



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina
2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

OPERE D'ARTE MINORI OPERE MINORI

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00CV00STRRE01_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00CV00STRRE01

A

—

D

C

B

A

EMISSIONE

SETTEMBRE 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

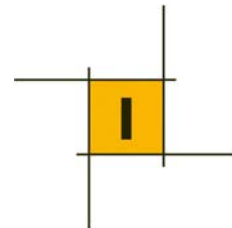
VERIFICATO

APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS51 “di Alemagna” - Variante all’abitato di San Vito di Cadore**

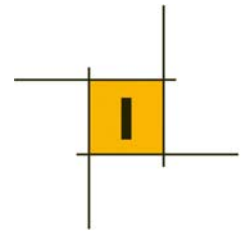
PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE DI SOSTEGNO
Relazione tecnica e di calcolo**



INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	CARATTERISTICA DEI MATERIALI	2
4	MURI DI SOSTEGNO	3
4.1	Spinte delle terre	4
4.2	Capacità portante del terreno di fondazione	5
4.3	Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche.....	6
4.4	Muro H=1.5-2.5m: analisi delle sollecitazioni e verifica	10
4.5	Muro H=2.6-4.5m: analisi delle sollecitazioni e verifica	21
5	MURI DI IN TERRA RINFORZATA ED IN TERRA ARMATA	32
5.1	Criteri di verifica	33
5.2	Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche.....	34
5.3	Risultati delle verifiche	36
6	PARATIE DI PALI.....	46
6.1	Criteri di verifica	47
6.2	Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche.....	49
6.3	Risultati delle verifiche	51
7	PARATIA DI MICROPALI TIRANTATA PROVVISORIALE.....	61
7.1	Criteri di verifica	61
7.2	Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche.....	62
7.3	Risultati delle verifiche	64



INDICE DELLE FIGURE

Fig. 4.1 – Sezioni trasversali tipo muri in c.a.	3
Fig. 5.1 – Sezione tipo rilevato stradale con terre rinforzate.....	32
Fig. 5.2 – Sezione tipo rilevato stradale con terre armate	32
Fig. 5.3: Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce.....	33
Fig. 5.4: Sez. 0+250 – Modello di calcolo	37
Fig. 5.5: Sez. 1+070 – SLU (A2+M2+R2).....	37
Fig. 5.6: Sez. 1+070 – SLV(+) (EQK+M2+R2)	38
Fig. 5.7: Sez. 1+070 – SLV(-) (EQK+M2+R2)	38
Fig. 5.8: Sez. 1+150 – Modello di calcolo	39
Fig. 5.9: Sez. 1+150 – SLU (A2+M2+R2).....	39
Fig. 5.10: Sez. 1+150 – SLV(+) (EQK+M2+R2)	40
Fig. 5.11: Sez. 1+150 – SLV(-) (EQK+M2+R2)	40
Fig. 5.12: Sez. 0+130 – Modello di calcolo	41
Fig. 5.13: Sez. 0+130 – SLU (A2+M2+R2).....	41
Fig. 5.14: Sez. 0+130 – SLV(+) (EQK+M2+R2)	42
Fig. 5.15: Sez. 0+130 – SLV(-) (EQK+M2+R2)	42
Fig. 5.16: Sez. 1+210 – Modello di calcolo	43
Fig. 5.17: Sez. 1+210 – SLU (A2+M2+R2).....	44
Fig. 5.18: Sez. 1+210 – SLV(+) (EQK+M2+R2)	44
Fig. 5.19: Sez. 1+210 – SLV(-) (EQK+M2+R2)	45
Fig. 6.1: Sez. km 2+010 asse principale – Paratia di pali Ø600mm	46
Fig. 6.2: Sez. km 0+200 asse principale – Paratia di pali Ø1000mm	46
Fig. 6.3: Sez. km 0+380 via Senes – Paratia di pali Ø1200mm	47
Fig. 6.4: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α	50
Fig. 6.5: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β	50
Fig. 6.4: Paratia di pali 600mm - Modello di calcolo	51
Fig. 6.5: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1).....	52
Fig. 6.6: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1).....	52
Fig. 6.7: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)	54
Fig. 6.10: Paratia di pali 1000mm - Modello di calcolo	54
Fig. 6.5: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1).....	55
Fig. 6.6: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1).....	55
Fig. 6.7: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)	57
Fig. 6.10: Paratia di pali 1200mm - Modello di calcolo	57
Fig. 6.5: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1).....	58
Fig. 6.6: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1).....	58
Fig. 6.7: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)	60
Fig. 7.1: Sezione tipo paratia di micropali	61
Fig. 7.2: Modello di calcolo	66

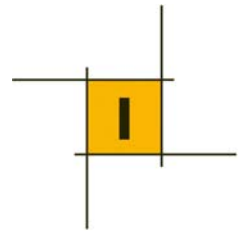
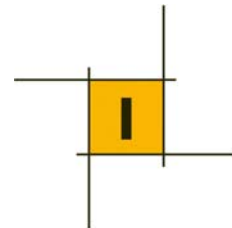


Fig. 7.3: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1).....	66
Fig. 7.4: Reazione del tirante.....	67
Fig. 7.5: Diagramma degli spostamenti orizzontali massimi allo SLE.....	70



1 PREMESSA

La presente relazione tratta l'analisi e la verifica strutturale delle opere di sostegno presenti nel progetto definitivo della **Variante all'abitato di San Vito di Cadore lungo la SS51 "di Alemagna"**; tale intervento rientra tra le opere previste nel Piano Straordinario per "Cortina 2021".

Nello specifico sono oggetto della relazione:

- Muri in c.a. gettato in opera;
- Muri in terra rinforzata;
- Muri in terra armata.

L'area in esame ricade in zona sismica 3 secondo la vigente classificazione (Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22/05/2009).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa e Raccomandazioni

- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. 2005.
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. 2004.
- Nuova Normativa Sismica Italiana. Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003.
- Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008.
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- Raccomandazioni AICAP Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.



3 CARATTERISTICA DEI MATERIALI

Calcestruzzo gettato in opera (elevazione)

Classe C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 29.05 \text{ Mpa}$	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = 37.05 \text{ Mpa}$	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 16.46 \text{ Mpa}$	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.83 \text{ Mpa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.40 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 1.98 \text{ mpa}$	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 32588 \text{ Mpa}$	modulo elastico di progetto.

Calcestruzzo gettato in opera (fondazione)

Classe C25/30

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 24.9 \text{ Mpa}$	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = 32.9 \text{ Mpa}$	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 14.11 \text{ Mpa}$	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.56 \text{ Mpa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.07 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 1.79 \text{ MPa}$	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 31447 \text{ Mpa}$	modulo elastico di progetto.

Acciaio per c.a.

B450C

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq 1.15$	
$(f_t/f_y)_k < 1.35$	
$\gamma_s = 1.15$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$E_s = 200000 \text{ Mpa}$	modulo elastico di progetto
$E_{yd} = 0.196\%$	deformazione di progetto a snervamento
$E_{uk} = (A_{gt})_k = 7.50\%$	deformazione caratteristica ultima



4 MURI DI SOSTEGNO

Nel presente capitolo si riportano le verifiche relative ai muri di sostegno in c.a. presenti lungo il tracciato. Si tratta di opere in cls armato gettato in opera, la cui geometria è mostrata nella figura che segue.

Le analisi saranno svolte per le due diverse tipologie di muri, classificate rispetto all'altezza del paramento verticale; nei calcoli, cautelativamente sarà verificato il muro con altezza massima nell'intervallo considerato:

- Altezza del paramento compreso tra 1.5m a 2.5m;
- Altezza del paramento compreso tra 2.6m a 4.5m.

Il riempimento a tergo del muro è costituito da materiale proveniente dagli scavi, che da quanto emerso dagli studi specialistici geologici e geotecnici, garantisce buona caratteristiche di resistenza. Si prevede inoltre alla base del paramento verticale lato monte, un tubo microfessurato per la raccolta dell'acqua di drenaggio.

