

Comune di Malnate (VA)

REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO NUOVO POLO CIVICO E RIQUALIFICAZIONE URBANA DEGLI SPAZI ESTERNI ADIACENTI

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI E SOCIETA' DI INGEGNERIA

COORDINAMENTO PROGETTUALE

3+ PROGETTI Srl
corso Re Umberto 48, Torino

Ing. Antonio PRESICCE

PROGETTO ARCHITETTONICO

DAP STUDIO
Arch. Paolo DANELLI
Arch. Elena SACCO
3+ PROGETTI s.r.l.
Ing. Antonio PRESICCE
Ing. Carlo ROSSI
Arch. Andrea TOMASI

PROGETTO STRUTTURE

3+ PROGETTI Srl
Ing. Diego IERARDI

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI - EGE

EQ INGEGNERIA - Ghibauda Cagni Zilioli Associati
Ing. Andrea CAGNI

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

COLLETTI INGEGNERIA
Ing. Giorgio COLLETTI

GEOLOGO

Dott. geol. Ugo DE LA PIERRE

GIOVANE PROFESSIONISTA

3+ PROGETTI Srl
Arch. Sara SABIA

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

3+ PROGETTI Srl
Ing. Antonio PRESICCE

COMUNE DI MALNATE (VARESE)

Il Responsabile del Procedimento
Arch. Daniela GALLI

ESECUTIVO

SCALA:

-

FORMATO:

A4

DATA:

20/11/2023

TITOLO:

RELAZIONE GEOTECNICA

NOME FILE:

MAL_STR_RCA_004.1

	6				
	5				
	4	----			
	3				
20.11.2023	1	Revisione Progetto Esecutivo			
26.10.2023	0	Emissione Progetto Esecutivo			
DATA	RV.	OGGETTO	DI RED	DI VER	AP CON



PREMESSA.....	2
1. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DELLE STRUTTURE	2
2. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	2
3. VERIFICA CARICO LIMITE IN FONDAZIONE.....	3
3.1 VERIFICA DELLE PRESSIONI FONDAZIONE	4
4. VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	4
5. VERIFICA DEI CEDIMENTI	5
6. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	6
7. VERIFICA MURI CONTROTERRA	6
7.1 MODELLAZIONE E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	7
7.1.1 SEZIONE 1.....	7
7.1.2 SEZIONE 2.....	9
7.1.3 SEZIONE 3.....	11
7.1.4 SEZIONE 4.....	13
7.1.5 SEZIONE 5.....	15
7.1.6 SEZIONE 6.....	17
7.1.7 SEZIONI 7, 8 E 9	19
7.1.8 SEZIONI 10 E 11.....	21
7.1.9 SEZIONE 12.....	23
7.1.10 SEZIONE 13	25
8. TABULATI	28

PREMESSA

La presente relazione geotecnica viene redatta sulla base delle indagini geologiche condotte nell'ambito dell'intervento di realizzazione del nuovo fabbricato destinato ad ospitare il Centro Civico del Comune di Malnate (VA) in Via Marconi, 5.

1. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DELLE STRUTTURE

Il presente documento prevede le verifiche geotecniche delle opere di fondazione in progetto formate un sistema di travi a T rovescio di sezione pari a T140x50/80x20 nell'area relativa all'edificio e T100x50/50x20 nella zona dell'autorimessa. I reticolo di travi è collegato in maniera ortogonale attraverso tiranti puntoni di sezione 50x50 cm. I vani scala che costituiscono i controventi sismici sono invece dotati di platea di fondazione di spessore $s=40$ cm.

2. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Il Vengono di seguito riportati i parametri geotecnici delle unità litologiche rilevate durante la fase di sondaggi geologici nell'area in cui verrà realizzato il nuovo fabbricato.

STRATO 1 (Dal piano 0 a -1,2 m)

$\phi = 15,5^\circ$	angolo di attrito
$\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$	peso in volume
$N_{\text{spt},m} = 1,9$	numero di colpi
$D_r = 32\%$	densità relativa

STRATO 2 (Da -1,2 m fino a -3,0m)

$\phi = 27,9^\circ$	angolo di attrito
$\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$	peso in volume
$N_{\text{spt},m} = 3$	numero di colpi
$D_r = 35\%$	densità relativa

STRATO 3 (Da -3,0 m fino a -4,2m)

$\phi = 29^\circ$	angolo di attrito
$\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$	peso in volume
$N_{\text{spt},m} = 8$	numero di colpi
$D_r = 57\%$	densità relativa

STRATO 4 (Da -4,2 m fino a 5,7m)

$\phi = 32^\circ$	angolo di attrito
$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$	peso in volume
$N_{\text{spt},m} = 19$	numero di colpi
$D_r = 75\%$	densità relativa

STRATO 5 (Da -5,7 m fino a 6,5m)

$\phi = 41^\circ$	angolo di attrito
$\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$	peso in volume

$N_{spt,m} = 47$ numero di colpi

$D_r = 100\%$ densità relativa

3. VERIFICA CARICO LIMITE IN FONDAZIONE

Vengono di seguito condotte le verifiche geotecniche di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'Approccio 2 con la Combinazione A1+M1+R3 allo Stato Limite Ultimo Geotecnico così come previsto ai sensi del § 6.4.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018 e s.m.i. utilizzando i seguenti coefficienti di sicurezza:

A1 = 1,3 (permanenti G1) - 1,5 (permanenti G2) - 1,5 (variabili Q) M1 = 1,0

R3 = 2,3

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

METODO DI TERZAGHI (1943)

Dati:

B =	0.60	[m]	$\gamma =$	19.00	[kN/m ³]
ex =	0.00	[m]	$\phi =$	32	[°]
L =	8.00	[m]	c =	0.00	[kN/m ²]
D =	2.00	[m]	cu =	0.00	[kN/m ²]
zw =	0.00	[m]	Terreno poco addensato	no	
Fs =	3		In presenza di falda	no	

Valori corretti per litologie poco addensate:

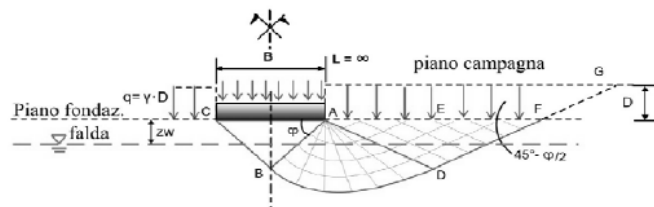
B' =	0.60	[m]	c' =	0.00	[kN/m ²]
			$\phi' =$	32.00	[°]

Forma della Fondazione:

☒ Nastriforme/Rettangolare ☐ Quadrata ☐ Circolare

Fattori di forma:

sc = 1.00 $s_\gamma = 1.00$



Nq =	28.517	Q =	6210.68	[kN]	633.30	[t]
Nc =	44.036	q _{lim} =	1293.89	[kN/m ²]	13.194	[kg/cm ²]
Nγ =	36.888	σ _{amm} =	431.30	[kN/m ²]	4.398	[kg/cm ²]

B =	larghezza fondazione	$\gamma =$	peso di volume del terreno
ex =	eccentricità lungo B	$\phi =$	angolo di attrito interno
L =	lunghezza fondazione	c =	coesione
D =	approfondimento piano di posa	cu =	coesione non drenata
zw =	quota falda		
Fs =	fattore di sicurezza		

La determinazione del Q_{lim} viene determinato attraverso il metodo di Terzaghi per terreni poco addensati

come sopra riportato.

Viene pertanto considerato per le fondazioni una σ_t pari a $4,3 \text{ daN/cm}^2$ considerando il piano di imposta delle fondazioni alla quota $-4,50 \text{ m}$.

3.1 VERIFICA DELLE PRESSIONI FONDAZIONE

Viene di seguito riportata la mappa delle pressioni all'imposta della quota $-4,50 \text{ m}$ del sistema delle strutture di fondazione del fabbricato utilizzando la combinazione di carico geotecnica SLU_GEO come definita al §2.6.1 del D.M. 17 gennaio 2018.



Come mostrato dalle mappe delle tensioni, le pressioni in fondazione hanno valori medi intorno a $\sigma_t = 2,8 \text{ daN/cm}^2$ con valori puntuali localizzati massimi pari a $\sigma_t = 3,85 \text{ daN/cm}^2$.

Le pressioni sul terreno risultano essere inferiori carico limite del terreno $R_d = 4,3 \text{ daN/cm}^2$ pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

4. VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La verifica di stabilità nei confronti della liquefazione dei terreni secondo il § 7.11.3.4 viene omessa in quanto si ricade nelle condizioni del punto 7.11.3.4.2 ovvero l'accelerazione massima attesa per il comune di Malnate è inferiore a $0,1 \text{ g}$ e la presenza della falda si trova ad una profondità superiore ai 15 m così come individuata nella relazione geologica.

5. VERIFICA DEI CEDIMENTI

Viene di seguito riportata la verifica dei cedimenti considerando i carichi di progetto previsti dall'analisi delle pressioni in fondazione:

CALCOLO DEI CEDIMENTI

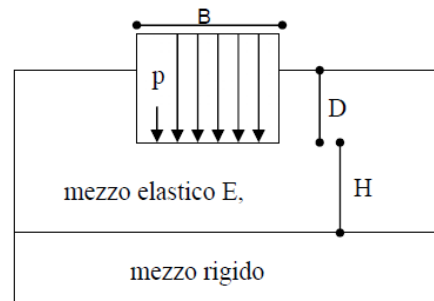
Fondazioni superficiali

Geometria della fondazione e carico applicato:

B =	1.40	[m]
D =	4.50	[m]
L =	10.00	[m]
p =	39.00	[t/m ²]

Caratteristiche dei terreni di fondazione:

strato	γ	spessore
[n.]	[t/m ³]	[m]
1	1.80	1.20
2	1.80	3.00
3	1.80	4.20
4	1.90	5.70



$$z_{\text{tot.}} = 14.10 \quad [\text{m}] \quad z_{\text{med}} = 5.75 \quad [\text{m}]$$

$$\Delta z = 0.50 \quad [\text{m}]$$

$$H_c = 7 \quad [\text{m}]$$

$$C_c = 0.29\%$$

$$e_o =$$

Tensioni Indotte nel Terreno:

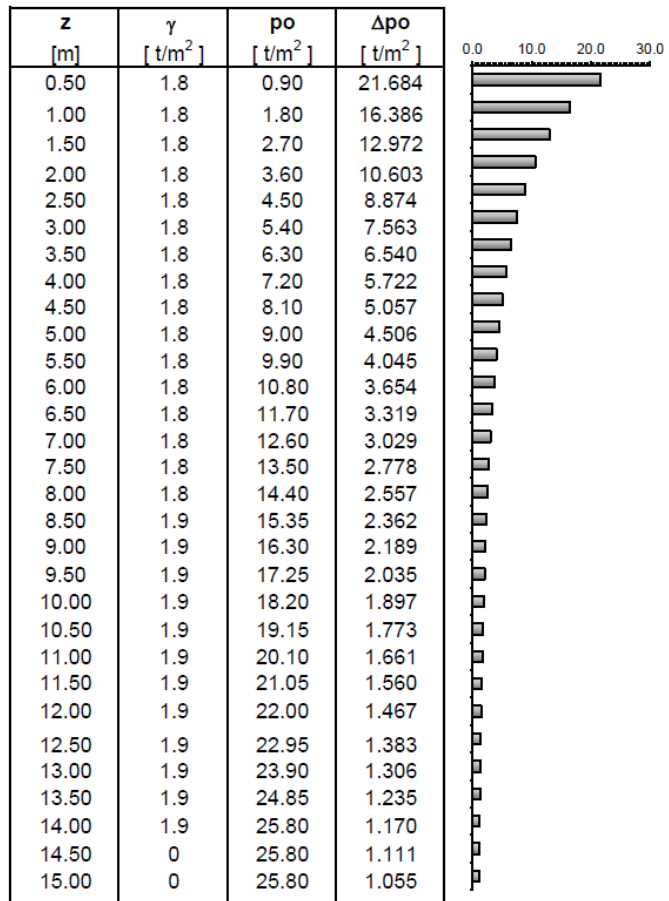
$$\begin{aligned} \sigma_{\text{net}} &= 30.9000 \quad [\text{t/m}^2] \\ p_o &= 9.900 \quad [\text{t/m}^2] \\ \Delta p_o &= 3.0900 \quad [\text{t/m}^2] \\ \Delta p &= 3.8415 \quad [\text{t/m}^2] \end{aligned}$$

CEDIMENTO:

s =	0.2901	[cm]
-----	--------	--------

Legenda:

B =	Larghezza fondazione
D =	Profondità dal p.c.
L =	Lunghezza fondazione
p =	Carico applicato
p _o =	Pressione litostatica a z _{med}
Δp _o =	Incremento di pressione
σ _{net} =	Pressione netta
H _c =	Profondità corrispond. a Δp _o
C _c =	Indice di compressione
e _o =	Indice dei vuoti
γ =	Peso di volume dello strato
z =	Spessore dello strato
Δz =	Incremento
z _{med} =	Mezzera strato compressibile
z _{tot.} =	Profondità totale



Considerando i valori massimi di carico in fondazione i cedimenti presentano valori dell'ordine dei 0,3 cm coerenti con le deformazioni ammesse per le strutture in calcestruzzo armato e con la destinazione d'uso prevista in progetto.

6. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Il fabbricato prevede la realizzazione di plinti su pali in corrispondenza delle pilastrate P01-P04-P05 e P08 composte da un plinto di fondazione 200x200x50 e 4 pali trivellati di diametro pari a 40 cm e profondità pari a 12,00 m. La sola pilastrata P01 è dotata di n.03 pali del medesimo diametro e profondità.

COMBINAZIONI DI CARICO

Viene di seguito riportata la tabella con le combinazioni di carico più sfavorevoli derivanti dalle sollecitazioni alla base delle aste di riferimento.

Pilastrata	ASTA	Mx [kN*m]	Vx [kN]	My [kN*m]	Vy [kN]	N [kN]	COMB
P08	3	107,9	56,7	30,2	11,9	2354	SLU
P05	2	108,7	58,8	2,3	4,9	2251	
P01	1	33	20,6	62,7	28,8	1138	
P04	22	52	23,4	51,7	28,4	1368	
P08	3	29,7	26,5	46,2	12,6	1494	SLV_X
P05	2	28,4	27,6	62,2	20,8	1486	
P01	1	29,1	1	16,4	2,9	742	
P04	22	88,6	30,3	11,1	6,5	868	
P08	3	39,3	29	40	10,8	1509	SLV_Y
P05	2	40,2	30,6	57,5	19,4	1494	
P01	1	15,8	4,1	11,9	4,2	739	
P04	22	75,1	26,7	20,5	4,1	864	

VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano in allegato alla presente relazione le verifiche geotecniche e strutturali dei plinti su pali nelle due condizioni previste in progetto, ovvero per i plinti con n.4 pali e per i plinti con n.3 pali. Le verifiche vengono eseguite in automatico mediante il software CDM Dolmen attraverso il modulo "Palificata". Si rimanda alla tavola STR_TAV_218.1 per la definizione delle armature dei pali.

7. VERIFICA MURI CONTROTERRA

La progettazione e verifica delle opere di sostegno viene eseguita seguendo le indicazioni presenti nelle NTC2018. In particolare, per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Utilizzando il software *CDM Dolmen* sono state eseguite le verifiche di tipo geotecnico (GEO). Per quanto riguarda gli SLU di tipo strutturale (STR), le verifiche vengono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

7.1 MODELLAZIONE E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

Utilizzando il software *CDM Dolmen*, vengono analizzate un totale di tredici sezioni rappresentative dei muri di sostegno presenti in progetto. Viene considerata come stratigrafia del terreno così come definita nei capitoli precedenti. Oltre al peso del terrapieno si considera un sovraccarico a monte pari a 200 daN/m² in fase transitoria. Quello che si considera è un modulo di larghezza unitaria pari a 1,0 m per ogni sezione analizzata.

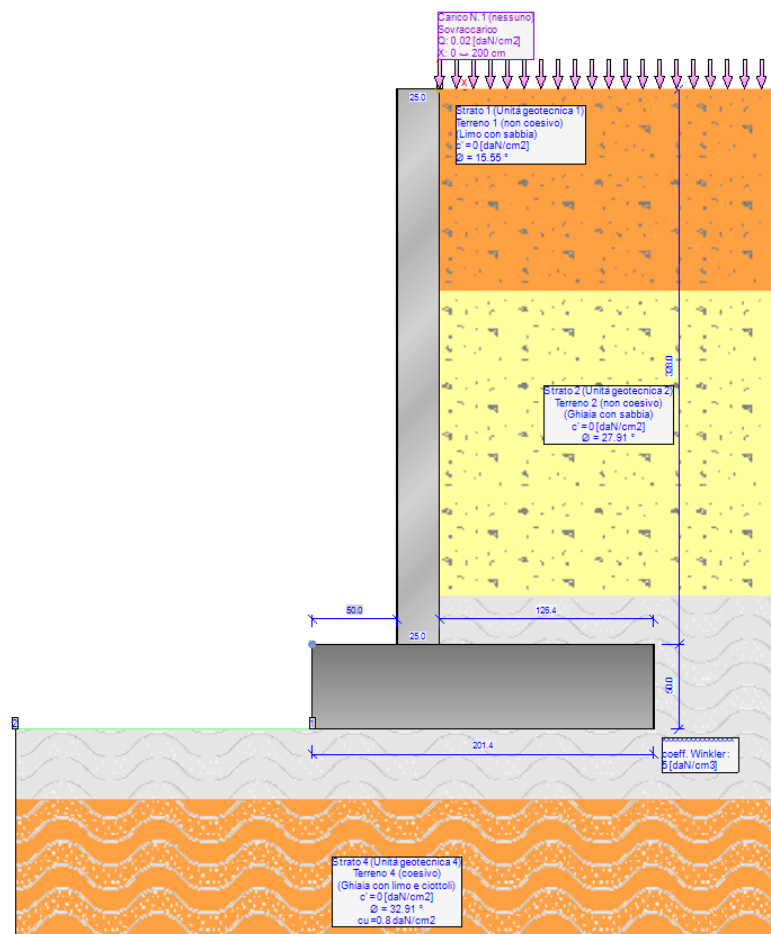
Nelle sezioni dei muri analizzate sono state effettuate le seguenti assunzioni:

- la fondazione del muro viene considerata bloccata. Scelta giustificata dal fatto che la fondazione del muro risulta collegata alle altre travi di fondazione;
- la presenza del solaio superiore, ove sia presente, viene modellata applicando un vincolo in testa al muro di sostegno. Tuttavia, le verifiche vengono comunque effettuate considerando la testa del muro libera in modo tale da mettersi nella situazione più gravosa;
- in presenza del vincolo in testa le tensioni orizzontali del terrapieno vengono calcolate in funzione del coefficiente di spinta a riposo K_0 , negli altri casi si utilizza il coefficiente di spinta attiva K_A .

