$a_{max} = S_S S_T a_g = 0,284 \text{ g}$$

$$\beta_m = 0,38$$

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

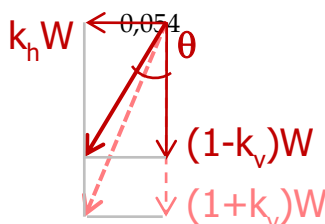
$$k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,108$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h =$$

segno - per componente verticale verso l'alto

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

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



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

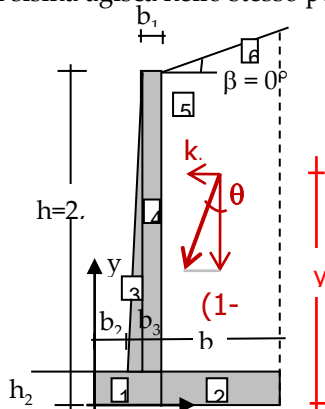
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

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

$\psi =$	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 di muro e del terreno sovrastante in condizioni sismiche

	peso x \rightarrow $(1-k_v) W_i$	x_i	$(1-k_v) W_i$ (kN)	$k_h W_i$ (kN/m)	y_i (m)	$k_h W_i y_i$ (kN m/m)
	(kN/m)	(m)	m/m	(kN/m)	(m)	(kN m/m)
1)	48,75	1,950	95,063	5,25	0,25	1,313
2)	32,50	5,200	169,000	3,50	0,25	0,876
3)	0,00	3,500	0,000	0,00	1,70	0,000
4)	41,00	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	0,00	3,900	0,000	0,00	0,50	0,000
	$\Sigma =$	283,92		1340,53	32,34		56,43

$$x_w = 4,72 \quad m \quad y_w = 1,74 \quad m$$

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)	$P_{AE}(\gamma_k)v = P_{AE}(\gamma_k) \sin\delta =$	18,80 kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$
	$\Sigma P_{AE,h} =$	89,50 kN/m	$y_{PAE} = 1,44 \quad m$
	$\Sigma P_{AE,v} =$	21,21 kN/m	$x_{PAE} = 6,5 \quad m$


Verifica allo stato limite (SLV) per ribaltamento

Azione di progetto = Momento ribaltante

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

Resistenza di progetto = Momento stabilizzante

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

$R_d > E_d$ **la verifica è soddisfatta** 

Verifica allo stato limite (SLV) per scorrimento


Azione di progetto

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

Resistenza di progetto

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

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

$R_d > E_d$ **la verifica è soddisfatta** 

Verifica allo stato limite (SLV) per carico limite

$$q_{lim} = c N_c S_c d_c i_c b_c g_c + q N_q S_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

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

Componente orizzontale della risultante di progetto:

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

Componente verticale della risultante di progetto:

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

Momento della risultante rispetto alla mezzzeria della fondazione:

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

eccentricità della risultante

$$e = M/V = -0,987 \quad m$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale:

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

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

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

$q = \gamma_d h_1 =$	9,5 kPa	$\tan i =$			
$B' = B - 2e =$	4,53 m	$H_d/V_d =$	0,256		
$N_q =$	6,399	$s_q = d_q = b_q = g_q =$	1	$i_q = (1 - \tan i)^2 =$	0,553
$N_\gamma =$	3,930	$s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	$- \tan i)^3 =$	0,412
$q_{lim} =$		103 kPa			
$E_d = V_d =$		305 kN/m			
$R_d = q_{lim} B' / \gamma_R =$		389 kN/m	$\gamma_R =$	1,20	Tab. 7.11.III
R_d	>	E_d	la verifica è soddisfatta 