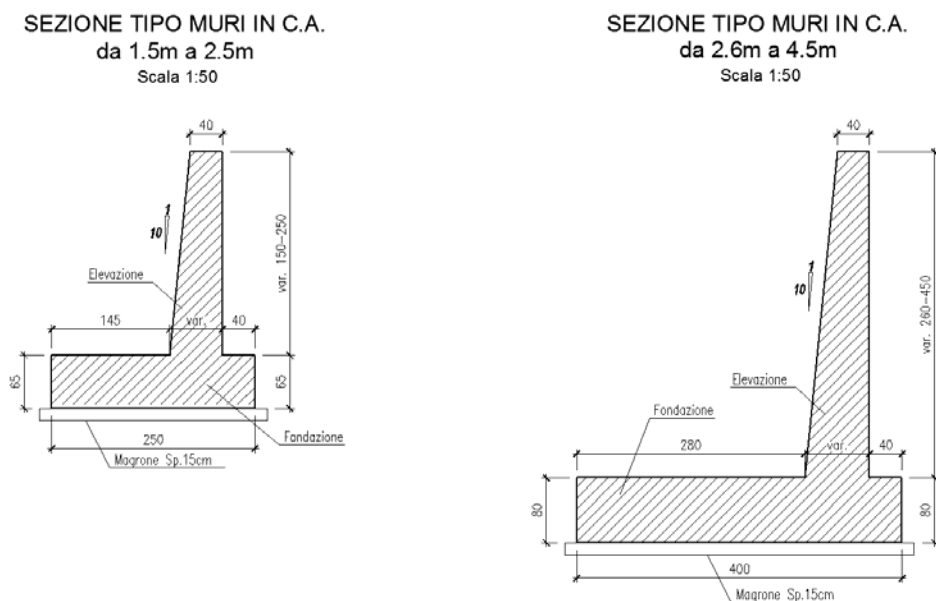
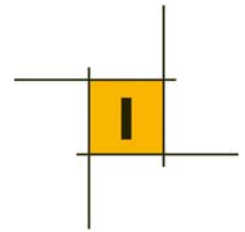


Fig. 4.1 – Sezioni trasversali tipo muri in c.a.

Il modello stratigrafico considerato nelle analisi con la relativa caratterizzazione geotecnica è stato dedotto sulla base delle indagini eseguite e fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica allegata al presente progetto e alle quali si fa riferimento per ulteriori dettagli.

Dal punto di vista operativo, nella tabella che segue, si riporta lo schema di riferimento con i parametri di resistenza delle formazioni interessate (in via cautelativa i valori assunti sono quelli minimi nell'intervallo che caratterizza la formazione).

	Terreno di riempimento	Terreno di fondazione
Peso di volume γ (kN/m ³)	19-20	19-20
Coesione efficace c' (kPa)	0	0
Angolo d'attrito efficace ϕ' (°)	35	35
Modulo di deformabilità (MPa)	50	50



4.1 Spinte delle terre

Sono stati adottati i seguenti criteri:

- spinta in condizioni statiche: trattandosi di strutture sufficientemente flessibili l'analisi statica è condotta su un modello costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro la struttura che si suppone in stato di equilibrio limite attivo.

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

dove:

β	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte
γ	peso specifico del terreno a monte
φ	angolo di attrito interno del terreno da rilevato
$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$	coefficiente di spinta attiva (formula di Coloumb)
ψ	inclinazione del paramento interno
δ	attrito calcestruzzo del paramento verticale-terreno

- spinta in fase sismica: l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico. Si terrà conto che l'azione sismica può agire verso l'alto o verso il basso, così da produrre gli effetti più sfavorevoli. Il cuneo di terreno alle spalle del muro si suppone in stato di equilibrio limite attivo.

Noti i valori del coefficiente sismico orizzontale k_h e del coefficiente sismico verticale k_v , le forze inerziali dovute alla massa propria del muro risultano essere pari a:

$$F_H = k_h \cdot W, \quad F_V = \pm 0.5 \cdot F_H$$

con

W: massa del muro.

Il valore della spinta in fase sismica è dato dalla seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \mp k_v) \cdot K_s \cdot H^2$$

β	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte
γ	peso specifico del terreno a monte
φ	angolo di attrito interno del terreno da rilevato



$K_S = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$	coefficiente di spinta in fase sismica per stati attivi e per $\beta \leq \phi - \vartheta$ (formula di Mononobe e Okabe)
ψ	inclinazione del paramento interno
δ	attrito calcestruzzo del paramento verticale-terreno
$\vartheta^- = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}; \quad \vartheta^+ = \arctan \frac{k_h}{1 + k_v};$	I valori ϑ^- e ϑ^+ sono stati utilizzati per calcolare il valore di K_S (e quindi della spinta) rispettivamente nel caso di sisma verticale verso il basso e verso l'alto

4.2 Capacità portante del terreno di fondazione

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Brinch-Hansen (1970) per fondazione nastriforme:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_{fond} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

in cui:

q_{lim} capacità portante limite

c' coesione terreno di fondazione

φ' angolo di attrito del terreno di fondazione

γ_{fond} peso unità di volume del terreno di fondazione

$q_0 = \gamma' D$ pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

D affondamento della fondazione

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975):

$$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))}$$

coefficiente di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / tg(\varphi')$$

coefficiente di capacità portante

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi')$$

coefficiente di capacità portante

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g(\varphi')} \right]^m$$

coefficiente di inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)}$$

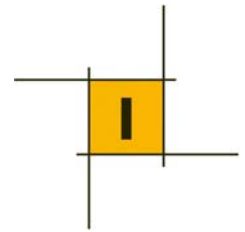
coefficiente di inclinazione del carico

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g \varphi'} \right]^{m+1}$$

coefficiente di inclinazione del carico

per fondazione nastriforme: $m=2$

H carico orizzontale agente;



N carico assiale, comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall'eventuale sottospinta idraulica.

4.3 Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$

γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\text{tg } \phi_d = \frac{\text{tg } \phi}{\gamma_\phi}$

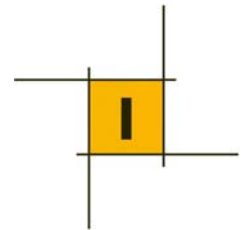
γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}}$

γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:



D.M. 14/01/2008 – Coefficienti parziali per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

D.M. 14/01/2008 – Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

Per i muri di sostegno le verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

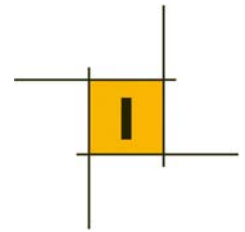
Combinazione 1: (A1+M1+R1);

Combinazione 2: (A2+M2+R2);

Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella tabella che segue.

Nel presente caso sarà considerato, nelle analisi e relative verifiche, l'Approccio 2.



D.M. 14/01/2008 – Coefficienti parziali per le resistenze (R) per le opere di sostegno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo Approccio 1.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella riportata in precedenza e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Per quanto riguarda invece l'analisi sismica dei muri di sostegno, le verifiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto così come previsto per la fase statica; inoltre i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante l'espressione (DM 14/01/2008, paragrafo 7.11.6.3.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

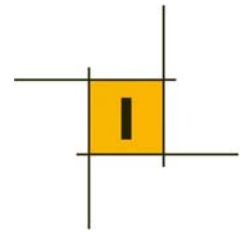
In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al par. 3.2.3.2 delle NTC 2008;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.



Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella che segue.

D.M. 14/01/2008 – Variazione dei valori assunti da β_m in funzione di a_g

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

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

Nei calcoli è stato preso in esame lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), il cui periodo di ritorno del sisma associato è di $T_R=475$ anni; è stata considerata una vita nominale pari a $V_N=100$ anni ed una relativa classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente d'uso c_u pari a 2.0.

La massima accelerazione orizzontale a_{max} attesa al sito è stata ricavata per mezzo dell'espressione:

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

considerando:

$S_S = 1.2$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica), valido per terreni di tipo B

$S_T = 1.0$ (coefficiente di amplificazione topografica).

Si ottiene quindi: $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.167 = 0.201 g$

$\beta_m = 0.24$;

ne consegue che:

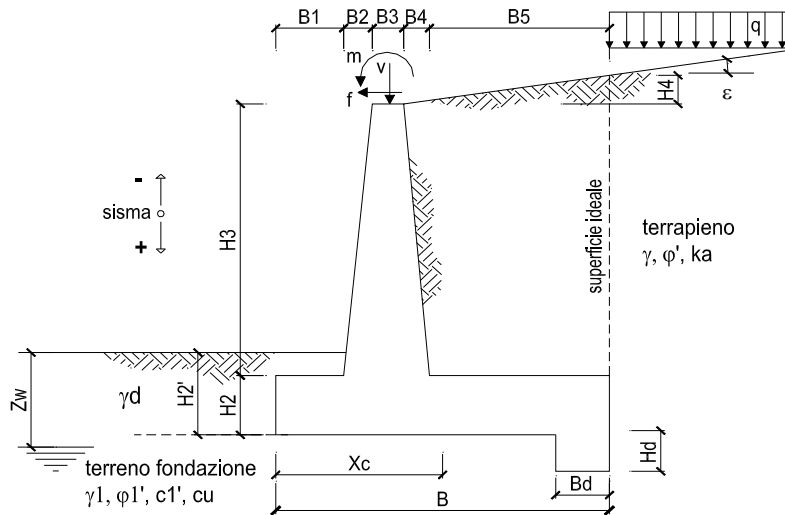
$$k_h = 0.048;$$

$$k_v = \pm 0.024.$$

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.