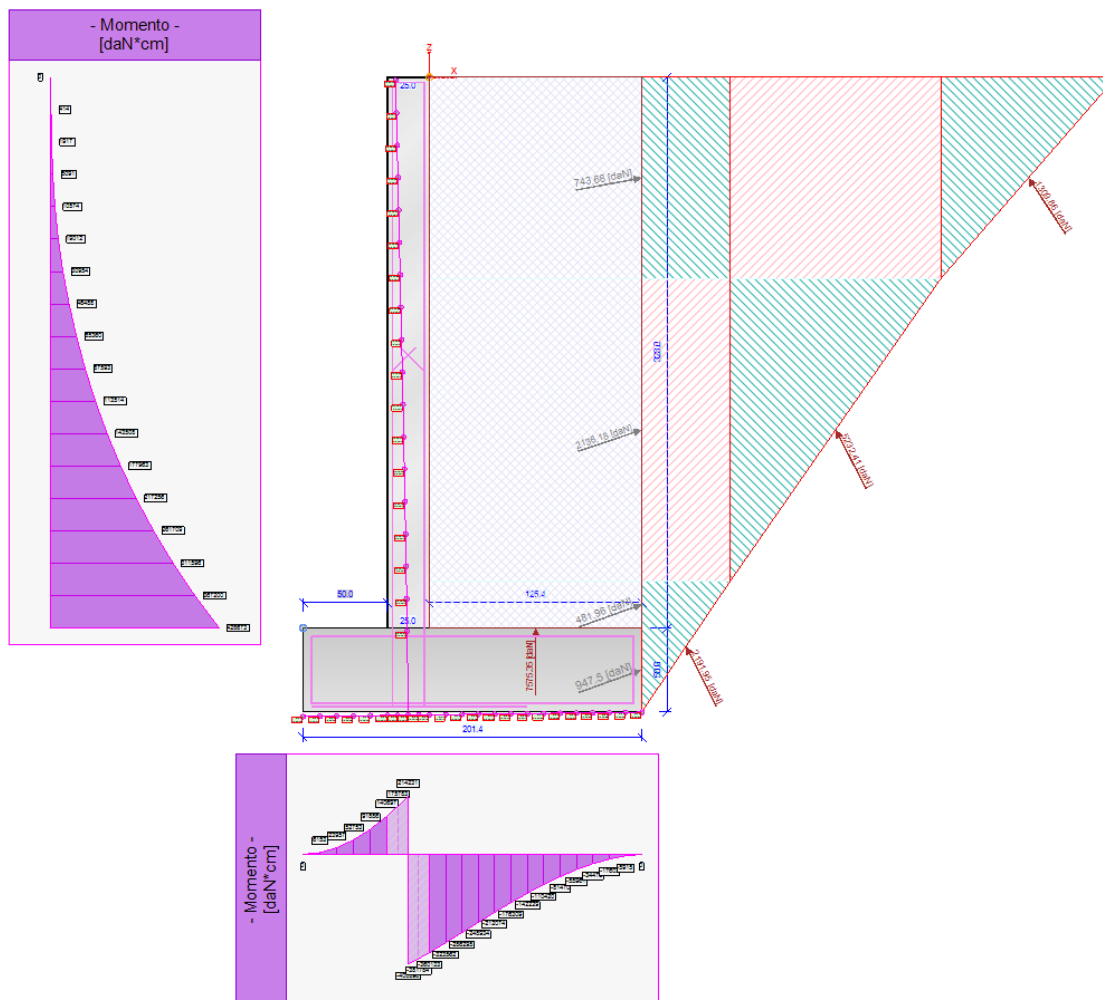
Vengono considerate le azioni sismiche in funzione luogo considerando nel caso specifico il comune di Malnate (VA).

7.1.1 SEZIONE 1

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 42,87 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 553,75 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 32,36 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 417,99 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 9,19 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 118,71 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.1.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 36,86 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 36.86 kN
M_{Ed} 42.87 kNm
M_{Ed} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{cu} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
 τ_{c1} 1.829 ‰

M_{Ed} 51.29 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.33 ‰
d 22 cm
x 2.67 x/d 0.1214
 δ 0.7

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

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

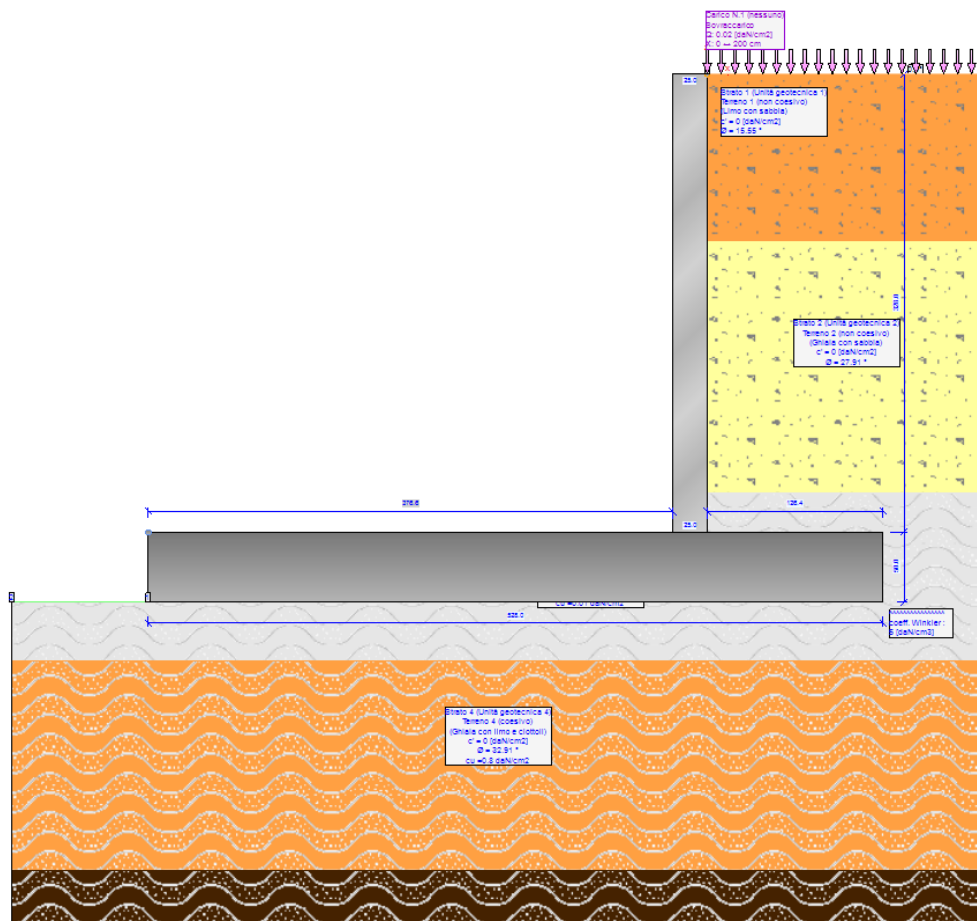
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

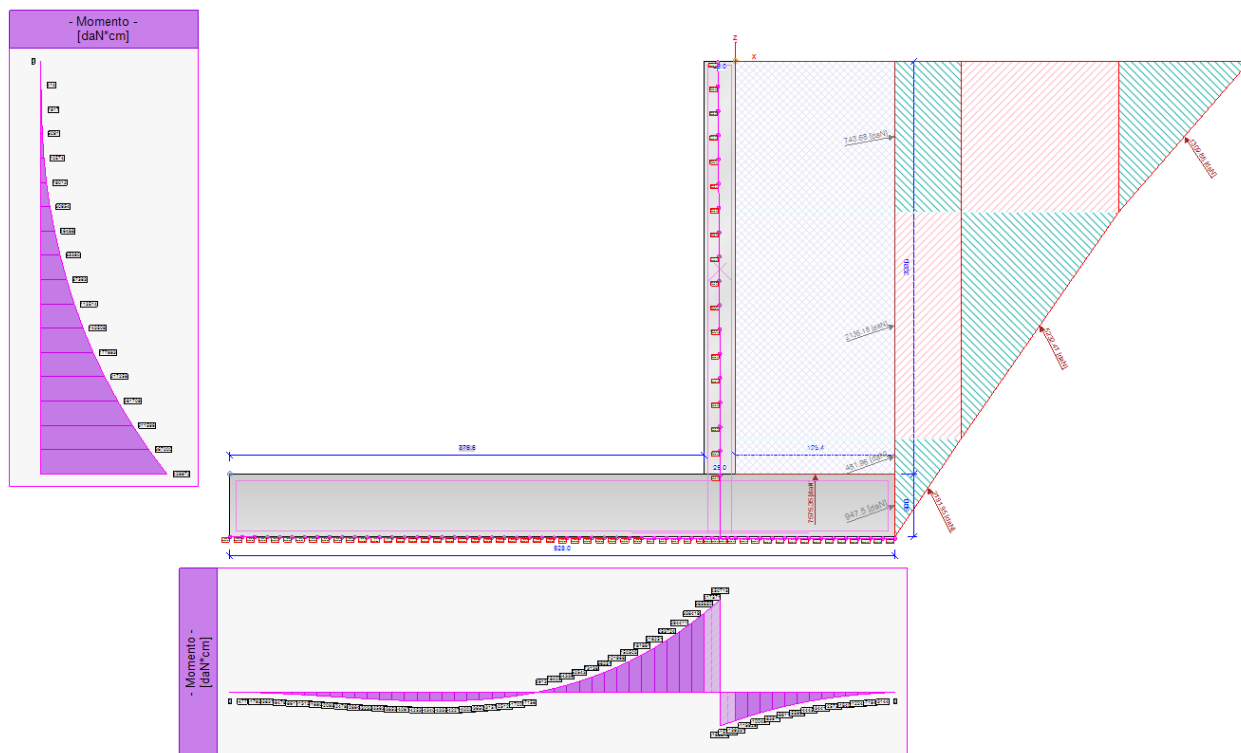
Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

7.1.2 SEZIONE 2

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$$M_{E,d} (1) = 42,87 \text{ kN*m} \rightarrow A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 553,75 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$$

$$M_{E,d} (2) = 13,93 \text{ kN*m} \rightarrow A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 179,93 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$$

$$M_{E,d} (3) = 33,84 \text{ kN*m} \rightarrow A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 437,11 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$$

7.1.2.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 36,86 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 36.86 kN
M_{xEd} 42.87 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 51.29 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.33 ‰
d 22 cm
x 2.67 x/d 0.1214
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

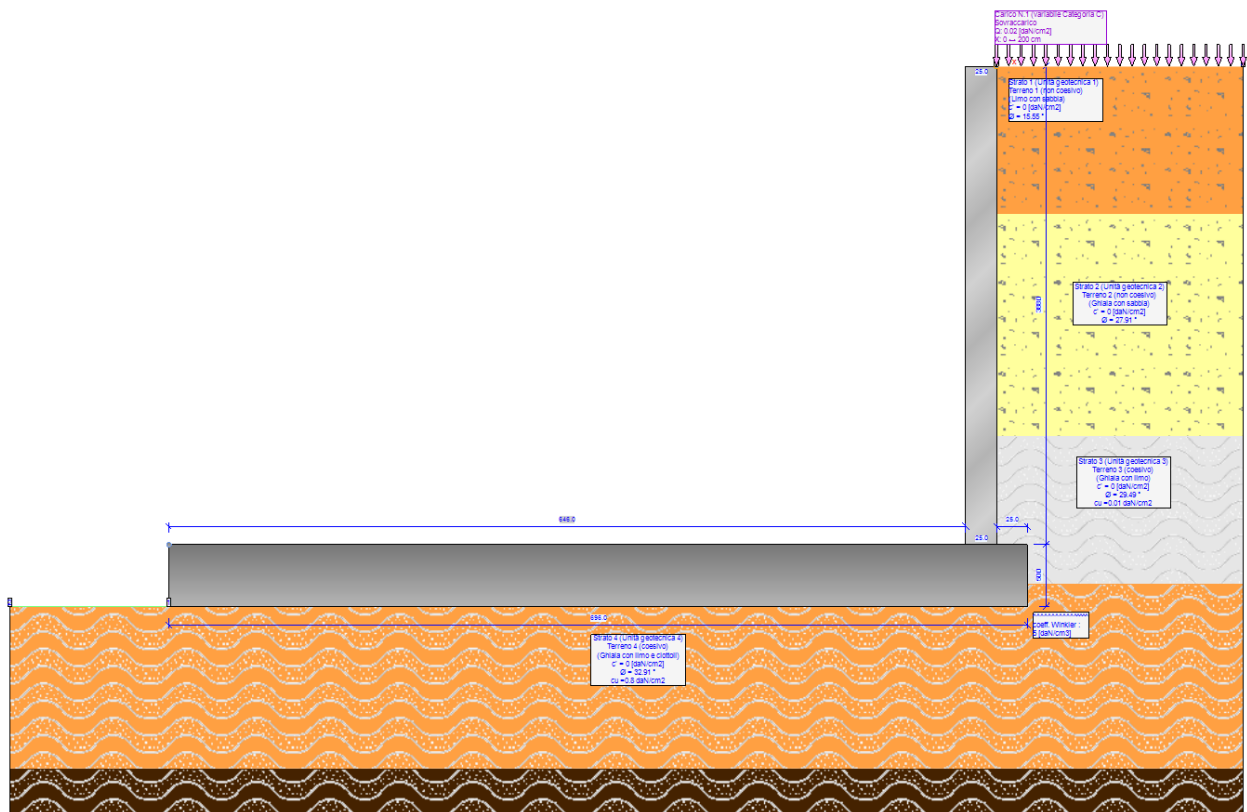
M-curvatura

Precompresso

Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

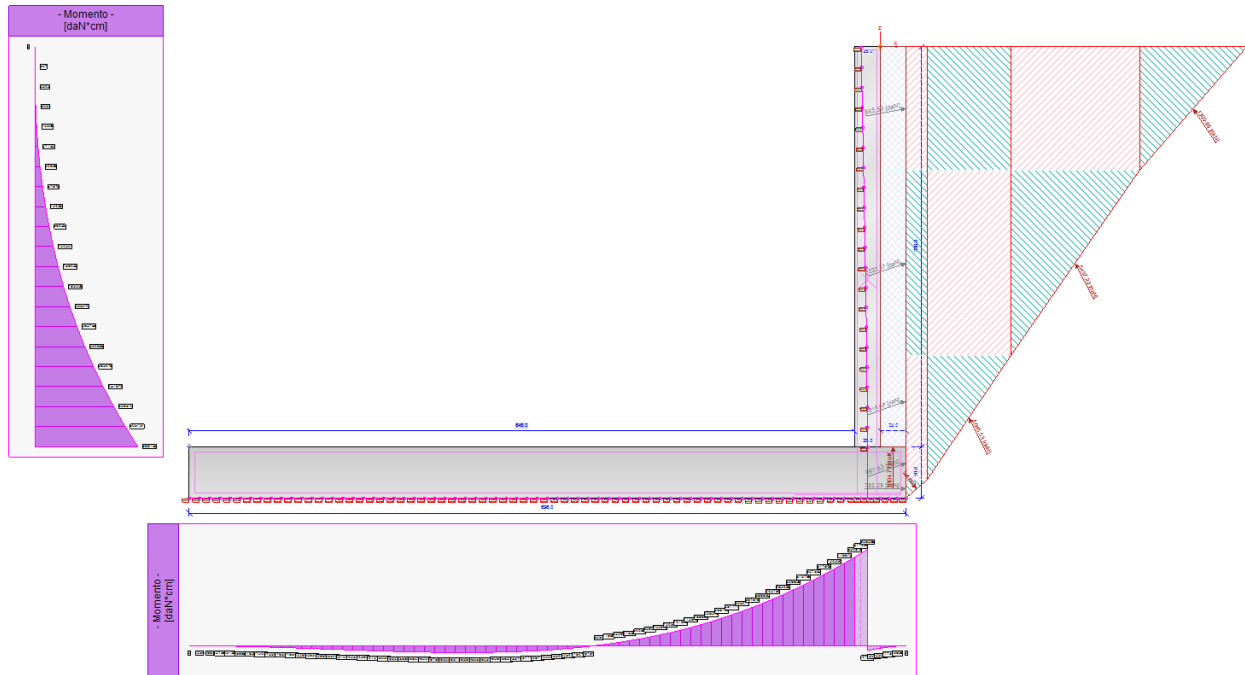
7.1.3 SEZIONE 3

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del

muro in elevazione.



$$\begin{aligned}
 M_{E,d}(1) &= 68,98 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow A_{s,tot}(1) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 891 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 12/125 (904 \text{ mm}^2) \\
 M_{E,d}(2) &= 2,30 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow A_{s,tot}(2) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 29,71 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 14/125 (1231 \text{ mm}^2) \\
 M_{E,d}(3) &= 83,49 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow A_{s,tot}(3) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 1078,43 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 14/125 (1231 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