4.4 Muro H=1.5-2.5m: analisi delle sollecitazioni e verifica



OPERA Muro 1.5-2.5m

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.25	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.65	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.45	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	25.00	25.00	22.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	7.81	7.81	7.03
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	40.63	40.63	36.56
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	73.44	73.44	66.09

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	68.88	68.88	61.99
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	4.84	4.84	4.36
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	5.94	5.94	5.34
Sovr =	$q \cdot (B4+B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	79.65	79.65	71.69



- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	34	51
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	17	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	15.00	15.00	13.50
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	6.90	6.90	6.21
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	50.78	50.78	45.70
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	72.68	72.68	65.41

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	122.25	122.25	110.03
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	9.36	9.36	8.42
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	5.74	5.74	5.17
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	137.35	137.35	123.62

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	56.1	84.15
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	28.05	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	3.53
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	1.77

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	3.83
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)	1.92

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.28
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.56
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	0.64
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	3.48

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

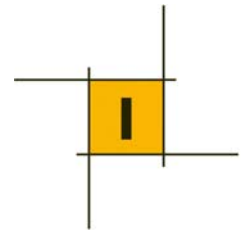
MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.36
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.17
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	1.22
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1.75

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	6.29
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	1.19
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0.66
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	8.14

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	2.94
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.23
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.17
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	3.34



CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 33.89	44.06	47.98
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 20.68	31.02	39.93

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 33.89	44.06	47.98
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.68	31.02	39.93

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 38.97	50.66	55.18
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 35.68	53.51	68.88
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	153.09	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	75.08	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.70	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.43	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	189.03	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	124.05	(kNm/m)	
------	--	--------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.52	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------



VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	153.09	204.09	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	75.08	75.08	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	105.86	190.01	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	85.51	65.11	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.56	0.32	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.38	1.86	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

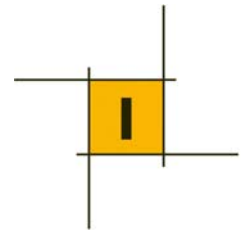
I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.26	0.40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.24	0.24	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.13	0.13	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	170.95	241.76	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.54	>	1.4
		Nmax	2.21	>	



CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	33.89	33.89	43.62
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	4.44	4.44	5.38
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	11.42	11.42	14.60

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	33.89	33.89	43.62
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	4.44	4.44	5.38
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	11.42	11.42	14.60

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
-----	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	38.97	38.97	50.16
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m)	5.10	5.10	6.18
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	19.70	19.70	25.18
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	156.77	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	57.11	(kN/m)
-----	--------------------------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tg ρ_1	0.70	(-)
-----	-------------	------	-----

Fs =	(N*f + Sp) / T	1.92	>	1.1
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

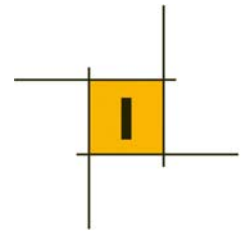
Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	210.03	(kNm/m)
------	------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	88.06	(kNm/m)
------	--------------------------------------	-------	---------

Fr =	Ms / Mr	2.39	>	1
-------------	----------------	-------------	-------------	----------



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	156.77	173.77	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	57.11		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	139.73	167.78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	56.24	49.44	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.36	0.28	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.78	1.93	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

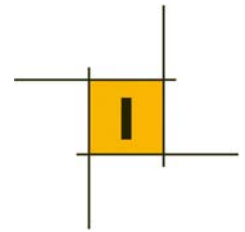
I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.40	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.39	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.26	0.26	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	303.48	335.30	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3.45	>	1.4
		Nmax	3.73	>	



CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	33.89	33.89	43.62
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	2.82	2.82	3.29
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	11.48	11.48	14.67

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33.89	33.89	43.62
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.82	2.82	3.29
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.48	11.48	14.67

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
-----	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	38.97	38.97	50.16
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	3.24	3.24	3.79
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	19.80	19.80	25.30
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 149.41 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 55.55 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.70 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad 1.88 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

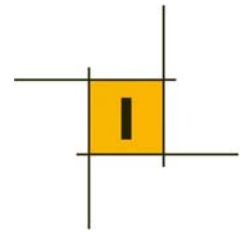
Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 210.03 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts \quad 95.96 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 2.19 \quad > \quad 1$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	149.41	166.41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	55.55		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	131.31	159.36	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	55.45	48.65	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.37	0.29	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.76	1.92	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.39	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.38	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	293.92	327.24	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3.46	>	1.4
		Nmax	3.77	>	



Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

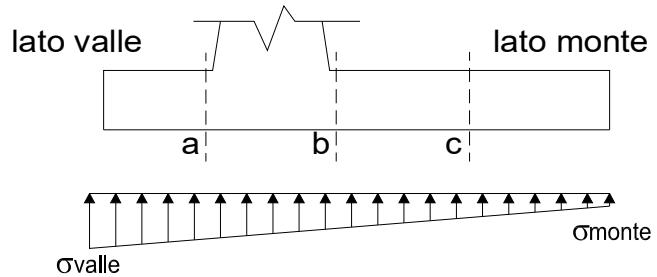
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	153.09	85.51	147.60	0.00
	204.09	65.11	144.14	19.13
sisma+	156.77	56.24	116.70	8.72
	173.77	49.44	116.97	22.05
sisma-	149.41	55.45	112.99	6.53
	166.41	48.65	113.26	19.86



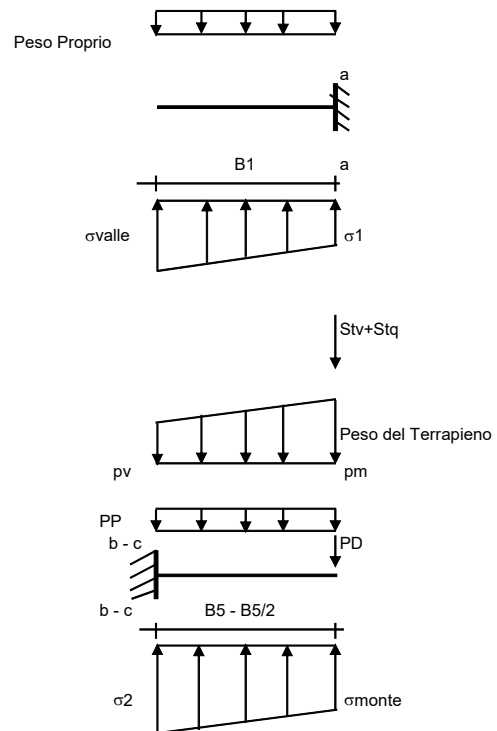
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 16.25 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	147.60	119.14	9.75	46.85
	144.14	124.14	9.70	47.16
sisma+	116.70	99.42	7.54	41.75
	116.97	101.78	7.65	41.65
sisma-	112.99	95.96	7.32	40.24
	113.26	98.32	7.36	40.14



Mensola Lato Monte

$$PP = 16.25 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 53.20	83.20	63.20	(kN/m ²)
pvb	= 48.34	78.34	58.34	(kN/m ²)
pvc	= 50.77	80.77	60.77	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

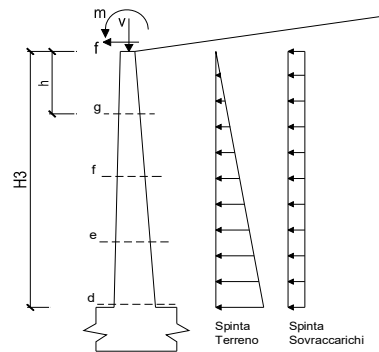
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	72.89	-58.55	-59.84	21.30	-17.72	-46.54
	19.13	91.64	-57.32	-60.37	55.39	-17.72	-44.47
sisma+	8.72	71.35	-41.90	-41.46	40.03	-13.44	-32.98
	22.05	77.10	-41.31	-42.47	49.58	-12.96	-32.12
sisma-	6.53	68.28	-41.08	-40.60	37.41	-13.18	-32.35
	19.86	74.04	-39.98	-40.91	46.95	-12.58	-31.13



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \sum P m_i \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	19.28	28.10	0.00	47.39	0.00	32.81	32.81
e-e	1.88	8.13	15.81	0.00	23.94	0.00	23.14	23.14
f-f	1.25	2.41	7.03	0.00	9.44	0.00	14.45	14.45
g-g	0.63	0.30	1.76	0.00	2.06	0.00	6.74	6.74

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	23.14	22.48	0.00	45.62
e-e	1.88	13.02	16.86	0.00	29.88
f-f	1.25	5.78	11.24	0.00	17.03
g-g	0.63	1.45	5.62	0.00	7.07

condizione sismica +

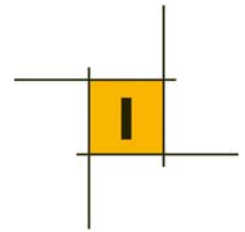
sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	14.83	1.94	10.35	0.00	1.82	28.94	0.00	33.60	33.60
e-e	1.88	6.26	0.82	5.82	0.00	0.98	13.87	0.00	23.70	23.70
f-f	1.25	1.85	0.24	2.59	0.00	0.41	5.10	0.00	14.80	14.80
g-g	0.63	0.23	0.03	0.65	0.00	0.10	1.01	0.00	6.90	6.90

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	17.80	2.33	8.28	0.00	1.58	29.98
e-e	1.88	10.01	1.31	6.21	0.00	1.11	18.64
f-f	1.25	4.45	0.58	4.14	0.00	0.70	9.87
g-g	0.63	1.11	0.15	2.07	0.00	0.32	3.65

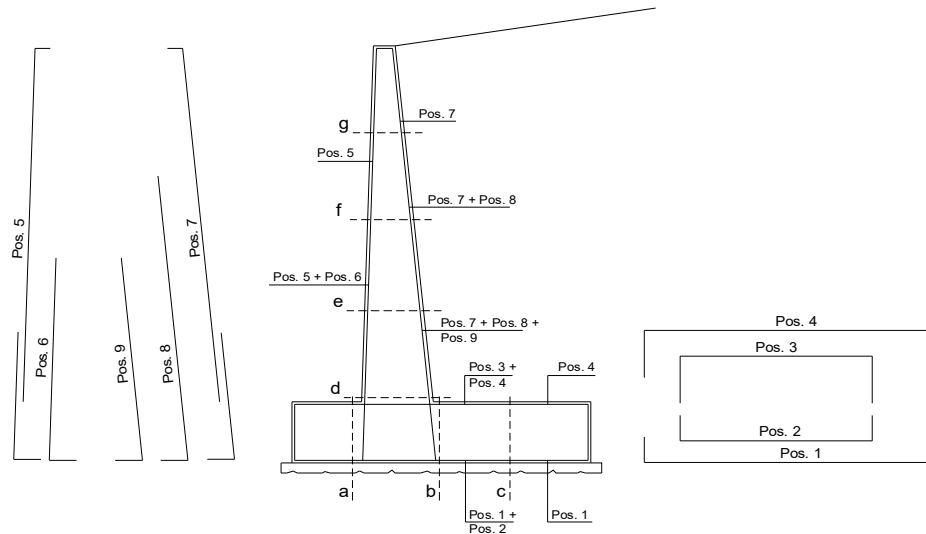
condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	14.83	1.23	10.40	0.00	1.82	28.28	0.00	32.02	32.02
e-e	1.88	6.26	0.52	5.85	0.00	0.98	13.60	0.00	22.59	22.59
f-f	1.25	1.85	0.15	2.60	0.00	0.41	5.02	0.00	14.11	14.11
g-g	0.63	0.23	0.02	0.65	0.00	0.10	1.00	0.00	6.58	6.58

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	17.80	1.48	8.32	0.00	1.58	29.17
e-e	1.88	10.01	0.83	6.24	0.00	1.11	18.20
f-f	1.25	4.45	0.37	4.16	0.00	0.70	9.67
g-g	0.63	1.11	0.09	2.08	0.00	0.32	3.61



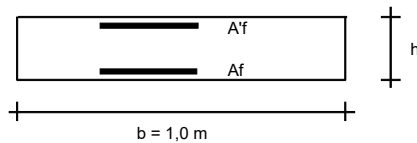
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	16		8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

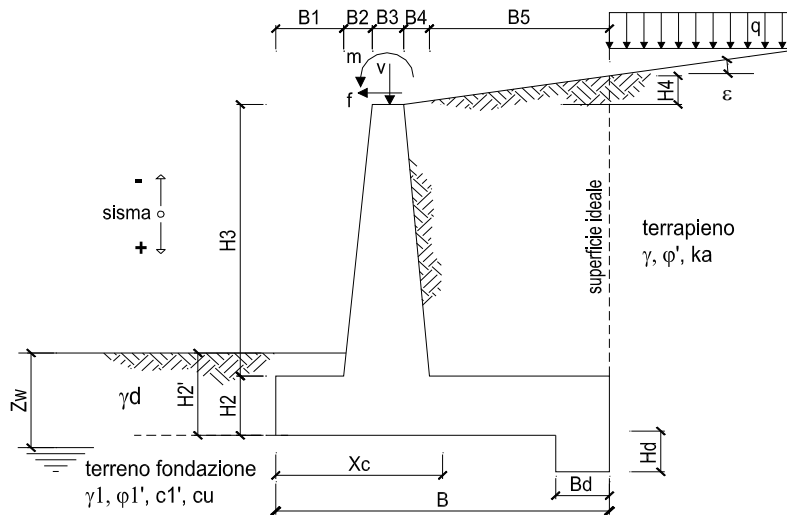
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	9.75	0.00	0.65	10.05	10.05	220.55
b - b	-58.55	0.00	0.65	10.05	10.05	220.55
c - c	-17.72	0.00	0.65	10.05	10.05	220.55
d - d	47.39	32.81	0.65	10.05	5.65	229.59
e - e	23.94	23.14	0.59	10.05	5.65	202.65
f - f	9.44	14.45	0.53	10.05	5.65	176.54
g - g	2.06	6.74	0.46	10.05	5.65	151.15

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	47.16	0.65	208.01	10	40	40	21.8	247.78	Armatura a taglio non necessaria
b - b	60.37	0.65	208.01	10	40	40	21.8	247.78	Armatura a taglio non necessaria
c - c	46.54	0.65	208.01	10	40	40	21.8	247.78	Armatura a taglio non necessaria
d - d	45.62	0.65	212.55	10	40	40	21.8	247.78	Armatura a taglio non necessaria
e - e	29.88	0.59	195.33	10	40	40	21.8	221.97	Armatura a taglio non necessaria
f - f	17.03	0.53	177.96	10	40	40	21.8	196.16	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7.07	0.46	160.39	10	40	40	21.8	170.35	Armatura a taglio non necessaria



4.5 Muro H=2.6-4.5m: analisi delle sollecitazioni e verifica



OPERA Muro 2.6-4.0m

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.80	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

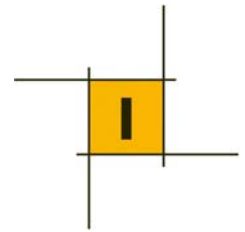
FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	45.00	45.00	40.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	22.50	22.50	20.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	80.00	80.00	72.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	147.50	147.50	132.75

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	239.40	239.40	215.46
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	17.15	17.15	15.44
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	17.10	17.10	15.39
Sovr =	$q \cdot (B4+B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	273.65	273.65	246.29



- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	64	96
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	32	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	27.00	27.00	24.30
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	21.00	21.00	18.90
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	160.00	160.00	144.00
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	208.00	208.00	187.20

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	622.44	622.44	560.20
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	50.32	50.32	45.28
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	18.24	18.24	16.42
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	691.00	691.00	621.90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	153.6	230.4
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	76.8	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	7.09
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	3.55

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	13.16
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)	6.58

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	6.60
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	2.49
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	1.54
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	10.63

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

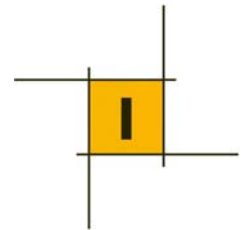
MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.65
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.51
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	3.85
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	5.00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	35.12
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	7.17
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	3.13
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	45.41

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	14.97
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	1.26
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.58
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	16.81



CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 97.94	127.32	138.66
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 35.16	52.74	67.88

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 97.94	127.32	138.66
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 35.16	52.74	67.88

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 191.44	248.87	271.04
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 103.09	154.63	199.03
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	421.15	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	180.05	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.70	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.64	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

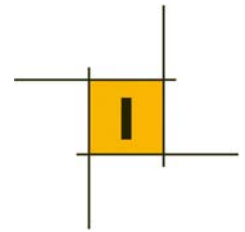
Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	809.10	(kNm/m)
------	-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	470.07	(kNm/m)
------	--	--------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.72	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------



VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	421.15	517.15	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	180.05	180.05	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	495.49	725.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	346.82	308.42	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.82	0.60	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.35	2.81	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

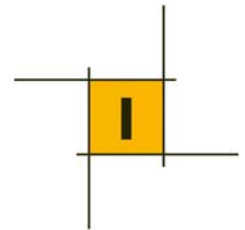
I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.33	0.42	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.31	0.31	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.19	0.19	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	302.74	364.21	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.69	>	1.4
		Nmax	1.98	>	



CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	97.94	97.94	126.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	12.82	12.82	15.54
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	19.41	19.41	24.82

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	97.94	97.94	126.05
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	12.82	12.82	15.54
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	19.41	19.41	24.82

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	191.44	191.44	246.40
MSst1 sism =	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m)	25.07	25.07	30.37
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	56.93	56.93	72.77
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	431.28	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	150.43	(kN/m)
-----	--------------------------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tgφ1'	0.70	(-)
-----	-------	------	-----

Fs =	(N*f + Sp) / T	2.01	>	1.1
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	899.00	(kNm/m)
------	------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	383.77	(kNm/m)
------	--------------------------------------	--------	---------

Fr =	Ms / Mr	2.34	>	1
-------------	----------------	-------------	-------------	----------