7.1.3.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 45,83 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo:

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	9.05	3
			2	9.05	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 45.83 0 kN

M_{Ed} 68.98 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Domino M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %

f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 77.75 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 20.74 ‰

d 22 cm

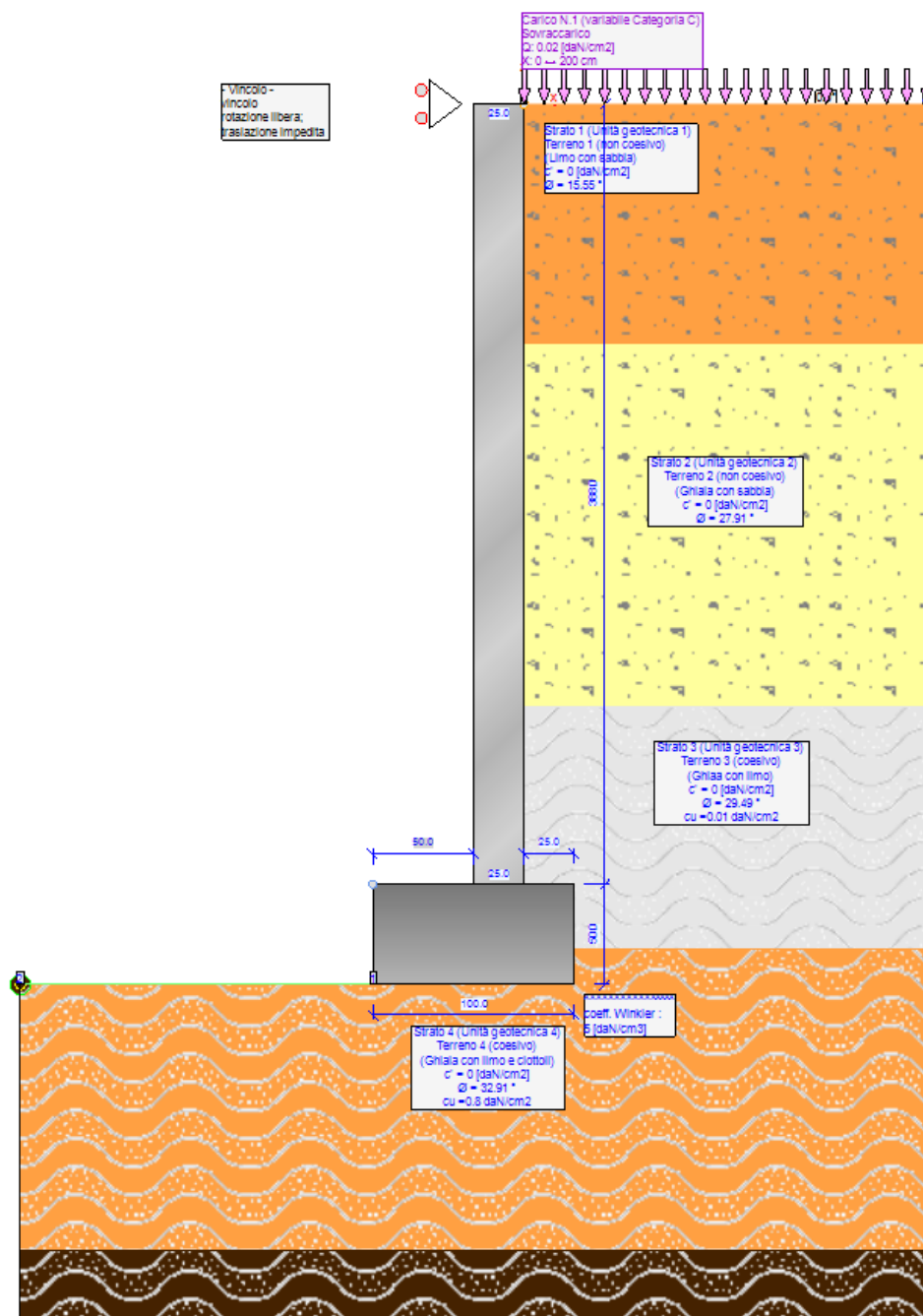
x 3.176 x/d 0.1444

δ 0.7

Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

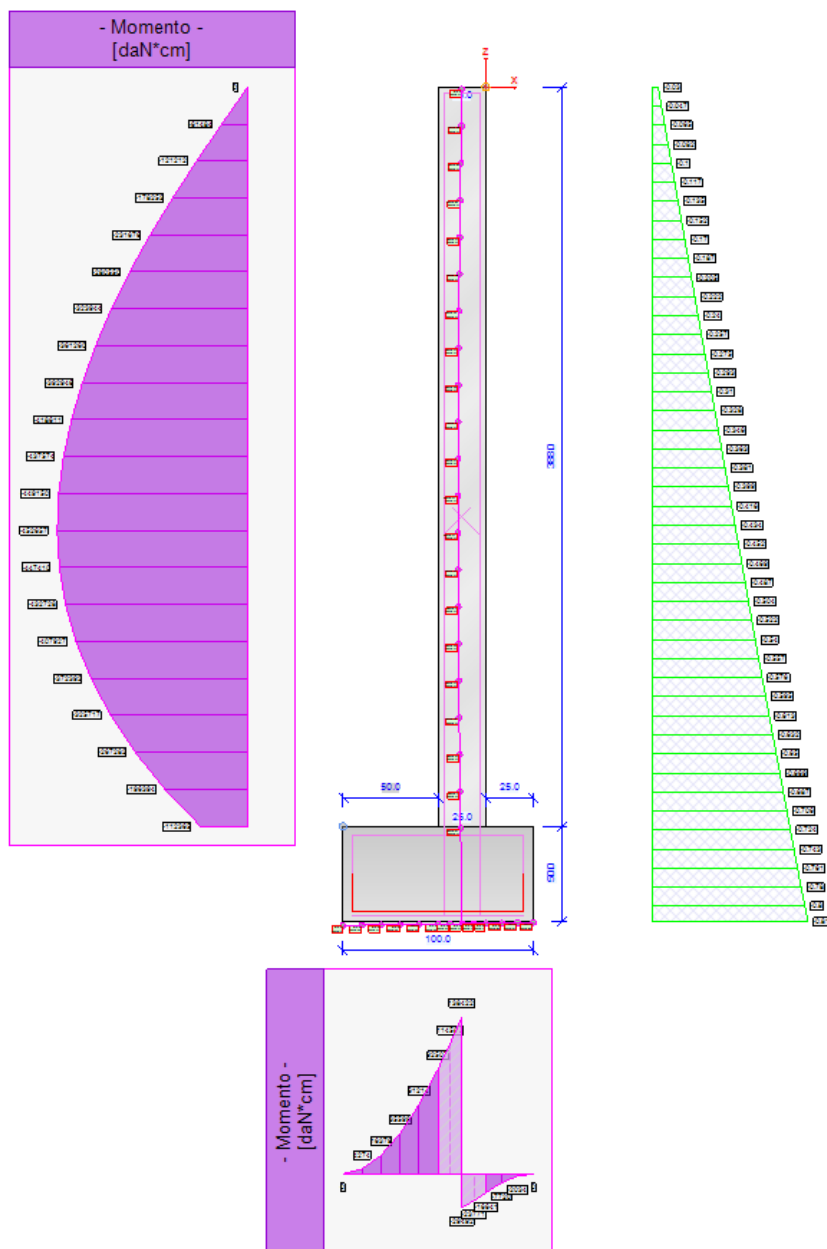
7.1.4 SEZIONE 4

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



In questo caso si è ragionevolmente considerato il vincolo in testa al muro di sostegno poiché da progetto sarà presente un solaio al piano terra.

Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella lungo il fusto con momento massimo (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 45,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 584 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 1,60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 20,67 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 9,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 119,48 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.4.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 45,83 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 18.96 0 kN
M_{Ed} 45.27 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 49.53 kN m

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 26.03 ‰
d 22 cm
x 2.608 x/d 0.1185
 δ 0.7

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

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

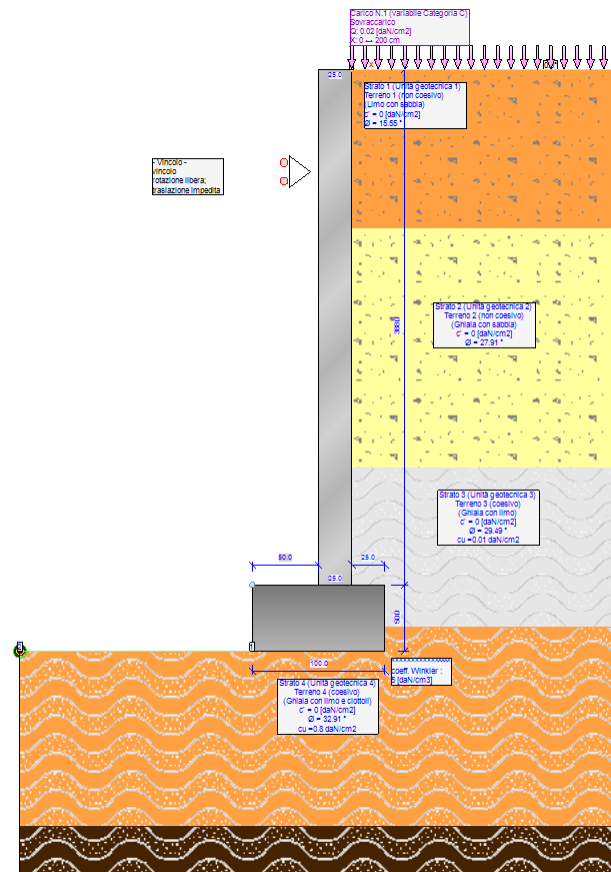
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

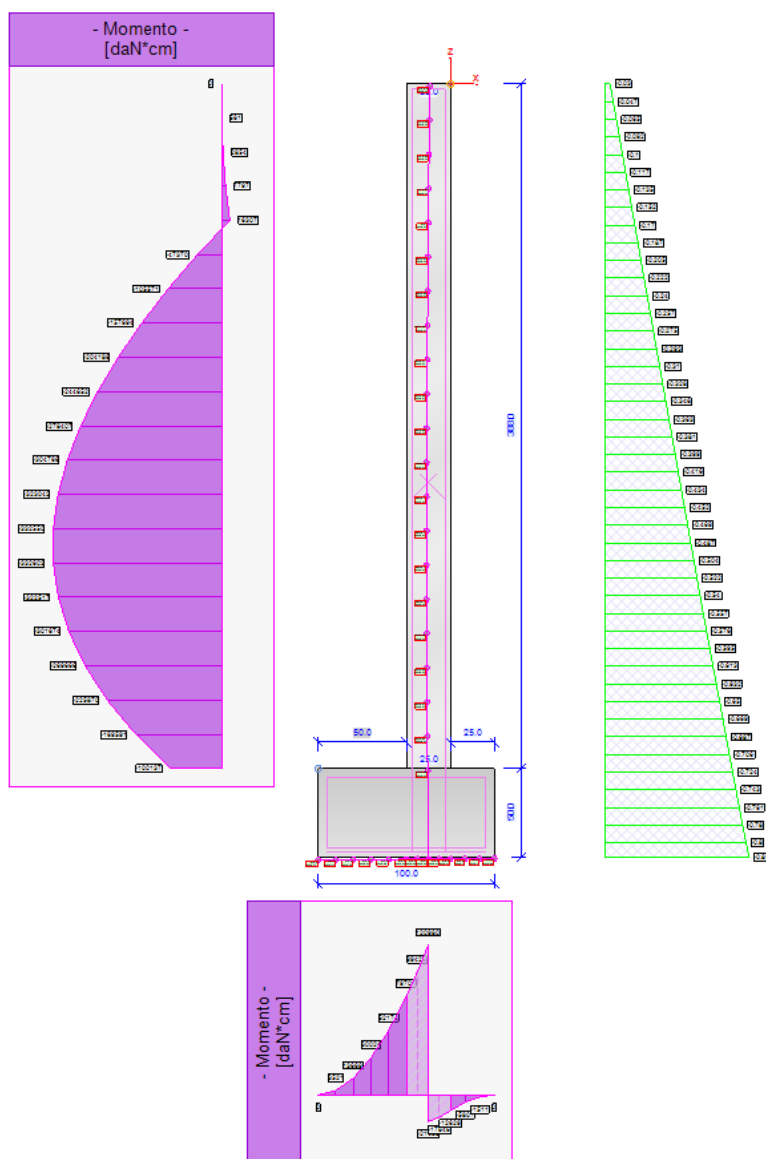
7.1.5 SEZIONE 5

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



In questo caso si è ragionevolmente considerato il vincolo in testa al muro di sostegno poiché da progetto sarà presente un solaio al piano terra.

Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella lungo il fusto con momento massimo (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 33,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 429 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 1,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 16,28 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 7,97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 \cdot f_{y,d} \cdot d = 102,95 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.5.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 22,05 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 22.05 0 kN
M xEd 33.25 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd 49.84 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ‰
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
 τ_{c1} 1.829

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

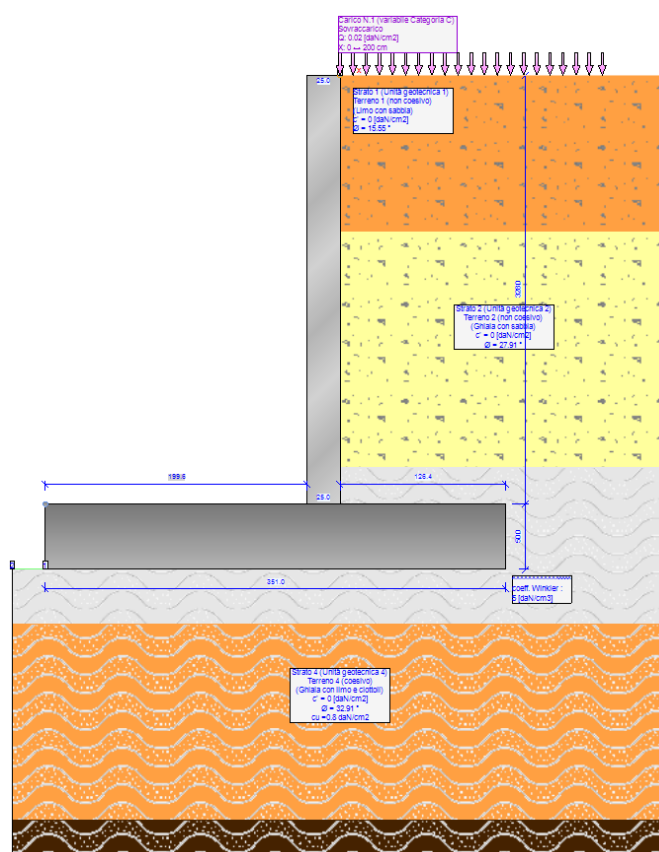
M-curvatura

Precompresso

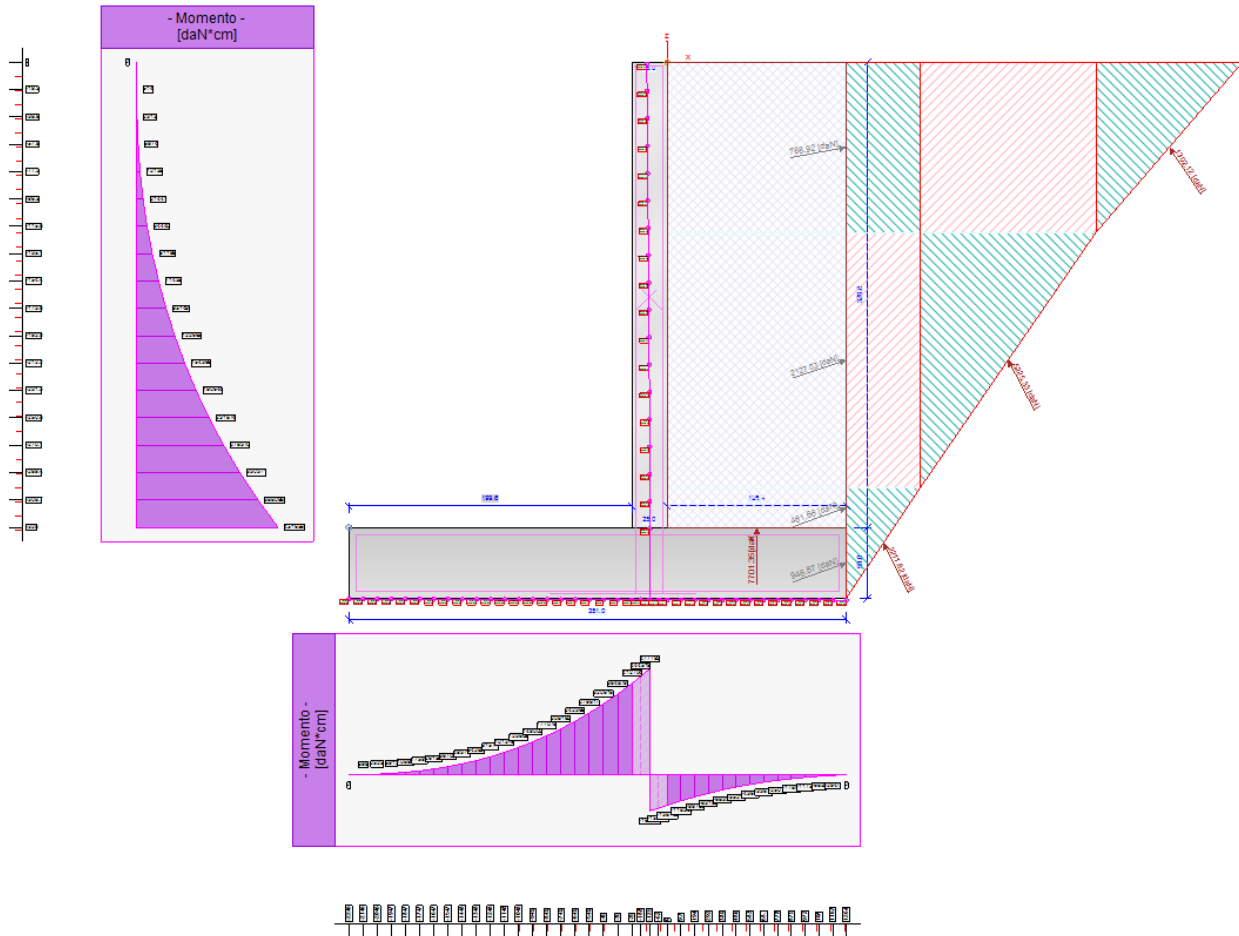
Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

7.1.6 SEZIONE 6

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 45,17 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 583,46 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 13,88 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 179,29 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 36,49 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 471,34 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.6.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 37,12 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione del fusto.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 37.12 0 kN
 M_{xEd} 45.17 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:

B450C C25/30

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 E_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 51.32 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 25.32 %
 d 22 cm
 x 2.671 x/d 0.1214
 δ 0.7

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

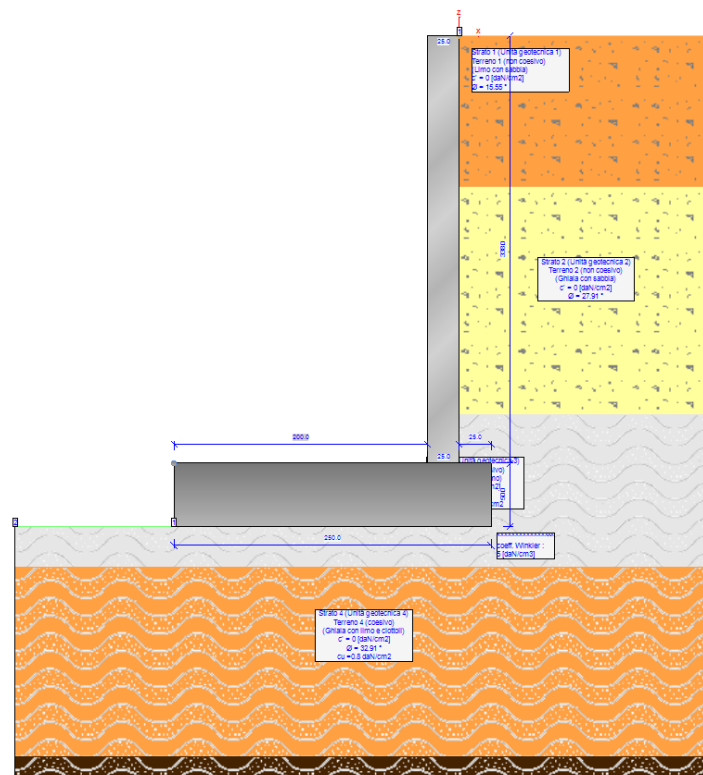
M-curvatura

☐ Precompresso

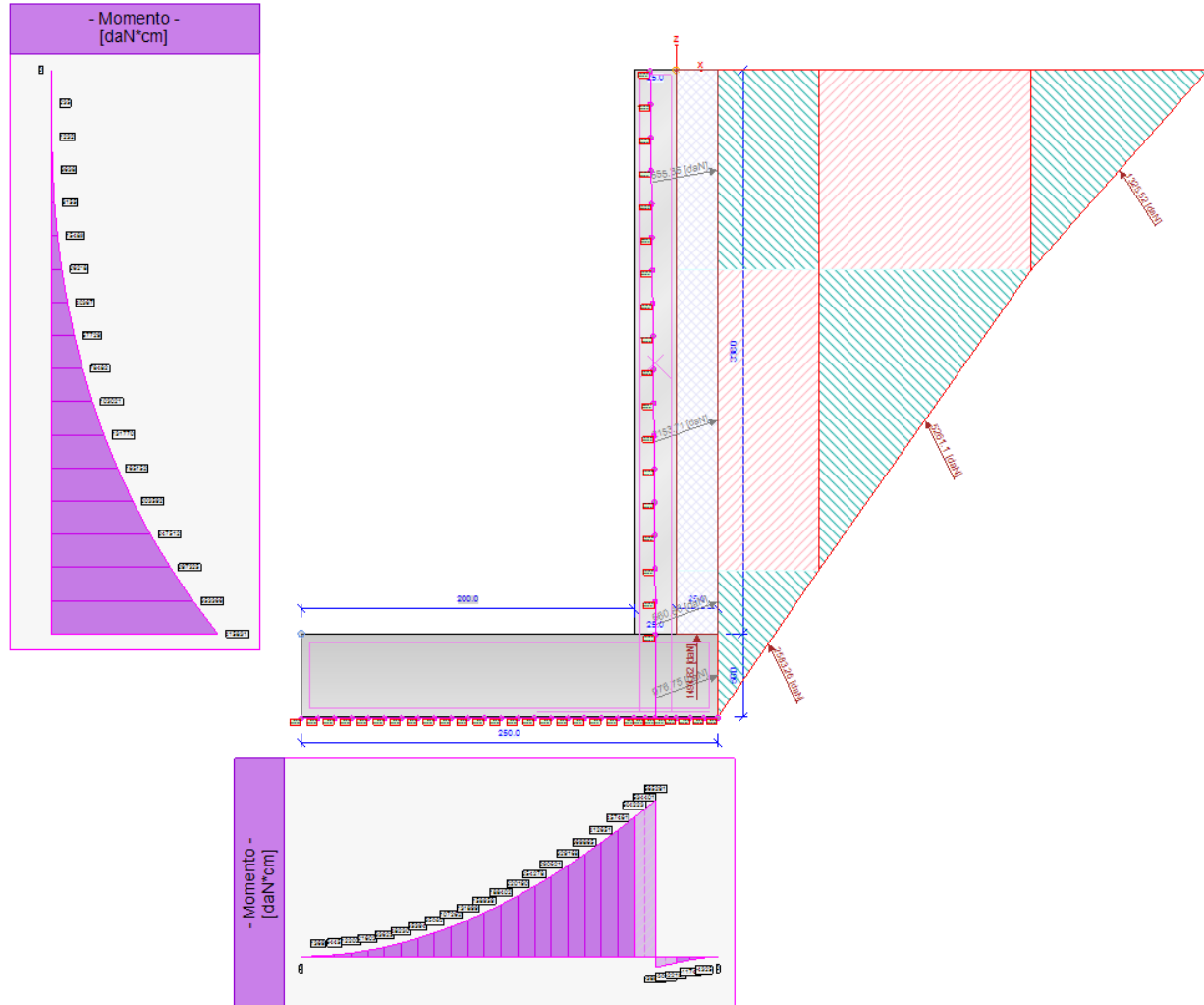
Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

7.1.7 SEZIONI 7, 8 E 9

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno. Vengono raggruppate le tre sezioni poiché queste differiscono tra loro solo dalla presenza o meno del vincolo in testa. Tuttavia, si presenta di seguito la verifica considerando il muro come una mensola incastrata alla base in modo tale da porsi nella condizione più sfavorevole.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 41,58 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 537,08 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 2,21 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 28,55 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 45,75 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 590,95 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.7.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 37,78 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione del fusto.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 37.78 0 kN

M_{Ed} 41.58 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 51.38 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 25.3 ‰

d 22 cm

x 2.674 x/d 0.1215

δ 0.7

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

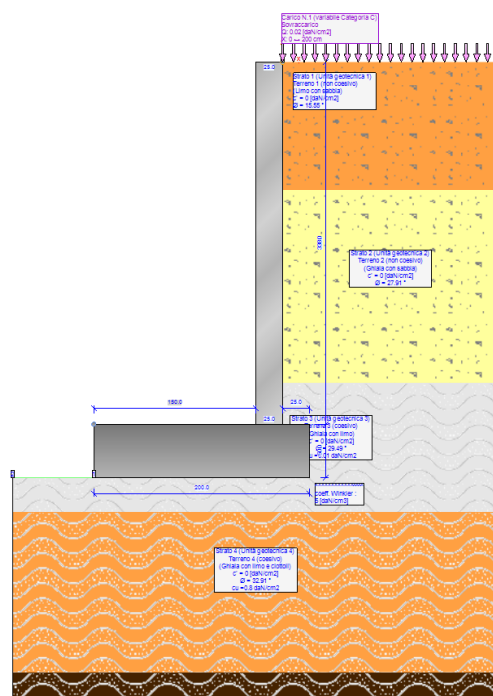
M-curvatura

Precompresso

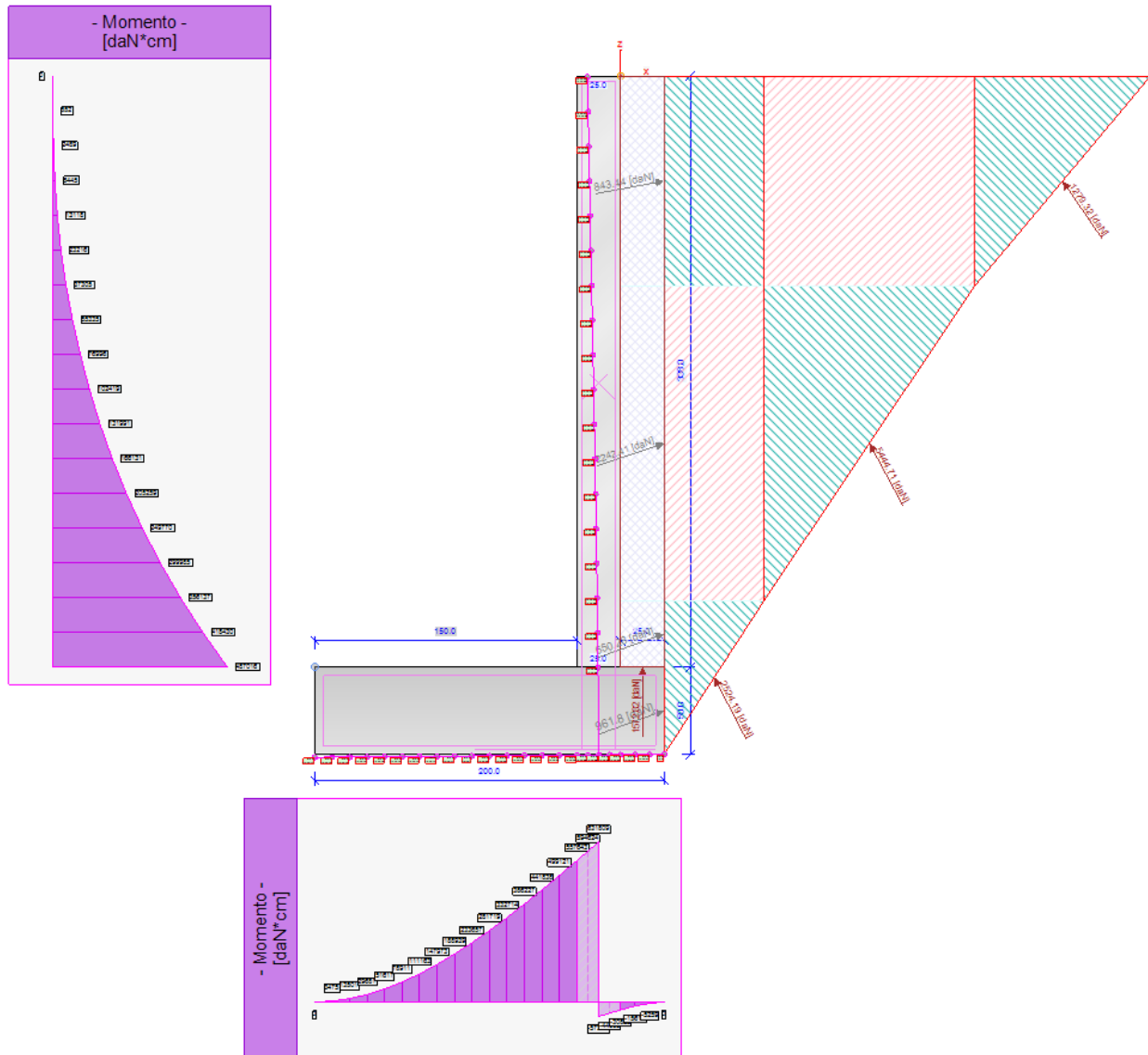
Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

7.1.8 SEZIONI 10 E 11

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno. Vengono raggruppate le tre sezioni poiché queste differiscono tra loro solo dalla presenza o meno del vincolo in testa. Tuttavia, si presenta di seguito la verifica considerando il muro come una mensola incastrata alla base in modo tale da porsi nella condizione più sfavorevole.



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 48,70 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 629,05 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 3,08 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 39,78 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 49,91 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 644,68 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.8.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 38,53 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione del fusto.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 38.53 0 kN
M_{Ed} 48.70 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 51.46 kN m

Materiali

B450C	C25/30
E _{su} 67.5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 391.3 N/mm²	E _{cu} 3.5
E _s 200 000 N/mm²	f _{cd} 14.17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
E _{syd} 1.957 %	σ _{c,adm} 9.75
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6
	τ _{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 25.27 %
d 22 cm
x 2.676 x/d 0.1217
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

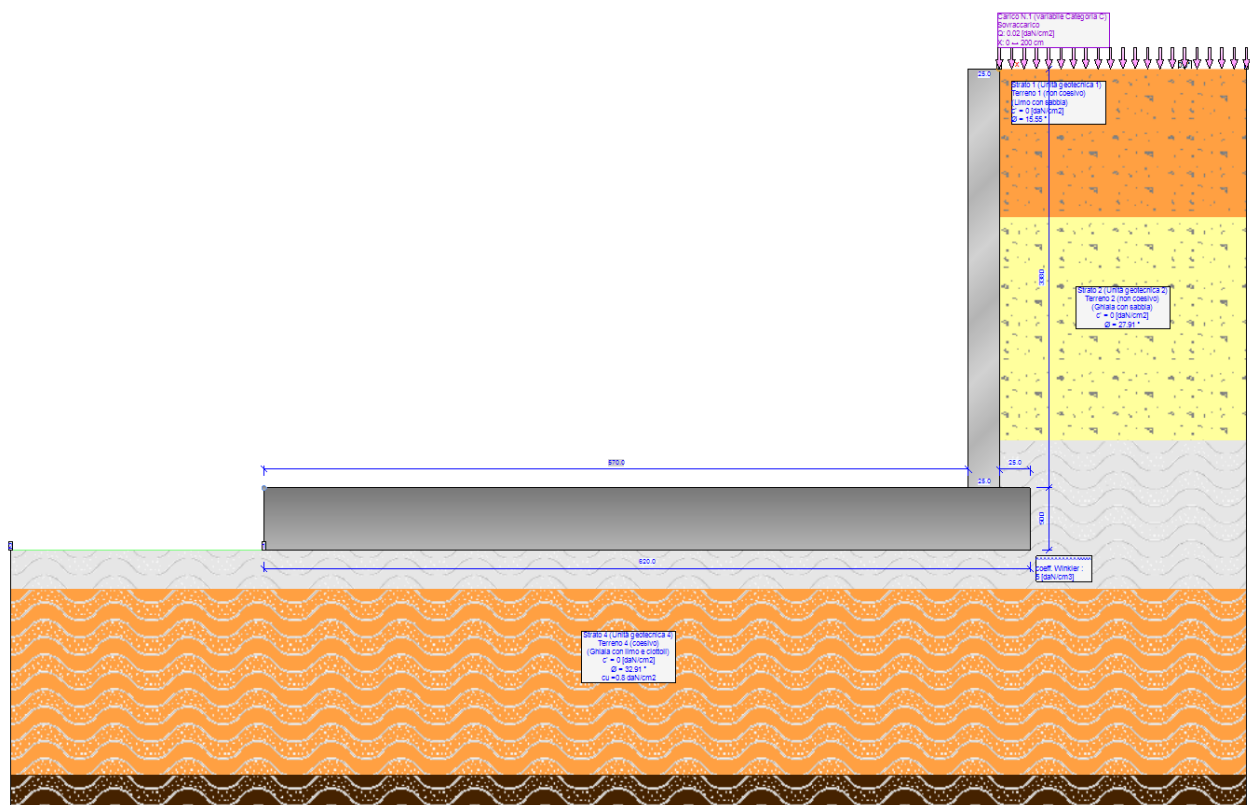
M-curvatura

Precompresso

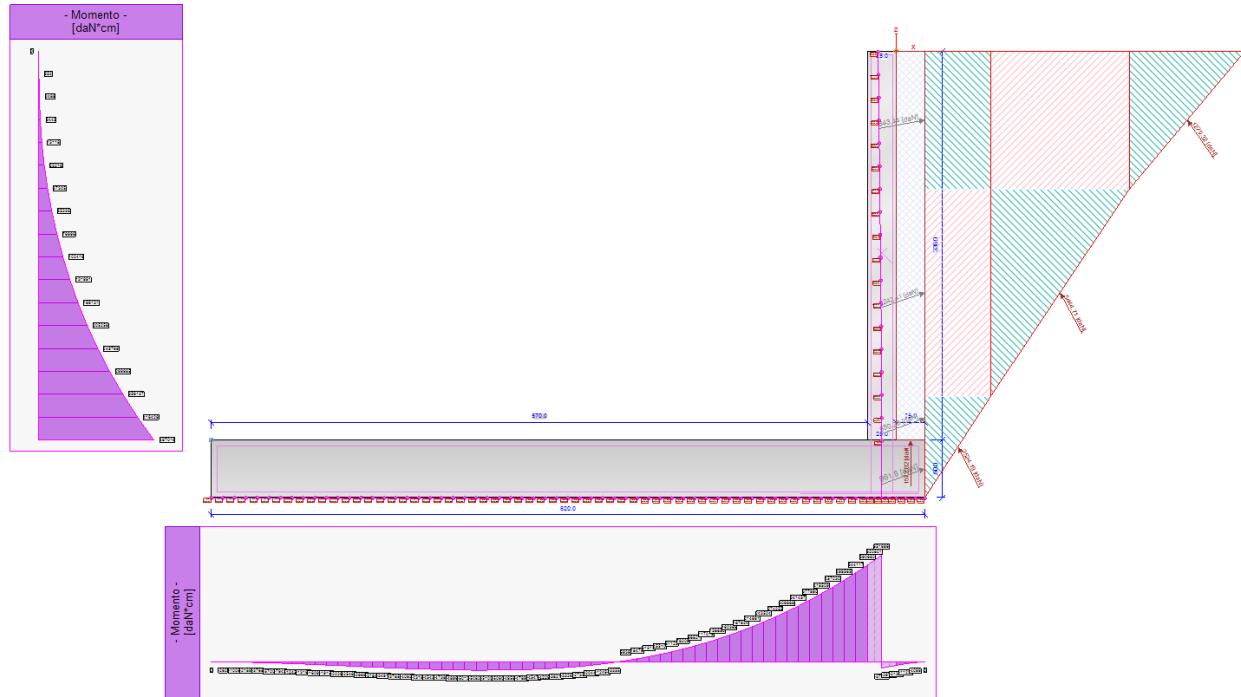
Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