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	431.28	463.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	150.43		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	591.33	668.13	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	271.23	258.43	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.63	0.56	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.74	2.88	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.42	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	431.94	460.64	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.75	>	1.4
		Nmax	2.87	>	



CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	97.94	97.94	126.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	8.14	8.14	9.51
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	19.51	19.51	24.93

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	97.94	97.94	126.05
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	8.14	8.14	9.51
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	19.51	19.51	24.93

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	191.44	191.44	246.40
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	15.92	15.92	18.59
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	57.21	57.21	73.11
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	411.03	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	145.84	(kN/m)
-----	--------------------------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tgφ1'	0.70	(-)
-----	-------	------	-----

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.97} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

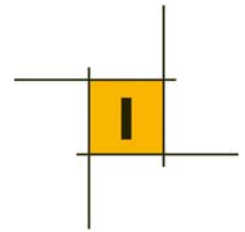
Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	899.00	(kNm/m)
------	------------------	--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	415.95	(kNm/m)
------	--------------------------------------	--------	-----------

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{2.16} \quad > \quad \mathbf{1}$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	411.03	443.03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	145.84		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	556.58	633.38	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	265.47	252.67	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.65	0.57	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.71	2.86	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.42	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.40	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.27	0.27	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	420.52	450.63	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.77	>	1.4
		Nmax	2.91	>	



Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

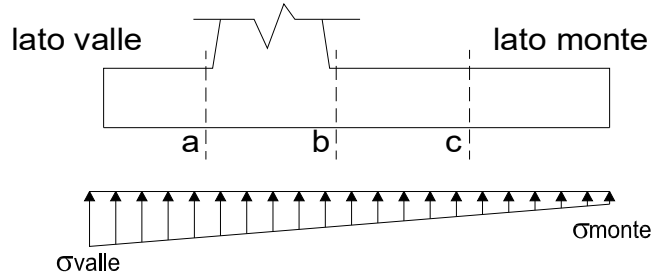
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	421.15	346.82	238.65	0.00
	517.15	308.42	244.94	13.63
sisma+	431.28	271.23	209.53	6.11
	463.28	258.43	212.73	18.91
sisma-	411.03	265.47	202.31	3.21
	443.03	252.67	205.51	16.01



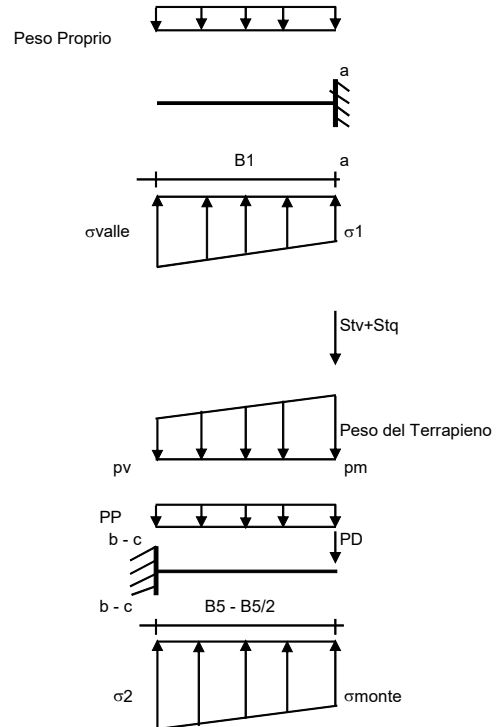
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 20.00 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	238.65	211.60	16.77	82.05
	244.94	221.81	17.38	85.35
sisma+	209.53	189.19	14.58	77.65
	212.73	193.35	14.90	78.84
sisma-	202.31	182.40	14.09	74.72
	205.51	186.56	14.34	75.91



Mensola Lato Monte

$$PP = 20.00 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 96.22	126.22	106.22	(kN/m ²)
pvb	= 86.84	116.84	96.84	(kN/m ²)
pvc	= 91.53	121.53	101.53	(kN/m ²)

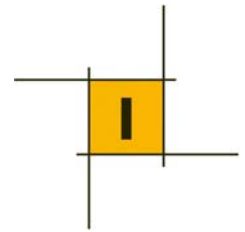
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

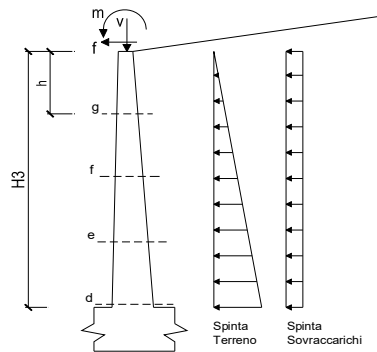
caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	157.51	-300.87	-128.82	62.85	-103.31	-131.20
	13.63	175.55	-295.92	-131.43	94.59	-101.96	-126.65
sisma+	6.11	148.50	-243.98	-103.34	77.31	-85.82	-104.87
	18.91	154.58	-242.73	-105.58	86.75	-84.41	-103.64
sisma-	3.21	142.58	-237.99	-100.68	72.89	-83.76	-102.32
	16.01	148.66	-234.85	-101.57	82.33	-81.87	-100.42



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \sum P m_i \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	112.45	91.06	0.00	203.51	0.00	67.50	67.50
e-e	3.38	47.44	51.22	0.00	98.66	0.00	46.41	46.41
f-f	2.25	14.06	22.76	0.00	36.82	0.00	28.13	28.13
g-g	1.13	1.76	5.69	0.00	7.45	0.00	12.66	12.66

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	74.97	40.47	0.00	115.44
e-e	3.38	42.17	30.35	0.00	72.52
f-f	2.25	18.74	20.23	0.00	38.98
g-g	1.13	4.69	10.12	0.00	14.80

condizione sismica +

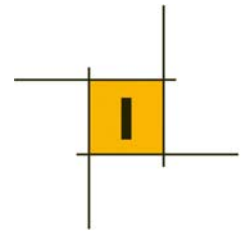
sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	86.50	11.33	33.52	0.00	6.49	137.84	0.00	69.12	69.12
e-e	3.38	36.49	4.78	18.86	0.00	3.42	63.55	0.00	47.52	47.52
f-f	2.25	10.81	1.42	8.38	0.00	1.42	22.03	0.00	28.80	28.80
g-g	1.13	1.35	0.18	2.10	0.00	0.33	3.95	0.00	12.96	12.96

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	57.67	7.55	14.90	0.00	3.25	83.37
e-e	3.38	32.44	4.25	11.17	0.00	2.23	50.09
f-f	2.25	14.42	1.89	7.45	0.00	1.35	25.11
g-g	1.13	3.60	0.47	3.72	0.00	0.61	8.41

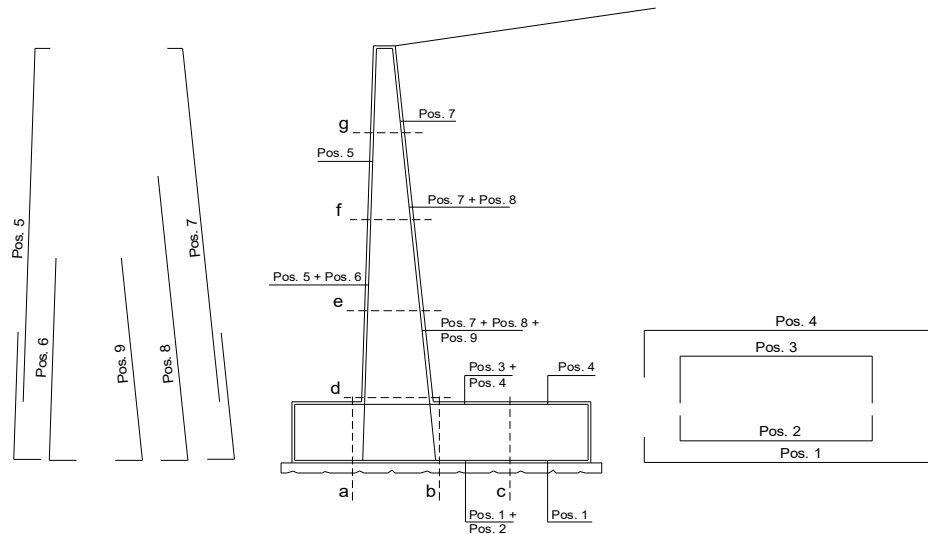
condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	86.50	7.19	33.69	0.00	6.49	133.87	0.00	65.88	65.88
e-e	3.38	36.49	3.03	18.95	0.00	3.42	61.90	0.00	45.29	45.29
f-f	2.25	10.81	0.90	8.42	0.00	1.42	21.55	0.00	27.45	27.45
g-g	1.13	1.35	0.11	2.11	0.00	0.33	3.90	0.00	12.35	12.35

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.50	57.67	4.79	14.97	0.00	3.25	80.68
e-e	3.38	32.44	2.70	11.23	0.00	2.23	48.60
f-f	2.25	14.42	1.20	7.49	0.00	1.35	24.45
g-g	1.13	3.60	0.30	3.74	0.00	0.61	8.26