7.1.9 SEZIONE 12

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno



Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella al piede del fusto (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 48,70 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 629,05 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 2,13 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 27,51 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 54,41 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 702,81 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.9.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 38,53 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione del fusto.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	5.65	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 38.53 0 kN
M xEd 48.70 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

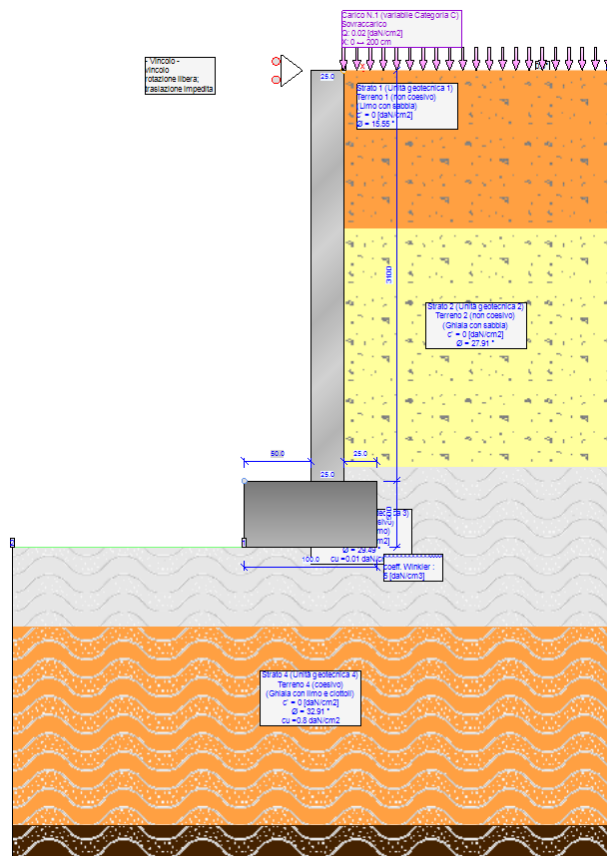
ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 51.46 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.27 ‰
d 22 cm
x 2.676 x/d 0.1217
 δ 0.7

Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.

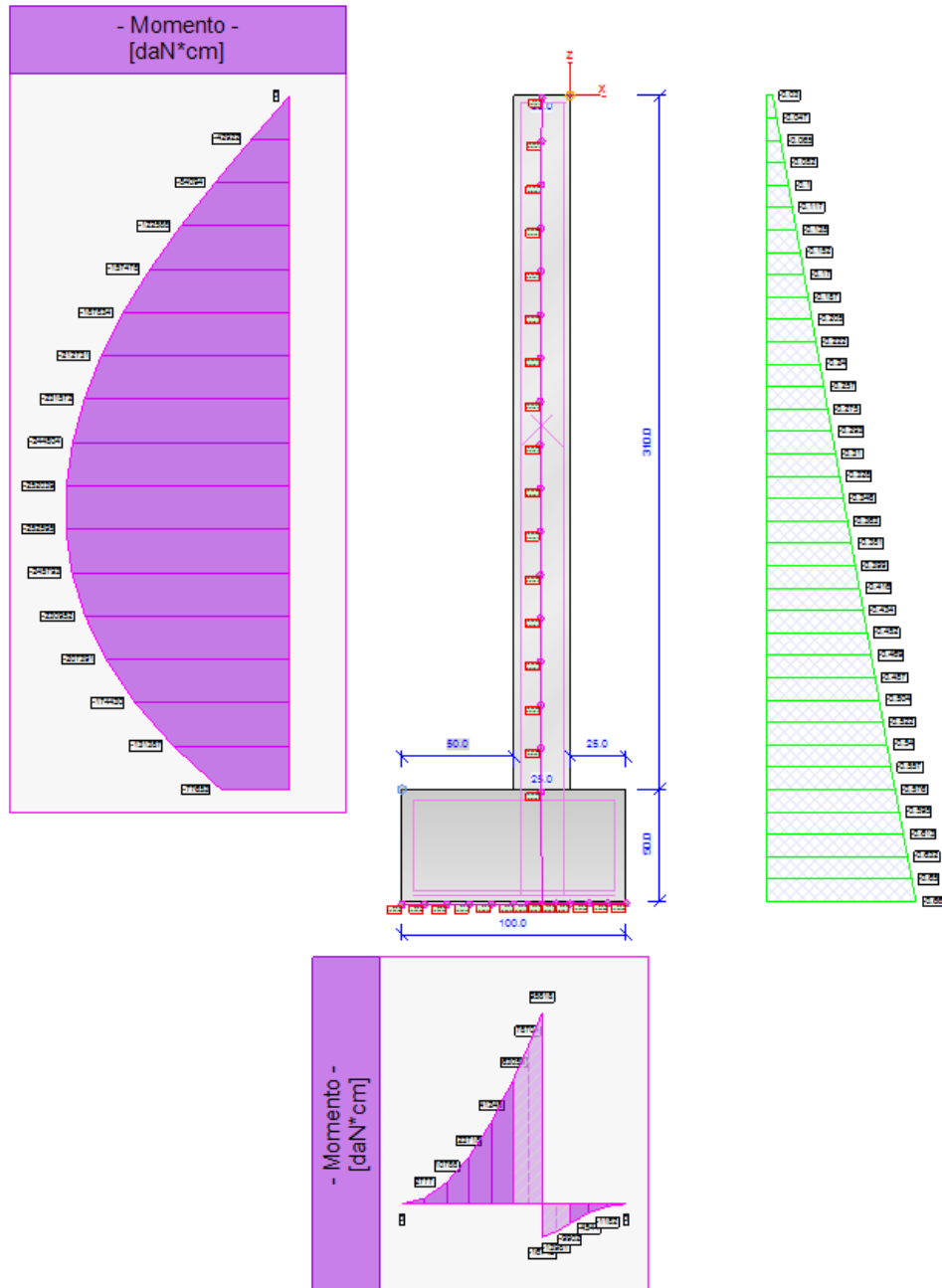
7.1.10 SEZIONE 13

Di seguito si riporta la definizione geometrica del muro e del terrapieno.



In questo caso si è ragionevolmente considerato il vincolo in testa al muro di sostegno poiché da progetto sarà presente un solaio al piano terra.

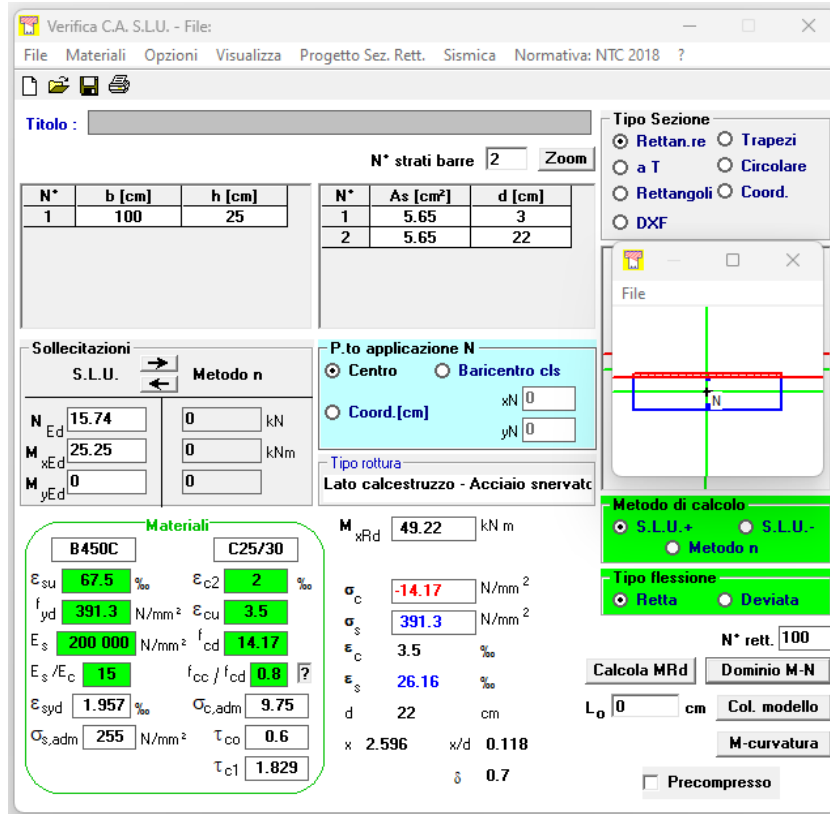
Utilizzando i diagrammi di momento è possibile calcolare il quantitativo di armatura considerando le tre sezioni più sollecitate: quella lungo il fusto con momento massimo (1) e le due sezioni trasversali della fondazione a destra (2) e a sinistra (3) del muro in elevazione.



$M_{E,d} (1) = 25,25 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (1) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 326,15 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (2) = 0,99 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (2) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 12,79 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$
$M_{E,d} (3) = 6,31 \text{ kN*m}$	$\rightarrow$	$A_{s,tot} (3) = M_{E,d} / 0,9 * f_{y,d} * d = 81,51 \text{ mm}^2$	$\rightarrow$	$1\phi 12/200 (565 \text{ mm}^2)$

7.1.10.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL FUSTO

Una volta definite le armature longitudinali è possibile passare alle verifiche agli SLU utilizzando il software VcaSlu. Impostando una sezione di 100 x 25 cm e conoscendo il valore dello sforzo normale pari a 15,74 kN, si procede alla verifica a presso-flessione della sezione del fusto.



The screenshot shows the VcaSlu software interface with the following data and settings:

- Titolo:** (empty)
- N° strati barre:** 2
- Sezione:** Rettangolare (100 x 25 cm)
- Materiali:** B450C (steel), C25/30 (concrete)
- Sollecitazioni:**
 - N_{Ed} : 15.74 kN
 - M_{xEd} : 25.25 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
- Metodo n:** Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} : 67.5‰, f_{yd} : 391.3 N/mm², E_s : 200 000 N/mm², E_s/E_c : 15, ϵ_{syd} : 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - C25/30:** ϵ_{c2} : 2‰, ϵ_{cu} : 3.5‰, f_{cd} : 14.17 N/mm², f_{cc}/f_{cd} : 0.8, $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm², τ_{co} : 0.6 N/mm², τ_{c1} : 1.829 N/mm²
- Calcoli:**
 - M_{xRd} : 49.22 kNm
 - σ_c : -14.17 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5‰
 - ϵ_s : 26.16‰
 - d : 22 cm
 - x : 2.596 cm
 - x/d : 0.118
 - δ : 0.7
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.**: 100
- Calcola MRd**: (button)
- Dominio M-N**: (button)
- L₀**: 0 cm
- Col. modello**: (button)
- M-curvatura**: (button)
- Precompresso**: (checkbox, unchecked)

Il momento resistente risulta essere superiore al momento sollecitante e pertanto la verifica a presso-flessione di ritiene SODDISFATTA.



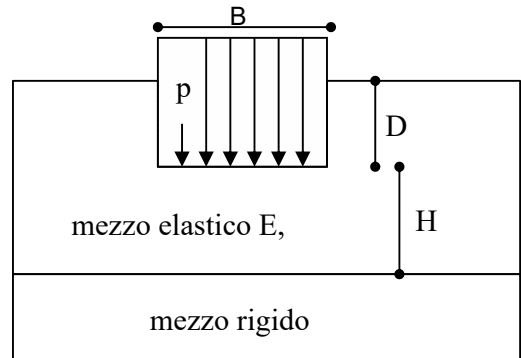
8. TABULATI

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Fondazioni superficiali

Geometria della fondazione e carico applicato:

B = 1.40 [m]
 D = 4.50 [m]
 L = 10.00 [m]
 p = 39.00 [t/m²]



Caratteristiche dei terreni di fondazione:

strato [n.]	γ [t/m ³]	spessore [m]
1	1.80	1.20
2	1.80	3.00
3	1.80	4.20
4	1.90	5.70

$Z_{tot.} = 14.10$ [m] $Z_{med} = 5.75$ [m]

$\Delta z = 0.50$ [m]

Hc = 7 [m]

Cc = 0.29%

$e_o =$

Tensioni Indotte nel Terreno:

$\sigma_{net} = 30.9000$ [t/m²]
 $p_o = 9.900$ [t/m²]
 $\Delta p_o = 3.0900$ [t/m²]
 $\Delta p = 3.8415$ [t/m²]

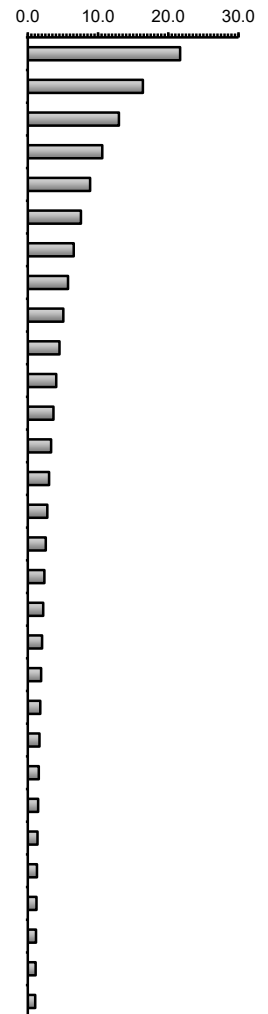
CEDIMENTO:

s =	0.2901	[cm]
-----	--------	--------

Legenda:

B = Larghezza fondazione
 D = Profondità dal p.c.
 L = Lunghezza fondazione
 p = Carico applicato
 p_o = Pressione litostatica a Z_{med}
 Δp_o = Incremento di pressione
 σ_{net} = Pressione netta
 Hc = Profondità corrispond. a Δp_o
 Cc = Indice di compressione
 e_o = Indice dei vuoti
 γ = Peso di volume dello strato
 z = Spessore dello strato
 Δz = Incremento
 Z_{med} = Mezzeria strato compressibile
 $Z_{tot.}$ = Profondità totale

z [m]	γ [t/m ²]	p_o [t/m ²]	Δp_o [t/m ²]
0.50	1.8	0.90	21.684
1.00	1.8	1.80	16.386
1.50	1.8	2.70	12.972
2.00	1.8	3.60	10.603
2.50	1.8	4.50	8.874
3.00	1.8	5.40	7.563
3.50	1.8	6.30	6.540
4.00	1.8	7.20	5.722
4.50	1.8	8.10	5.057
5.00	1.8	9.00	4.506
5.50	1.8	9.90	4.045
6.00	1.8	10.80	3.654
6.50	1.8	11.70	3.319
7.00	1.8	12.60	3.029
7.50	1.8	13.50	2.778
8.00	1.8	14.40	2.557
8.50	1.9	15.35	2.362
9.00	1.9	16.30	2.189
9.50	1.9	17.25	2.035
10.00	1.9	18.20	1.897
10.50	1.9	19.15	1.773
11.00	1.9	20.10	1.661
11.50	1.9	21.05	1.560
12.00	1.9	22.00	1.467
12.50	1.9	22.95	1.383
13.00	1.9	23.90	1.306
13.50	1.9	24.85	1.235
14.00	1.9	25.80	1.170
14.50	0	25.80	1.111
15.00	0	25.80	1.055



Palificata.
Plinto a 3 PALI
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

16:36:00 martedì 28 novembre 2023

Nome palificata: Plinti su pali_A3.ple
Descrizione palificata: Palificata.
Metodo di verifica: Stati limite secondo NTC18
Unità di misura, ove non indicate espressamente: [cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm²],[cm²]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Punti maglia (3), Caso 1, Tutti i sestetti (1)											
C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [daN*cm][f.s.]	C.A.:V [daN][f.s.]	C.A.:t.cls. [daN/cm ²][f.s.]	C.A.:t.acc. [daN/cm ²][f.s.]	C.A.:fes. [mm]	C.A.:% a.lon. [f.s.]	C.A.:D a.tra. [mm]	C.A.:P a.tra. [cm]
PM2-S1 ↓64674/624 24 = 1.04	---	PM2-S1 309122/147 5 = 209.56	---	PM1-S1 646003/480 653 = 1.34	PM3-S1 19528/2432 = 8.03	---	---	---	---	---	---
C.Port. = Capacità portante Cedim. = Cedimento R.Tras. = Resistenza trasversale Sp.Ori. = Spostamento orizzontale C.A.:M = C.A.: pressoflessione C.A.:V = C.A.: taglio C.A.:t.cls. = C.A.: Tens. limite cls C.A.:t.acc. = C.A.: Tens. limite acciaio C.A.:fes. = C.A.: apertura fessure C.A.:% a.lon. = C.A.: % arm. longitudinale C.A.:D a.tra. = C.A.: diametro arm. trasversale C.A.:P a.tra. = C.A.: passo arm. trasversale --- = Verifica non prevista											

Normativa di riferimento.