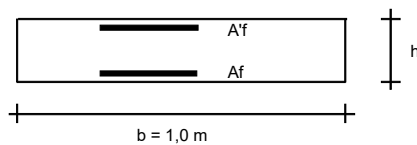
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

VERIFICHE

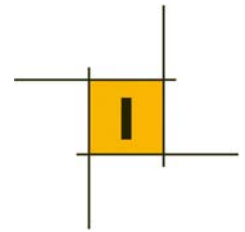


a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	17.38	0.00	0.80	15.71	15.71	425.59
b - b	-300.87	0.00	0.80	15.71	15.71	425.59
c - c	-103.31	0.00	0.80	15.71	15.71	425.59
d - d	203.51	67.50	0.80	15.71	10.05	449.38
e - e	98.66	46.41	0.70	15.71	10.05	380.92
f - f	36.82	28.13	0.60	15.71	10.05	315.26
g - g	7.45	12.66	0.50	15.71	10.05	252.00

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	85.35	0.80	245.09	10	40	40	21.8	309.73	Armatura a taglio non necessaria
b - b	131.43	0.80	245.09	10	40	40	21.8	309.73	Armatura a taglio non necessaria
c - c	131.20	0.80	245.09	10	40	40	21.8	309.73	Armatura a taglio non necessaria
d - d	115.44	0.80	254.58	10	40	40	21.8	309.73	Armatura a taglio non necessaria
e - e	72.52	0.70	227.33	10	40	40	21.8	268.43	Armatura a taglio non necessaria
f - f	38.98	0.60	207.59	10	40	40	21.8	227.14	Armatura a taglio non necessaria
g - g	14.80	0.50	187.00	10	40	40	21.8	185.84	Armatura a taglio non necessaria



5 MURI DI IN TERRA RINFORZATA ED IN TERRA ARMATA

Per il sostegno dei rilevati stradali di progetto della viabilità principale (variante alla SS51) e della viabilità secondaria, sono state adottate due diverse tipologie di opere: le più utilizzate in termini di sviluppo sono sicuramente le terre rinforzate, le cui altezze variano da 2.5m a 14m. Si tratta di una tipologia di intervento particolarmente indicata nel caso in esame, grazie alla quale viene assicurata sicuramente una maggiore gradevolezza estetica e un minore impatto ambientale (le superfici sono infatti inerbite) e nello stesso tempo vengono notevolmente ridotti gli ingombri a terra dei rilevati. La sezione tipo è quella classica ormai usualmente utilizzata nelle lavorazioni stradali e viene riportata di seguito.

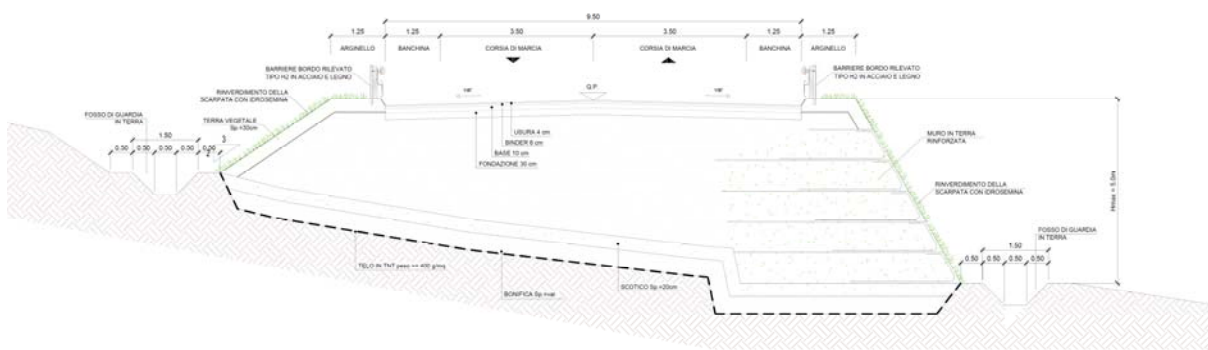


Fig. 5.1 – Sezione tipo rilevato stradale con terre rinforzate

La seconda tipologia è costituita dalle terre armate. Tale opera, ancor più delle terre rinforzate, garantisce ingombri planimetrici praticamente nulli grazie al paramento verticale che le caratterizza. Tale intervento infatti si è reso necessario a tergo della spalla A del viadotto Senes per una lunghezza complessiva di 85m.

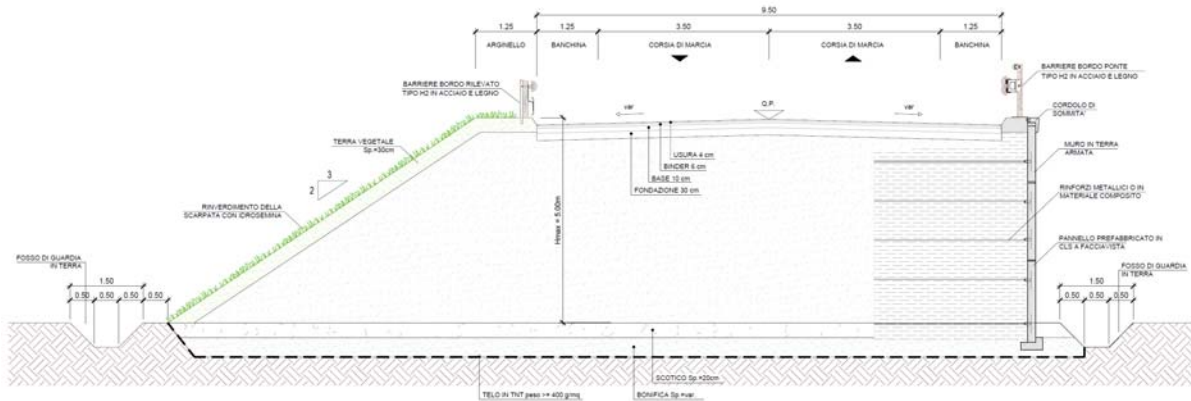
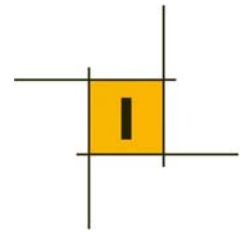


Fig. 5.2 – Sezione tipo rilevato stradale con terre armate



5.1 Criteri di verifica

Le analisi di stabilità (verifiche di stabilità globale) delle opere sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC (D.M. 14/01/2008).

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLIDE v6.0 della RocScience Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

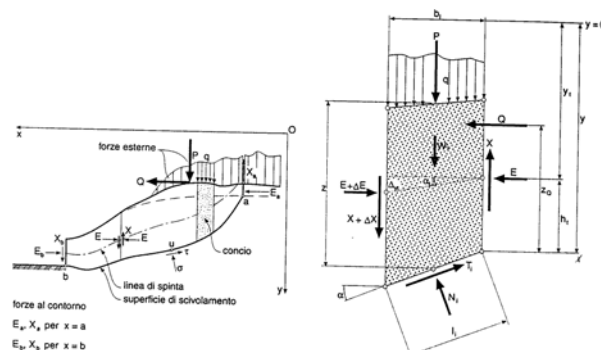


Fig. 5.3: Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce



Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

5.2 Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche

Per il metodo dei coefficienti parziali, è valido quanto affermato al paragrafo 4.3.

VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità globale devono essere condotte secondo l'approccio:

- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle al paragrafo precedente e la tabella seguente.

Tabella 5.1: DM 14/01/2008 - Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Nel codice di analisi utilizzato è implementata la possibilità di utilizzare la combinazione di calcolo allo SLU, comprensiva del fattore $R2$ sulle resistenze del sistema. Di conseguenza la verifica risulta soddisfatta, quindi, se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti risulta superiore a 1.0.



Per quanto riguarda invece l'analisi sismica, le verifiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto così come previsto per la fase statica; inoltre i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante l'espressione (DM 14/01/2008, paragrafo 7.11.6.3.1):

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al par. 3.2.3.2 delle NTC 2008;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente β_s assume i valori riportati nella tabella che segue.

D.M. 14/01/2008 – Variazione dei valori assunti da β_s in funzione di a_g

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Nei calcoli è stato preso in esame lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), il cui periodo di ritorno del sisma associato è di $T_R=475$ anni; è stata considerata una vita nominale pari a $V_N=50$ anni ed una relativa classe d'uso II, cui corrisponde un coefficiente d'uso c_u pari a 1.0.

La massima accelerazione orizzontale a_{\max} attesa al sito è stata ricavata per mezzo dell'espressione: $a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g$

considerando:

$S_S = 1.2$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica), valido per terreni di tipo B

$S_T = 1.0$ (coefficiente di amplificazione topografica).

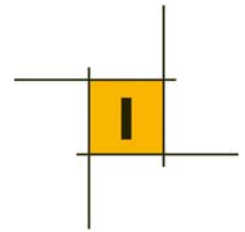
Si ottiene quindi: $a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.167 = 0.201 g$

$\beta_m = 0.24$;

ne consegue che:

$k_h = 0.048$;

$k_v = \pm 0.024$.



5.3 Risultati delle verifiche

Il modello stratigrafico considerato nelle analisi con la relativa caratterizzazione geotecnica è stato dedotto sulla base delle indagini eseguite e fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica allegata al presente progetto e alle quali si fa riferimento per ulteriori dettagli.

Dal punto di vista operativo, nella tabella che segue, si riporta lo schema di riferimento con i parametri di resistenza delle formazioni interessate.

	Terreno di riempimento	Terreno di fondazione
Peso di volume γ (kN/m ³)	19	19-20
Coesione efficace c' (kPa)	0	0
Angolo d'attrito efficace ϕ' (°)	35	35
Modulo di deformabilità (MPa)	50	50

TERRE RINFORZATE

Le analisi sono state condotte su 3 sezioni trasversali, caratterizzate rispettivamente da un muro in terra rinforzata con 1 banca (H=8m) lungo asse principale, 2 banche (H=11m) lungo asse principale e 2 banche (H=14m e H=9m) lungo viabilità secondaria – via Senes; le sezioni di verifica sono rispettivamente poste alle progressive:

- km 0+250 dell'Asse Principale (Tratto km 0+080 - 0+290);
- km 1+150 dell'Asse Principale (Tratto km 1+020 - 1+150);
- km 0+130 della viabilità secondaria di via Senes (Tratto km 0+060 – 0+200).

Nelle figure che seguono si riporta è riportato il modello di calcolo che ricostruisce la sezione di progetto e i relativi risultati delle analisi condotte; in particolare l'analisi è stata condotta considerando tutte le possibili superfici di scorrimento critiche che riguardano il pendio nella sua globalità e localmente la terra rinforzata.

Come già anticipato, le verifiche sono state effettuate secondo la combinazione (A2+M2+R2), implementato tale combinazione direttamente all'interno del codice di calcolo (il coefficiente sulle resistenze globali $\gamma_R=1.1$ viene già considerato all'interno dell'analisi); è stato dunque verificato che il rapporto R_d/E_d sia superiore o al limite uguale a 1.0, come previsto dal DM 14/01/2008.

Sulla carreggiata stradale si considera un sovraccarico variabile uniformemente distribuito di origine stradale pari a 20 kPa in fase statica e 10 kPa in fase sismica.



5.3.1 Sez. km 0+250 dell'Asse Principale

Il modello di calcolo viene mostrato nella figura che segue. Per i dettagli costruttivi delle terre rinforzate, si rimanda all'elaborato grafico MSVE14D1718-T00OS03GETST01A.

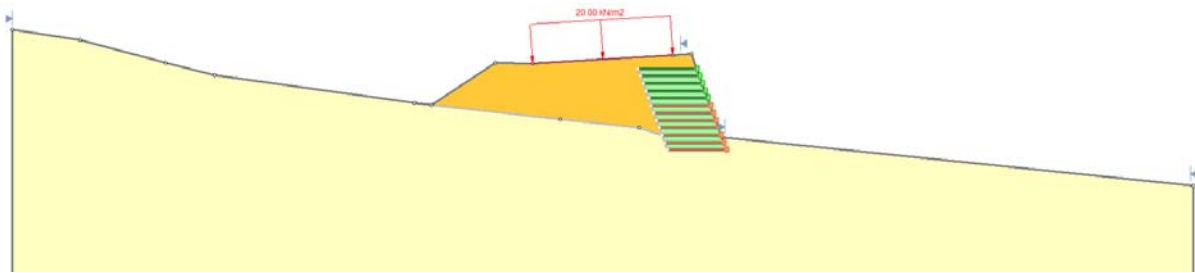


Fig. 5.4: Sez. 0+250 – Modello di calcolo

Nella tabella si sintetizzano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi, che risultano sempre superiori ad 1, e dunque le verifiche soddisfatte; nelle figure si mostrano le relative superfici di scorrimento critiche.

Sez. 0+250 (Asse Principale)	FS
SLU [A2+M2+R2]	1.250
SLV (+) [EQK+M2+R2]	1.251
SLV (-) [EQK+M2+R2]	1.244

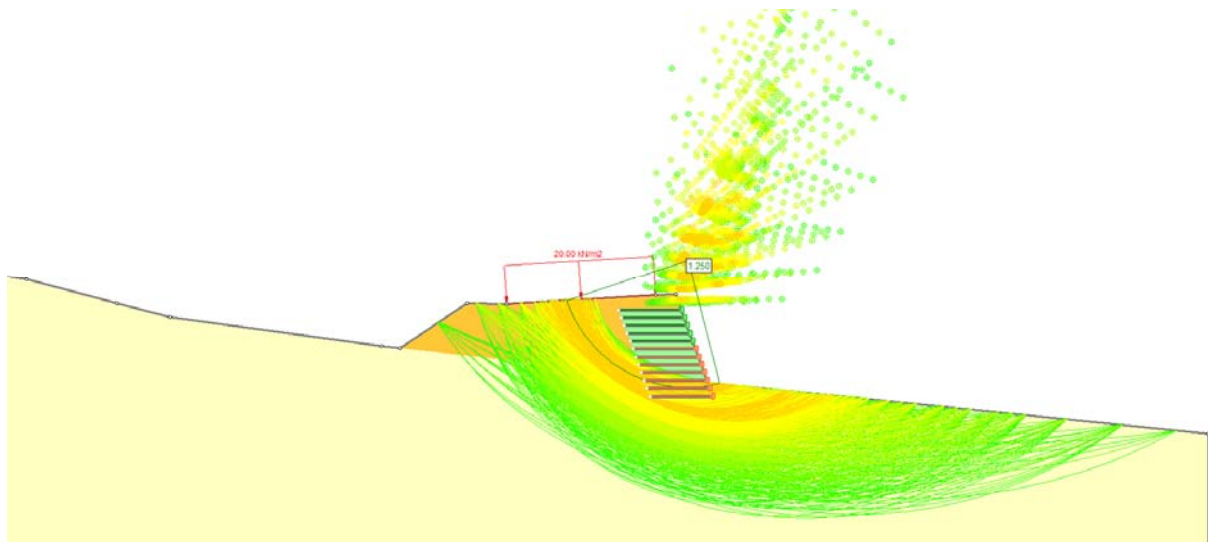
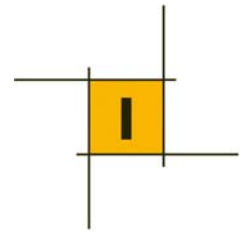


Fig. 5.5: Sez. 1+070 – SLU (A2+M2+R2)



0.048
0.024

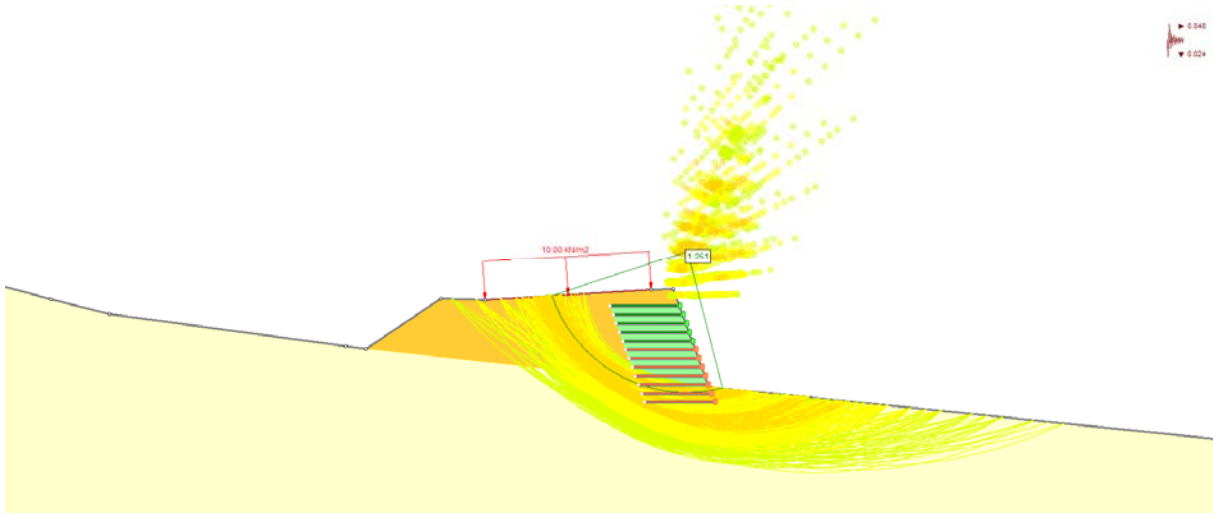


Fig. 5.6: Sez. 1+070 – SLV(+) (EQK+M2+R2)