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{cd} [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma_{cls, rara}^{(c)}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{cls, q.p.}^{(c)}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per C.A.

Tipo	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	f_{vd} [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	$\sigma_{acc, rara}$ [daN/cm ²]
B450C (Bar 1)	4500	1.15	3913.04	2000000	3600

Il coefficiente di omogeneizzazione, per le verifiche in esercizio, è definito dal rapporto dei moduli elastici dei materiali.

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

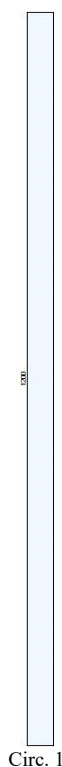
Si svolge l'analisi per il seguente caso di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	3	SLU	No	1	

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di palo circolare in C.A.



Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 4 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	Sabbia Non definito				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	15.5	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	Sabbia SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	30	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	Sabbia SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	30	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T4	Sabbia GW - Ghiaie a granulometria ben assortita o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	41	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	4 strati - Una falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno

1	0	120	T1
2	-120	180	T2
3	-300	270	T3
4	-570	930	T4
Falda	Quota[cm]	Altezza[cm]	Z piez.[cm]
1	-600	400	-

Punti maglia.

La palificata comprende 3 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	$\beta[^\circ]$	$\theta[^\circ]$	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-60	60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 1
PM2	60	60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 2
PM3	-60	-60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 3

Fondazione.

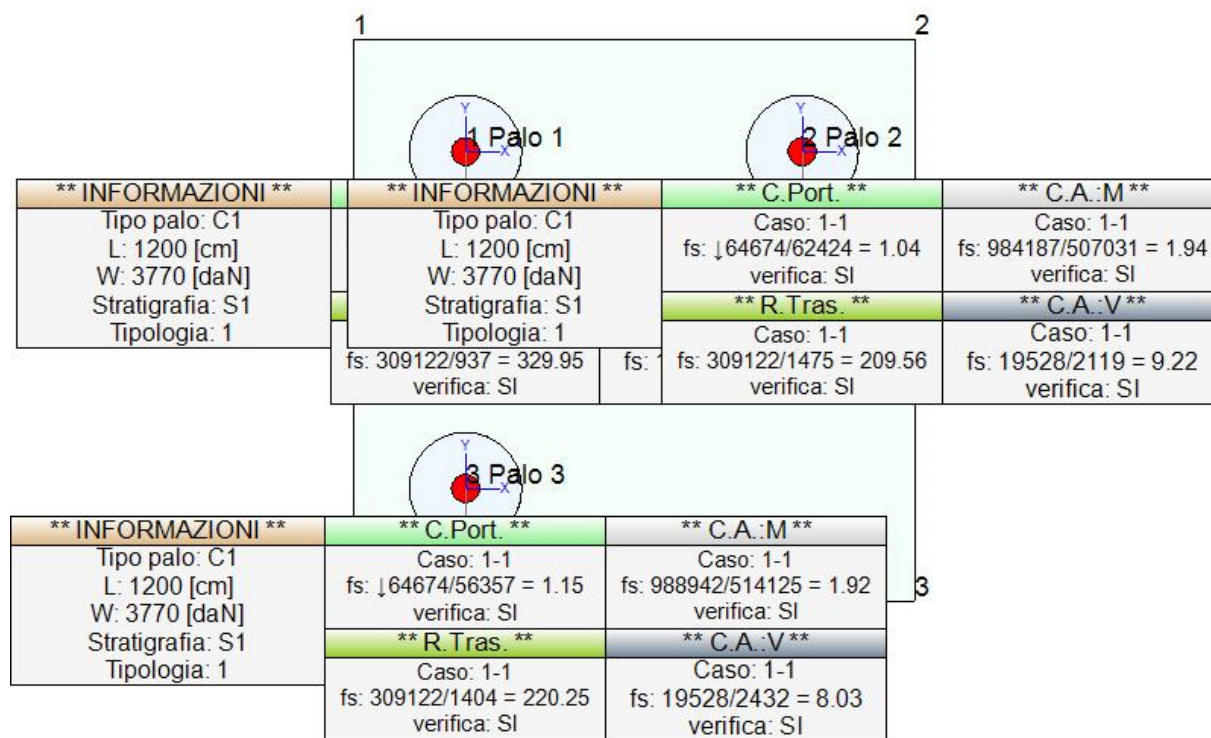
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-100	100
V2	100	100
V3	100	-100
V4	-100	-100

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
P1	0	0

Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta della palificata

Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N_x [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_x [daN*cm]
1	C1	1	-113800	2340	2840	52000	627000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM2, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, il metodo si basa sui fattori adimensionali di capacità portante N_c e N_q , funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità della base z_b . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , e sulla tensione verticale totale σ_v agente alla profondità della base z_b . Considerazioni di carattere empirico hanno reso evidente la necessità di considerare l'esistenza di una profondità critica z_c . Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi ($s/D \sim 8-10\%$) che per pali trivellati ($s/D \sim 25-30\%$).

$$q_{lim} = N_c c' + N_q \sigma'_v \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$q_{lim} = 9.0 s_u + \sigma_v \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k , dell'angolo di attrito palo-terreno μ e della tensione verticale efficace σ'_v . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , o, in alternativa, sull'angolo di resistenza al taglio ϕ' e sulla tensione verticale efficace σ'_v . Viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi che per pali trivellati.

$$f_{s,lim} = \mu k \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$f_{s,lim} = \alpha s_u \text{ oppure } f_{s,lim} = (1 - \sin\phi') \tan\phi' \sigma'_{v0} \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo **Lineare**.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo **Broms**.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0}$ (terreno non coesivo)

$p_{lim} = 9 s_u$ (terreno coesivo)

3 -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

Metodo **AGI** per il calcolo della portata di base.

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota -570 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -1200 [cm].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -1200$ [cm], e la profondità critica è $z_c = -480$ [cm]. In questo caso la tensione verticale efficace viene calcolata alla quota critica. Il valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k e della coesione efficace c'_k vengono ricavati dallo strato in cui si immorsa la base del palo. L'angolo di resistenza al taglio viene corretto secondo l'espressione $\phi = \phi - 3$. Il coefficiente N_q è calcolato secondo Vesic (1972, 1975, 1977). Il coefficiente N_c è calcolato secondo Reissner (1924). $\phi'_k = 41$ [°]. $c'_k = 0$ [daN/cm²]. $N_c = 110.285$. $N_q = 87.164$. $\sigma'_v = 0.86$ [daN/cm²]. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 75.31 [daN/cm²].

L'area di base vale 1256.64 [cm²].

La portata di base calcolata vale 94637.06 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_b=1.35$. Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 41236.19$ [daN] ($s/D=30.00\%$).

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

La quota critica z_c vale -400 [cm]. La quota di interesse (-60 [cm]) è al di sopra della profondità critica.

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 15.5. Il coefficiente di attrito μ vale 0.277. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.11$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.02 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 302.61 [daN] (211.82 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 154.79$ [daN] ($s/D=0.00\%$). $Q_{st,d} = 99.68$ [daN] ($s/D=0.00\%$).

Strato 2

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

La quota critica z_c vale -400 [cm]. La quota di interesse (-210 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. Il coefficiente di attrito μ vale 0.577. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.38$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.15 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 3307.41 [daN] (2315.19 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 1691.77$ [daN] ($s/D=0.50\%$). $Q_{st,d} = 1089.5$ [daN] ($s/D=0.50\%$).

Strato 3

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

La quota critica z_c vale -400 [cm]. La quota di interesse (-435 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. Il coefficiente di attrito μ vale 0.577. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.72$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.28 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 9012.26 [daN] (6308.58 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 4609.85$ [daN] ($s/D=0.50\%$). $Q_{st,d} = 2968.74$ [daN] ($s/D=0.50\%$).

Strato 4

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -885 [cm].

La quota critica z_c vale -400 [cm]. La quota di interesse (-885 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 41. Il coefficiente di attrito μ vale 0.869. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.72$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.42 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 33198.68 [daN] (23239.07 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 16981.42$ [daN] ($s/D=0.50\%$). $Q_{st,d} = 10936.03$ [daN] ($s/D=0.50\%$).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d} 23437.83$ [daN], $Q_{st,d} 15093.96$ [daN].

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ **64674.02 [daN]**, $Q_{tt,d}$ **15093.96 [daN]**.

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

L'approfondimento vale 60 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 0 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 0$ [daN/cm³].

Strato 2

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

L'approfondimento vale 210 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 11.5$ [daN/cm³].

Strato 3

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

L'approfondimento vale 435 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 11.5$ [daN/cm³].

Strato 4

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -885 [cm].

L'approfondimento vale 885 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 15 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 15$ [daN/cm³].

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 15.5. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.11$ [daN/cm²].

La pressione limite laterale calcolata vale 0.56 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 2689.56 [daN]. Si applica $\xi_{med} = 1.70$. Si applica $\gamma_{tr} = 1.30$.

Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 1217$ [daN].

Strato 2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.38$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 3.4 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 24494.4 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 11083.44$ [daN].

Strato 3

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.78$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 7.05 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 76107.6 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 34437.83$ [daN].

Strato 4

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -885 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 41. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.59$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 23.01 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 579868.44 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 262383.91$ [daN].

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **309122.17 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **220576.66 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3	4
s	-8.89	-0.17	0	0.16
E_d	-64674.02	-24244.62	0	15093.96

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	15093.96	23437.83	41236.19	15093.96	64674.02
Qst = Portata Laterale in Trazione Qsc = Portata Laterale in Compressione Qbc = Portata di Base in Compressione Qtt = Portata TOTALE in Trazione Qtc = Portata TOTALE in Compressione					

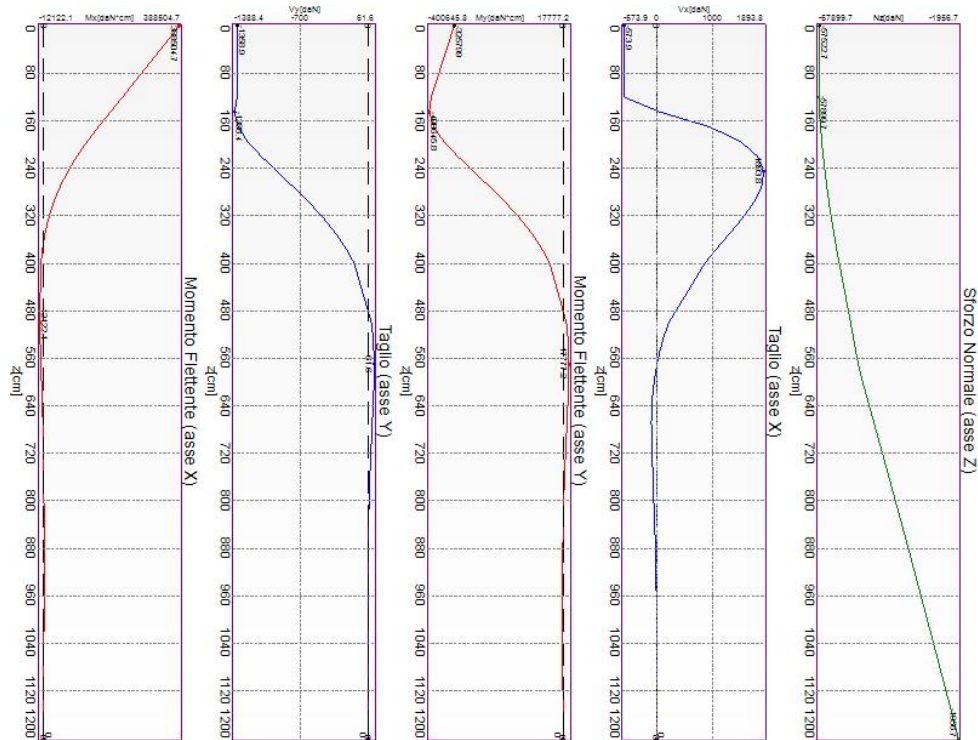
Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più

sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

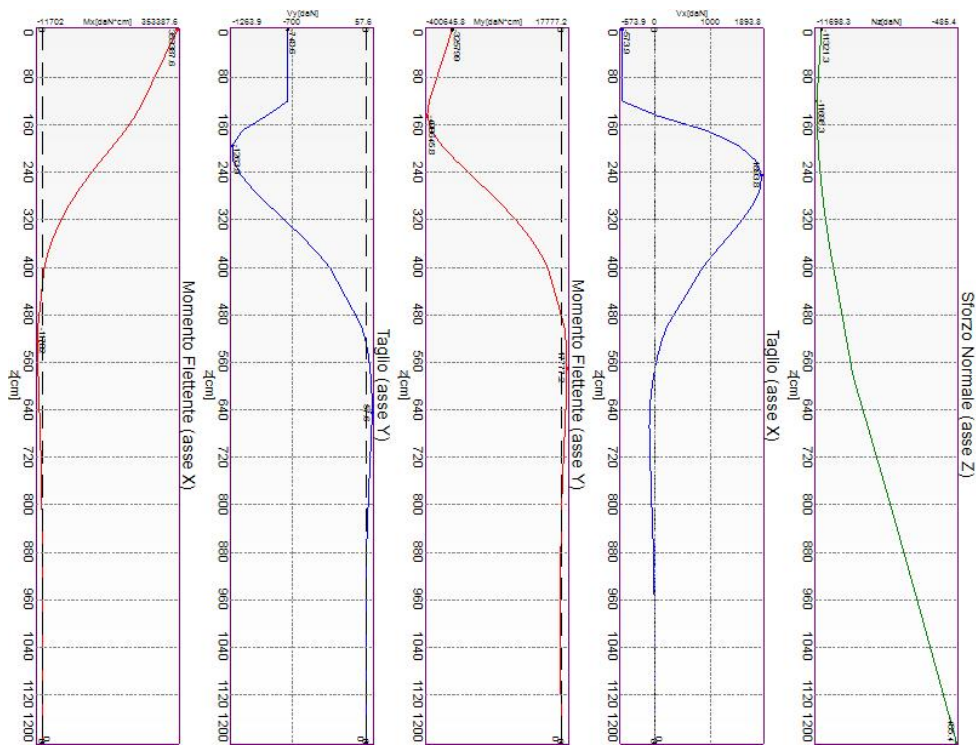


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-57522.67	573.88	1358.9	38850.5	325799	1555
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C1)					
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-57522.67	1475.11	507031		
0	-57522.67	1475.11	507031		
25	-57601.21	1475.11	491317		
50	-57679.75	1475.11	477937		
75	-57758.29	1475.11	467092		
100	-57836.83	1475.11	458963		
120	-57899.66	1475.11	454513		
120	-57899.66	1475.11	454513		
145	-57643.66	1389.73	443834		
170	-57205.86	1642.75	417918		
195	-56690.36	1942.59	377549		
220	-56098.26	2103.15	329072		
245	-55430.67	2118.83	277515		
270	-54688.66	2021.11	226621		
295	-53873.27	1845.65	178998		
300	-53701.48	1804.12	170026		
300	-53701.48	1804.12	170026		
325	-52799.37	1576.65	128449		
350	-51826.06	1333.03	92823		
375	-50782.47	1091.46	63426		
400	-49669.51	864.71	40255		
500	-45142.91	221.22	16233		

525	-44030.1	133.95	18638
550	-42924.45	78.86	19702
570	-42044.97	62.33	19674
570	-42044.97	62.33	19674
595	-40655.52	70.29	18732
620	-38979.77	87.29	17005
645	-37313.58	97.38	14794
670	-35656.54	99.31	12387
770	-29111.74	62.71	4085
870	-22681.16	20.45	543
970	-16339.56	2.72	796
1070	-10062.07	4.99	405
1170	-3824.06	1.79	28
1195	-2267.85	0.33	0
1200	-1956.69	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

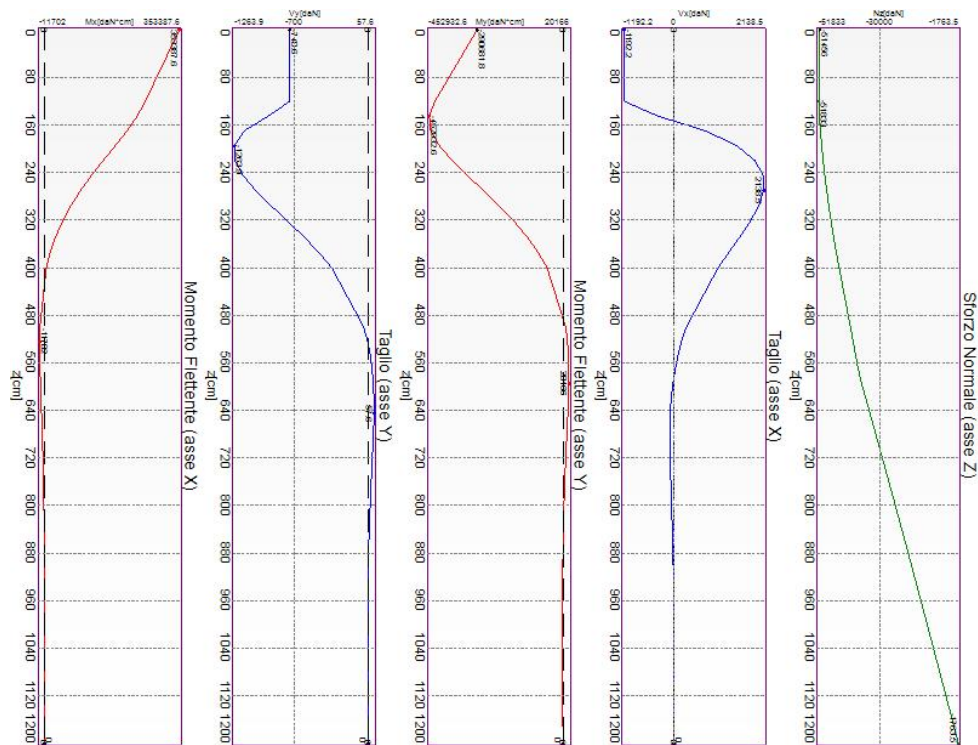


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-11321.33	573.88	740.55	353388	325799	1555
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)					
Z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-11321.33	936.88	480653		
0	-11321.33	936.88	480653		
25	-11399.87	936.88	477326		
50	-11478.41	936.88	475131		
75	-11556.95	936.88	474084		
100	-11635.49	936.88	474193		
120	-11698.32	936.88	475113		
120	-11698.32	936.88	475113		
145	-11696.16	945.35	468715		
170	-11650	1498.28	443865		
195	-11584.91	1951.55	402131		
220	-11501.13	2184.43	350908		

245	-11398.87	2232.18	295918
270	-11278.37	2143.94	241371
295	-11139.85	1964.63	190174
300	-11110	1921.27	180515
300	-11110	1921.27	180515
325	-10950.12	1681.18	135691
350	-10772.67	1421.49	97174
375	-10577.84	1162.68	65232
400	-10365.83	918.97	39755
500	-9496.82	221.97	15563
525	-9283.52	123.93	19045
550	-9071.73	57.6	20620
570	-8903.37	39.54	20782
570	-8903.37	39.54	20782
595	-8621.48	61.58	19906
620	-8268.96	87.48	18119
645	-7918.47	101.39	15777
670	-7569.91	104.89	13205
770	-6193.42	66.85	4274
870	-4841.22	21.39	340
970	-3508.02	1.81	838
1070	-2188.58	5.3	432
1170	-877.73	1.91	30
1195	-550.76	0.35	0
1200	-485.38	0	0

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM3, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-51456	1192.23	740.55	353388	290682	1555
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C1)					
Z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-51456	1403.51	457579		
0	-51456	1403.51	457579		

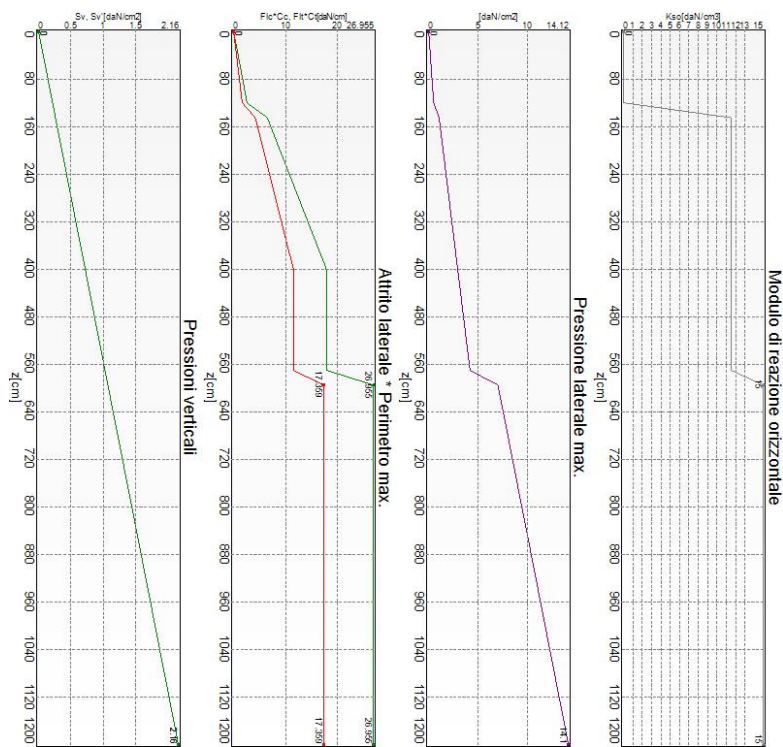
25	-51534.54	1403.51	463522
50	-51613.08	1403.51	472006
75	-51691.62	1403.51	482895
100	-51770.16	1403.51	496033
120	-51832.99	1403.51	508046
120	-51832.99	1403.51	508046
145	-51610.32	1019.12	514125
170	-51223.95	1393.29	497049
195	-50767.59	1962.13	457897
220	-50242.24	2306.41	405433
245	-49648.88	2431.56	346585
270	-48988.48	2388.11	286565
295	-48261.97	2227.15	229073
300	-48108.82	2184.88	218112
300	-48108.82	2184.88	218112
325	-47304.17	1940.09	166781
350	-46435.36	1662.93	122030
375	-45503.23	1378.69	84383
400	-44508.57	1105.46	53859
500	-40462.25	295.97	14944
525	-39467.55	176.69	19581
550	-38479.27	90.32	22108
570	-37693.17	50.33	22811
570	-37693.17	50.33	22811
595	-36449.15	56.42	22348
620	-34947.15	87.7	20707
645	-33453.73	107.56	18305
670	-31968.5	115.07	15534
770	-26102.35	78.64	5375
870	-20338.61	26.91	472
970	-14654.66	2.03	912
1070	-9028.21	5.94	499
1170	-3437.18	2.26	35
1195	-2042.38	0.41	1
1200	-1763.49	0	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

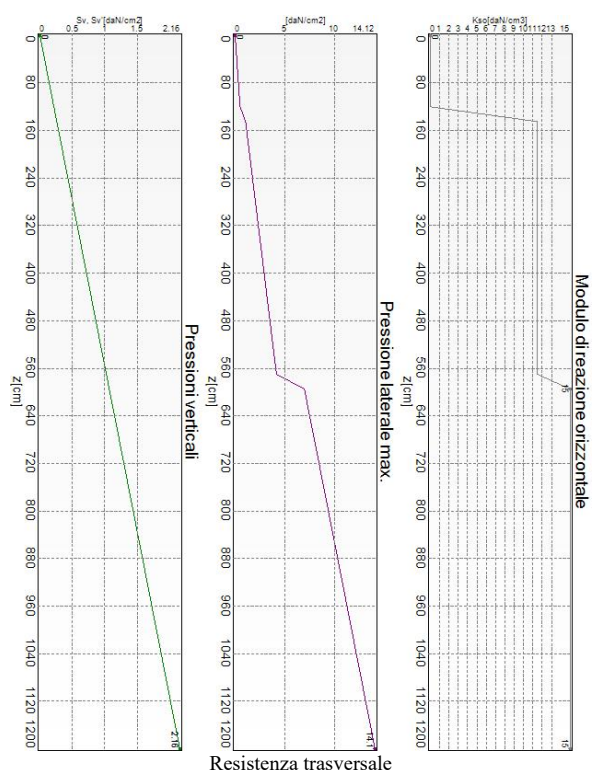
Situazione peggiore: Punto maglia PM2, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[daN]	S _d : Qt[daN]	f _s [-]
PM1	C1	1	64674	16222	3.99
PM2	C1	1	64674	62424	1.04
PM3	C1	1	64674	56357	1.15

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Situazione peggiore: Punto maglia PM2, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

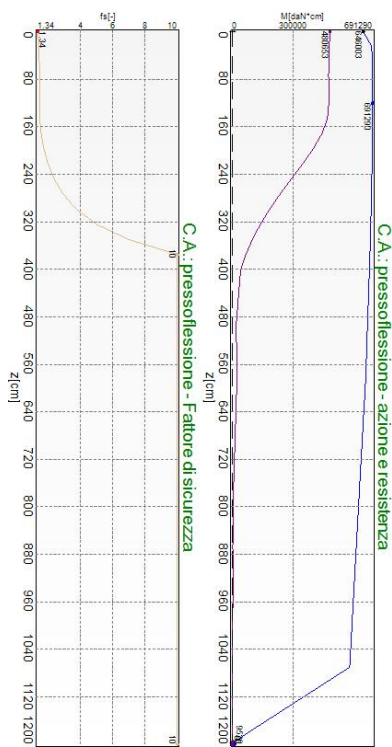
Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : R _{tr} [daN]	S _d : R _{tr} [daN]	f _s [-]
PM1	C1	I	309122	937	10.00
PM2	C1	I	309122	1475	10.00
PM3	C1	I	309122	1404	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: C.A.: pressoflessione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



C.A.: pressoflessione

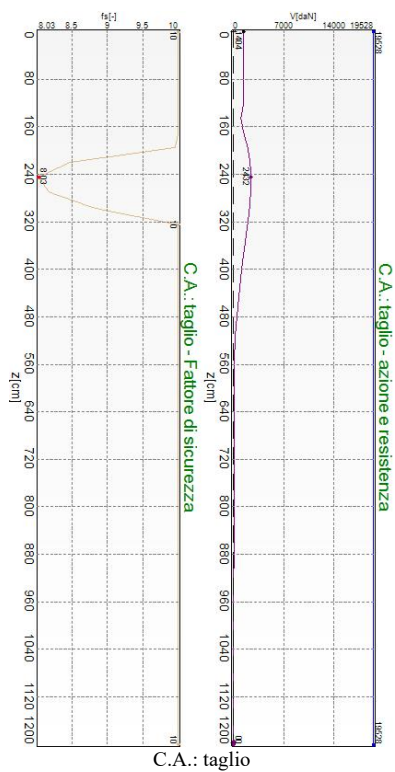
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: pressoflessione					
Punto	Caso	Ses.	R _d : M[daN*cm]	S _d : M[daN*cm]	fs[-]
PM1	C1	1	646003	480653	1.34
PM2	C1	1	984187	507031	1.94
PM3	C1	1	988942	514125	1.92

Verifica: C.A.: taglio

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



C.A.: taglio
Situazione peggiore: Punto maglia PM3, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: taglio					
Punto	Caso	Ses.	R_d : V[daN]	S_d : V[daN]	f_s [-]
PM1	C1	I	19528	2232	8.75
PM2	C1	I	19528	2119	9.22
PM3	C1	I	19528	2432	8.03

Palificata.
Plinti a 4 PALI
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

16:06:41 martedì 28 novembre 2023

Nome palificata:	Plinti su pali.ple
Descrizione palificata:	Palificata.
Metodo di verifica:	Stati limite secondo NTC18
Unità di misura, ove non indicate espressamente:	[cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm2],[cm2]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Punti maglia (4), Caso 1, Tutti i sestetti (1)											
C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [daN*cm][f.s.]	C.A.:V [daN][f.s.]	C.A.:t.cls. [daN/cm ²][f.s.]	C.A.:t.acc. [daN/cm ²][f.s.]	C.A.:fes. [mm]	C.A.:% a.lon. [f.s.]	C.A.:D a.tra. [mm]	C.A.:P a.tra. [cm]
PM4-S1 ↓73537/711 97 = 1.03	---	PM1-S1 325347/144 8 = 224.63	---	PM1-S1 1064604/88 916 = 11.97	PM1-S1 13123/1448 = 9.06	---	---	---	---	---	---
C.Port. = Capacità portante Cedim. = Cedimento R.Tras. = Resistenza trasversale Sp.Ori. = Spostamento orizzontale C.A.:M = C.A.: pressoflessione C.A.:V = C.A.: taglio C.A.:t.cls. = C.A.: Tens. limite cls C.A.:t.acc. = C.A.: Tens. limite acciaio C.A.:fes. = C.A.: apertura fessure C.A.:% a.lon. = C.A.: % arm. longitudinale C.A.:D a.tra. = C.A.: diametro arm. trasversale C.A.:P a.tra. = C.A.: passo arm. trasversale --- = Verifica non prevista											

Normativa di riferimento.

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{ctd} [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma_{cls, rara}^{(c)}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{cls, q.p.}^{(c)}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per C.A.

Tipo	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	f_{vd} [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	$\sigma_{acc, rara}$ [daN/cm ²]
B450C (Bar 1)	4500	1.15	3913.04	2000000	3600

Il coefficiente di omogeneizzazione, per le verifiche in esercizio, è definito dal rapporto dei moduli elastici dei materiali.

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per il seguente caso di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	3	SLU	No	1	

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di palo circolare in C.A.



Circ. 1

Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 4 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	Sabbia SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	Sabbia SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	30	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	Sabbia SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	30	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T4	Sabbia GW - Ghiaie a granulometria ben assortita o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_l [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	41	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	4 strati - Una falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno

1	0	120	T1
2	-120	180	T2
3	-300	270	T3
4	-570	930	T4
Falda	Quota[cm]	Altezza[cm]	Z piez.[cm]
1	-600	400	-

Punti maglia.

La palificata comprende 4 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	$\beta[^\circ]$	$\theta[^\circ]$	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-60	60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 1
PM2	60	60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 2
PM3	-60	-60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 3
PM4	60	-60	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	Palo 4

Fondazione.

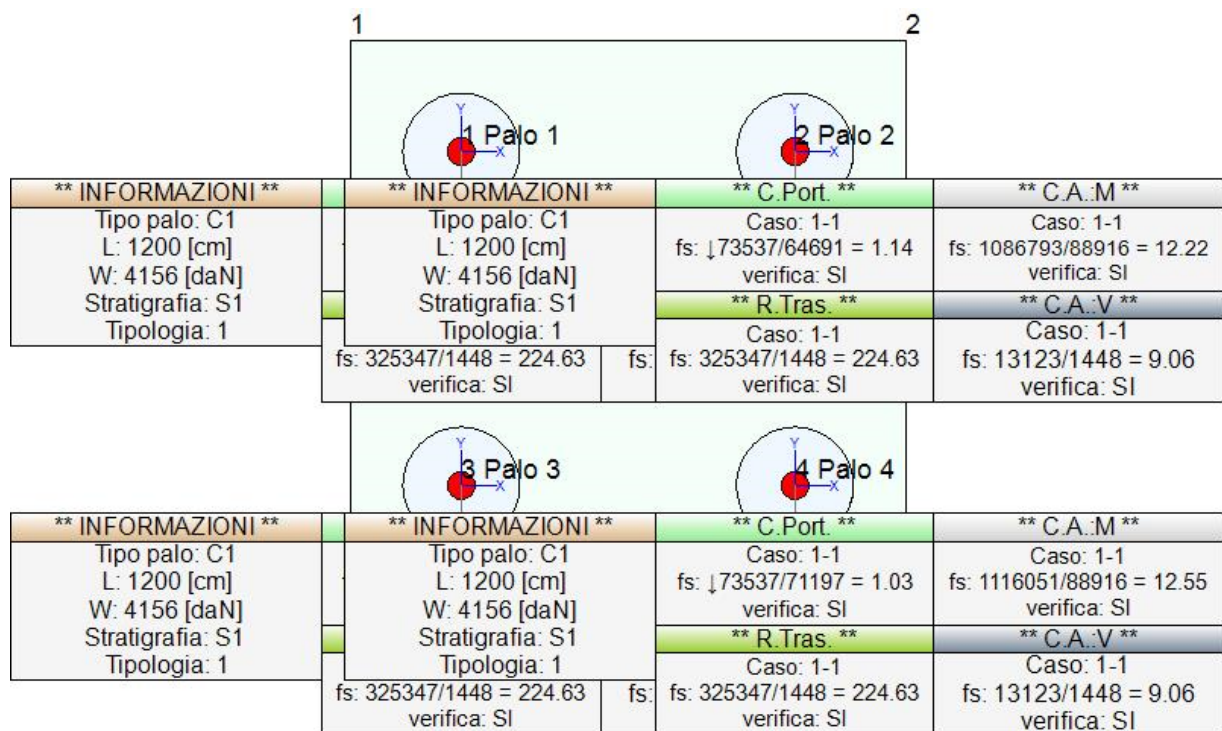
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-100	100
V2	100	100
V3	100	-100
V4	-100	-100

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
P1	0	0

Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta delle palificata

Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N_x [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_x [daN*cm]
1	C1	1	-235400	5670	1190	1079000	302000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM4, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, il metodo si basa sui fattori adimensionali di capacità portante N_c e N_q , funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità della base z_b . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , e sulla tensione verticale totale σ_v agente alla profondità della base z_b . Considerazioni di carattere empirico hanno reso evidente la necessità di considerare l'esistenza di una profondità critica z_c . Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi ($s/D \sim 8-10\%$) che per pali trivellati ($s/D \sim 25-30\%$).

$$q_{lim} = N_c c' + N_q \sigma'_v \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$q_{lim} = 9.0 s_u + \sigma_v \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo **AGI**.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k , dell'angolo di attrito palo-terreno μ e della tensione verticale efficace σ'_v . Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u , o, in alternativa, sull'angolo di resistenza al taglio ϕ' e sulla tensione verticale efficace σ'_v . Viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi che per pali trivellati.

$$f_{s,lim} = \mu k \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$f_{s,lim} = \alpha s_u \text{ oppure } f_{s,lim} = (1 - \sin\phi') \tan\phi' \sigma'_{v0} \text{ (terreno coesivo)}$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo **Lineare**.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo **Broms**.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0}$ (terreno non coesivo)

$p_{lim} = 9 s_u$ (terreno coesivo)

3 -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

Metodo **AGI** per il calcolo della portata di base.

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota -570 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -1200 [cm].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -1200$ [cm], e la profondità critica è $z_c = -504$ [cm]. In questo caso la tensione verticale efficace viene calcolata alla quota critica. Il valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k e della coesione efficace c'_k vengono ricavati dallo strato in cui si immorsa la base del palo. L'angolo di resistenza al taglio viene corretto secondo l'espressione $\phi = \phi - 3$. Il coefficiente N_q è calcolato secondo Vesic (1972, 1975, 1977). Il coefficiente N_c è calcolato secondo Reissner (1924). $\phi'_k = 41$ [°]. $c'_k = 0$ [daN/cm²]. $N_c = 110.285$. $N_q = 87.164$. $\sigma'_v = 0.91$ [daN/cm²]. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 79.08 [daN/cm²].

L'area di base vale 1385.44 [cm²].

La portata di base calcolata vale 109554.23 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_b=1.35$. Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 47736.05$ [daN] ($s/D=30.00\%$).

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

La quota critica z_c vale -420 [cm]. La quota di interesse (-60 [cm]) è al di sopra della profondità critica.

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. Il coefficiente di attrito μ vale 0.532. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.11$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.04 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 609.19 [daN] (426.43 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{311.61 [daN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{200.67 [daN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 2

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

La quota critica z_c vale -420 [cm]. La quota di interesse (-210 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. Il coefficiente di attrito μ vale 0.577. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.38$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.15 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 3472.78 [daN] (2430.95 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{1776.36 [daN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{1143.98 [daN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 3

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

La quota critica z_c vale -420 [cm]. La quota di interesse (-435 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. Il coefficiente di attrito μ vale 0.577. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.76$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.29 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 9756.87 [daN] (6829.81 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{4990.72 [daN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{3214.03 [daN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 4

Metodo **AGI** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -882.71 [cm].

La quota critica z_c vale -420 [cm]. La quota di interesse (-882.71 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 41. Il coefficiente di attrito μ vale 0.869. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.76$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.44 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 36601.54 [daN] (25621.08 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{18722.02 [daN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{12056.98 [daN]}$ (s/D=0.50%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d} \mathbf{25800.71 [daN]}$, $Q_{st,d} \mathbf{16615.65 [daN]}$.

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ **73536.75 [daN]**, $Q_{tt,d}$ **16615.65 [daN]**.

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

L'approfondimento vale 60 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = \mathbf{11.26 [daN/cm^3]}$.

Strato 2

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

L'approfondimento vale 210 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = \mathbf{11.5 [daN/cm^3]}$.

Strato 3

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

L'approfondimento vale 435 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = \mathbf{11.5 [daN/cm^3]}$.

Strato 4

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -882.71 [cm].

L'approfondimento vale 882.71 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 15 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = \mathbf{15 [daN/cm^3]}$.

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -120 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -60 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.11 [daN/cm^2]$. La pressione limite laterale calcolata vale 0.9 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 4523.02 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$.

Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{2046.61 [daN]}$.

Strato 2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -120 [cm] a quota -300 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -210 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.38$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 3.4 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 25719.12 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{11637.61 [daN]}$.

Strato 3

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -300 [cm] a quota -570 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -435 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 30. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.78$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 7.05 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 79912.98 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{36159.72 [daN]}$.

Strato 4

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -570 [cm] a quota -1200 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -882.71 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 41. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.59$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 22.95 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 608861.86 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{275503.1 [daN]}$.

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **325347.05 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **234010.85 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3	4
s	-9.33	-0.18	0	0.17
E_d	-73536.75	-26734.67	0	16615.65

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Q_{st} [daN]	Q_{sc} [daN]	Q_{bc} [daN]	Q_{tt} [daN]	Q_{tc} [daN]
C1	16615.65	25800.71	47736.05	16615.65	73536.75
Q_{st} = Portata Laterale in Trazione Q_{sc} = Portata Laterale in Compressione Q_{bc} = Portata di Base in Compressione Q_{tt} = Portata TOTALE in Trazione Q_{tc} = Portata TOTALE in Compressione					

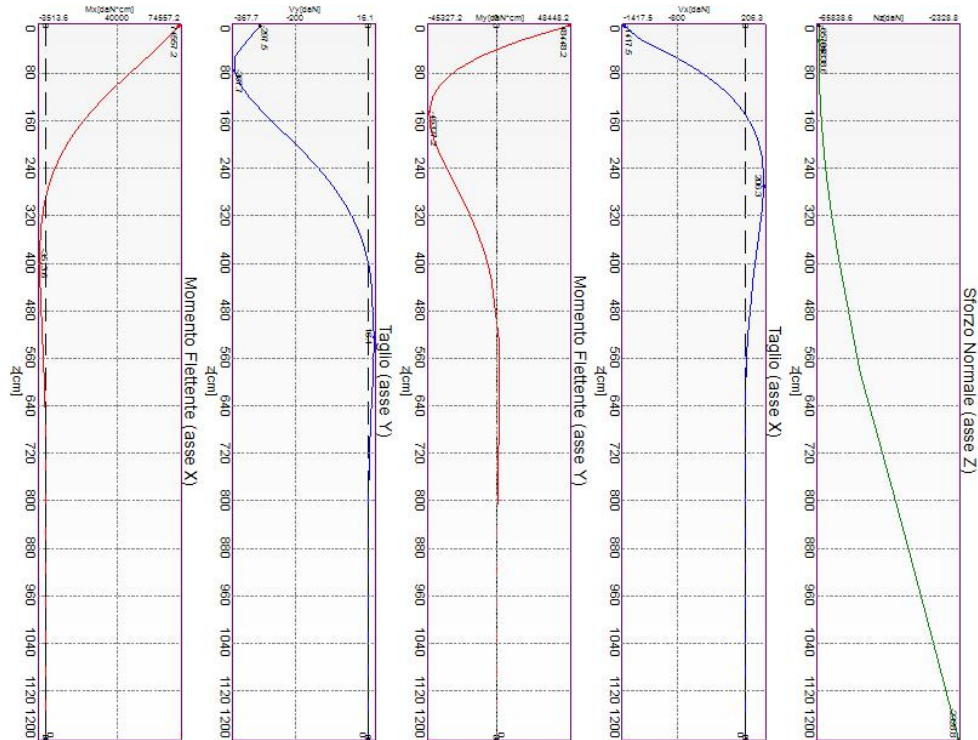
Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più

sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM4, caso C1)

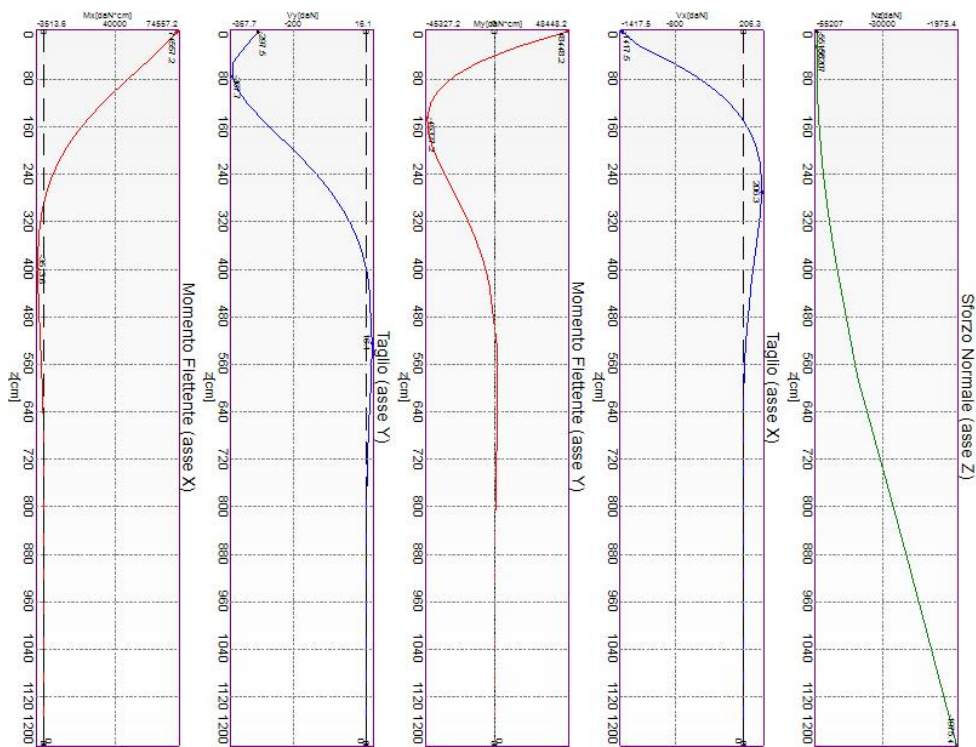
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-65794.02	1417.5	297.5	74557	-48448	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso C1)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-65794.02	1448.38	88916
0	-65794.02	1448.38	88916
25	-65838.58	1253.11	68457
50	-65799.92	925.66	58697
75	-65679.17	666.12	55822
100	-65477.44	473.99	55038
120	-65258.5	368.07	54117
120	-65258.5	368.07	54117
145	-64893.52	291.17	51823
170	-64427.19	260.93	48217
195	-63877.43	253.3	43596
220	-63245.39	249.72	38357
245	-62532.2	241.91	32879
270	-61738.95	227.94	27475
295	-60866.72	208.65	22380
300	-60682.89	204.29	21414
300	-60682.89	204.29	21414
325	-59717.25	180.88	16901
350	-58674.87	155.99	12975
375	-57556.71	131.16	9678
400	-56363.7	107.52	7024
425	-55104.91	85.93	5007

525	-50021.98	27.23	2422
550	-48771.13	19.84	2402
570	-47775.9	15.87	2369
570	-47775.9	15.87	2369
595	-46203.78	12.71	2273
620	-44307.69	11.62	2108
645	-42421.95	11.58	1889
670	-40546.11	11.57	1639
695	-38679.74	11.19	1379
795	-31300.24	6.91	506
895	-24037.68	2.52	125
995	-16864.94	0.59	89
1095	-9755.21	0.59	38
1195	-2681.93	0.05	0
1200	-2328.75	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-55155.98	1417.5	297.5	74557	-48448	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)					
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-55155.98	1448.38	88916		
0	-55155.98	1448.38	88916		
25	-55206.99	1253.11	68457		
50	-55187.52	925.66	58697		
75	-55098.53	666.12	55822		
100	-54940.93	473.99	55038		
120	-54766.11	368.07	54117		
120	-54766.11	368.07	54117		
145	-54470.23	291.17	51823		
170	-54088.47	260.93	48217		
195	-53636.01	253.3	43596		
220	-53113.82	249.72	38357		

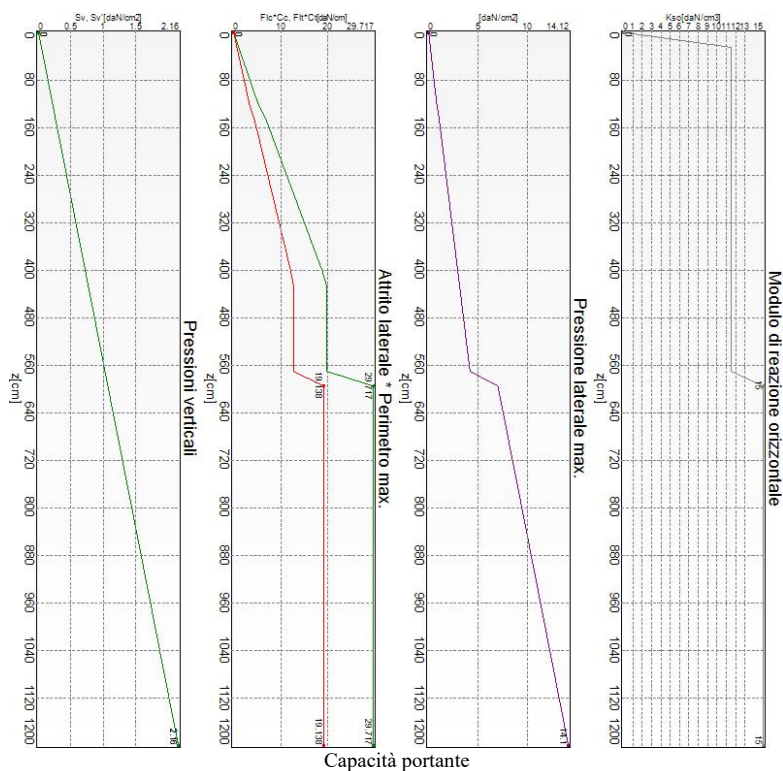
245	-52522.83	241.91	32879
270	-51863.99	227.94	27475
295	-51138.18	208.65	22380
300	-50985.06	204.29	21414
300	-50985.06	204.29	21414
325	-50180.04	180.88	16901
350	-49309.95	155.99	12975
375	-48375.59	131.16	9678
400	-47377.73	107.52	7024
425	-46324.08	85.93	5007
525	-42068.38	27.23	2422
550	-41021.18	19.84	2402
570	-40188	15.87	2369
570	-40188	15.87	2369
595	-38868.33	12.71	2273
620	-37273.94	11.62	2108
645	-35688.24	11.58	1889
670	-34110.88	11.57	1639
695	-32541.49	11.19	1379
795	-26336.23	6.91	506
895	-20229.38	2.52	125
995	-14198.11	0.59	89
1095	-8219.9	0.59	38
1195	-2272.39	0.05	0
1200	-1975.43	0	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM4**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



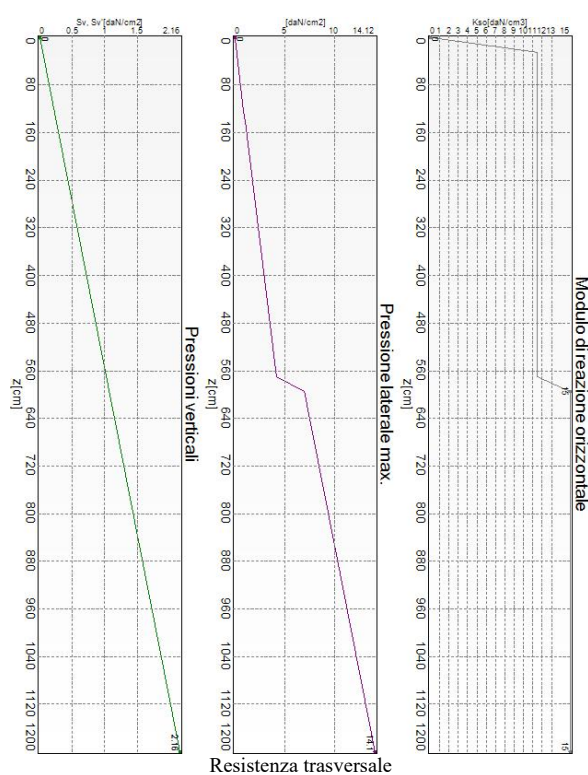
Situazione peggiore: Punto maglia PM4, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[daN]	S _d : Qt[daN]	f _s [-]
PM1	C1	I	73537	60559	1.21
PM2	C1	I	73537	64691	1.14
PM3	C1	I	73537	67066	1.10
PM4	C1	I	73537	71197	1.03

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

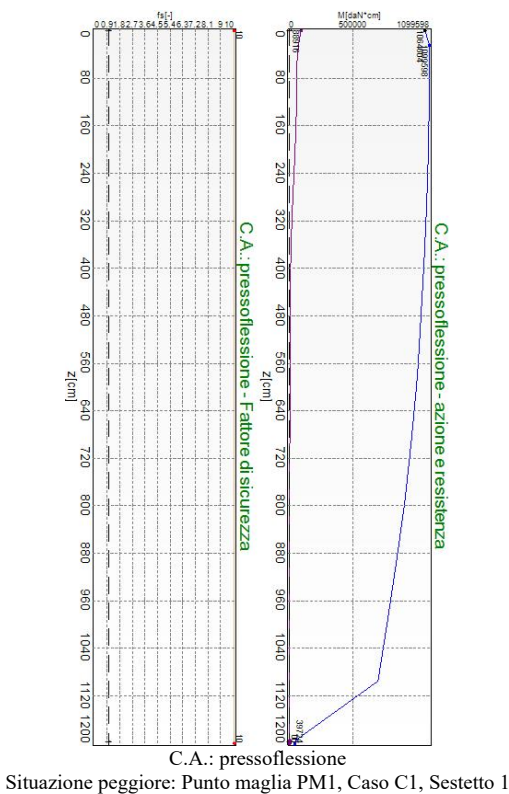
Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : R _{tr} [daN]	S _d : R _{tr} [daN]	f _s [-]
PM1	C1	I	325347	1448	10.00
PM2	C1	I	325347	1448	10.00
PM3	C1	I	325347	1448	10.00
PM4	C1	I	325347	1448	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: C.A.: pressoflessione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



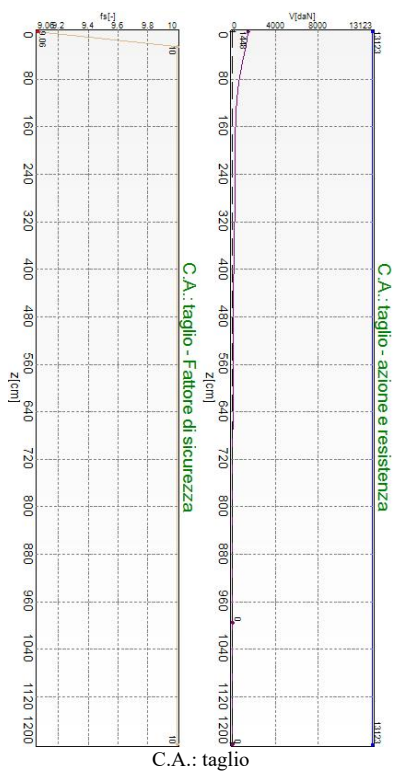
C.A.: pressoflessione
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: pressoflessione					
Punto	Caso	Ses.	R _d : M[daN*cm]	S _d : M[daN*cm]	fs[-]
PM1	C1	I	1064604	88916	10.00
PM2	C1	I	1086793	88916	10.00
PM3	C1	I	1098723	88916	10.00
PM4	C1	I	1116051	88916	10.00

Verifica: C.A.: taglio

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



C.A.: taglio

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: taglio					
Punto	Caso	Ses.	R _d : V[daN]	S _d : V[daN]	fs[-]
PM1	C1	I	13123	1448	9.06
PM2	C1	I	13123	1448	9.06
PM3	C1	I	13123	1448	9.06
PM4	C1	I	13123	1448	9.06