0.048
0.024

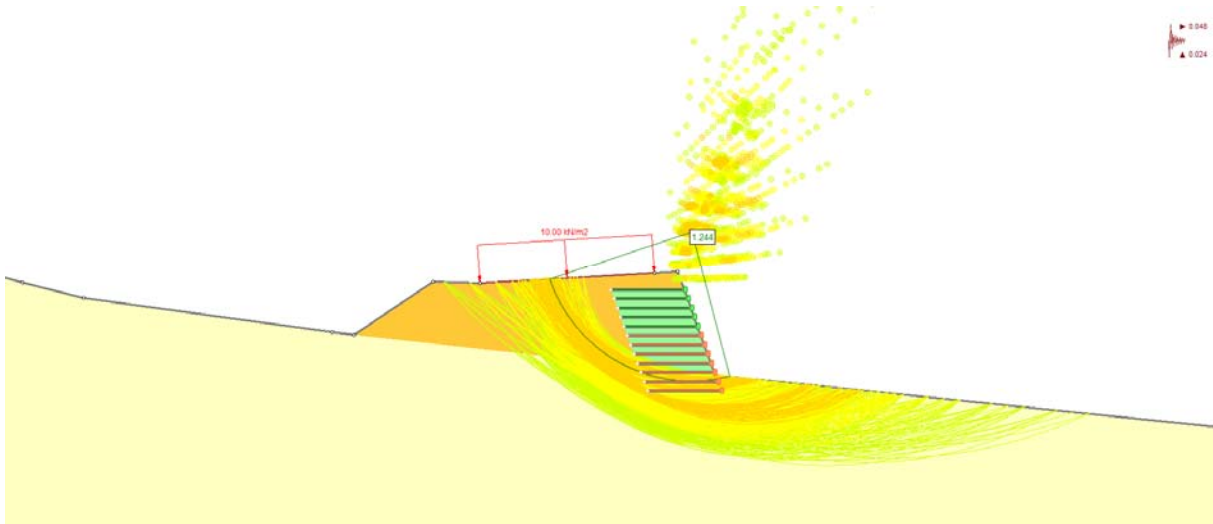
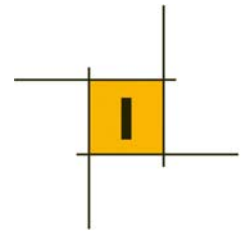


Fig. 5.7: Sez. 1+070 – SLV(-) (EQK+M2+R2)



5.3.2 Sez. km 1+150 dell'Asse Principale

Il modello di calcolo viene mostrato nella figura che segue. Per i dettagli costruttivi delle terre rinforzate, si rimanda all'elaborato grafico MSVE14D1718-T00OS03GETST01A.

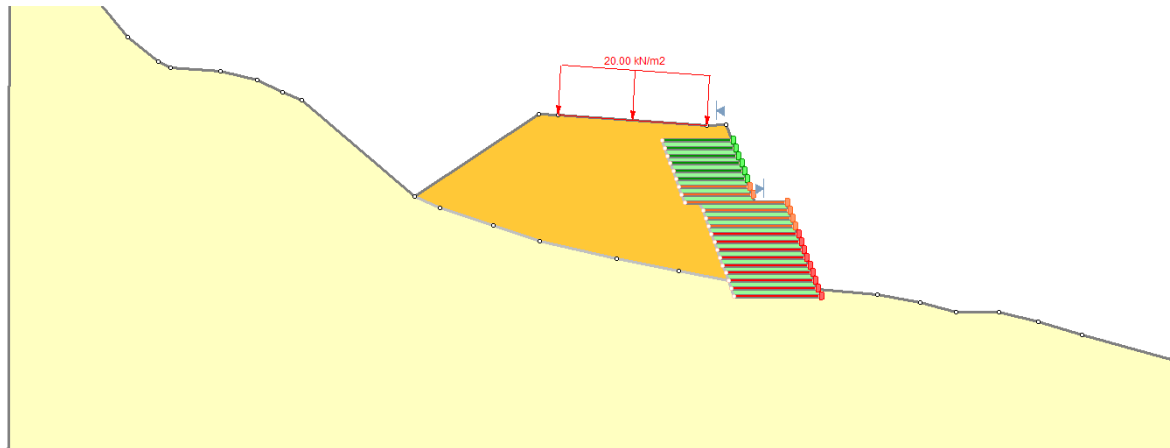


Fig. 5.8: Sez. 1+150 – Modello di calcolo

Nella tabella si sintetizzano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi, che risultano sempre superiori ad 1, e dunque le verifiche soddisfatte; nelle figure si mostrano le relative superfici di scorrimento critiche.

Sez. 1+150 (Asse Principale)	FS
SLU [A2+M2+R2]	1.090
SLV (+) [EQK+M2+R2]	1.050
SLV (-) [EQK+M2+R2]	1.049

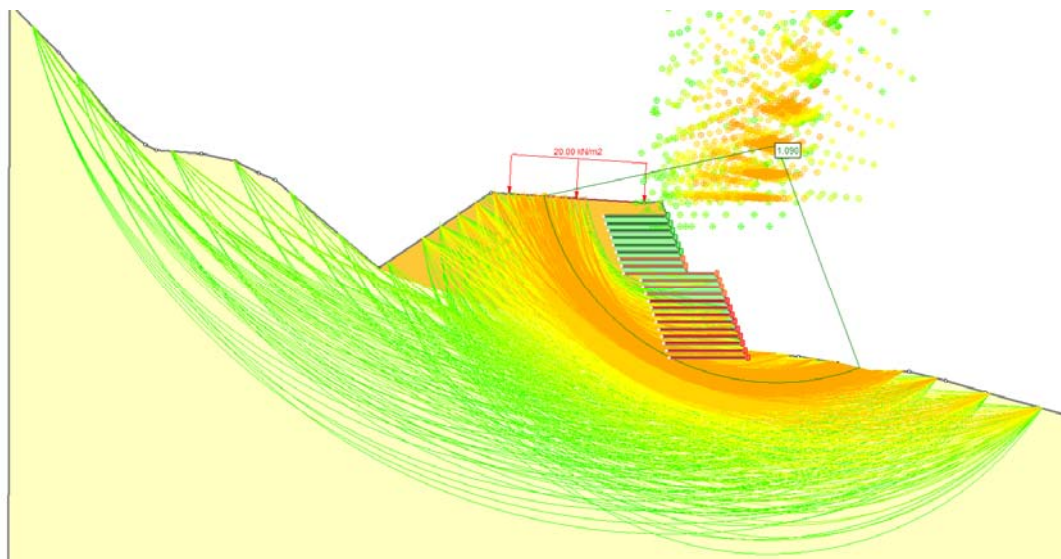


Fig. 5.9: Sez. 1+150 – SLU (A2+M2+R2)

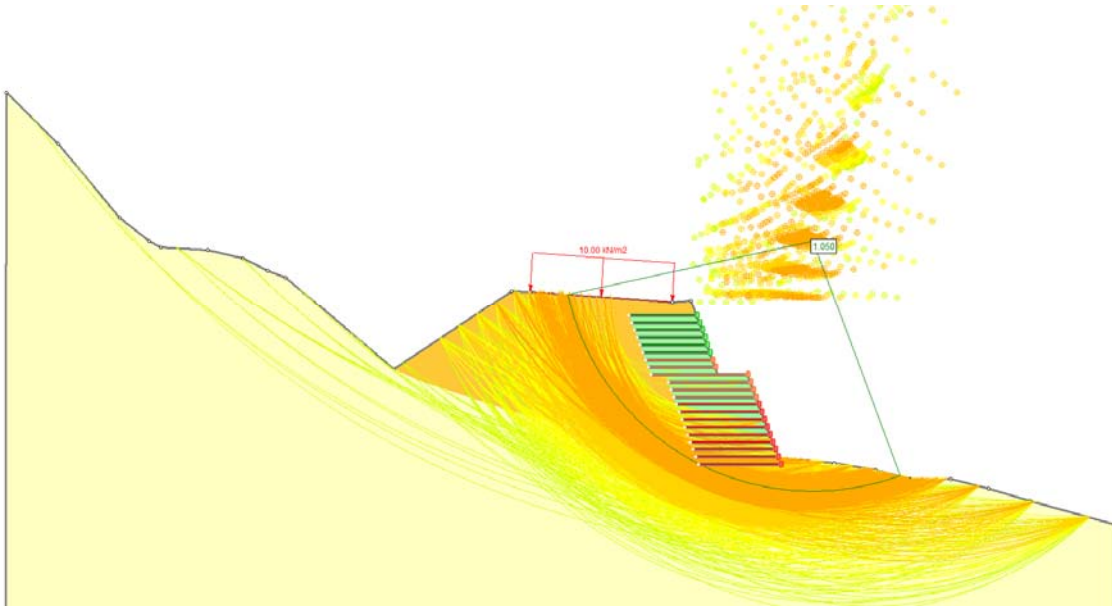
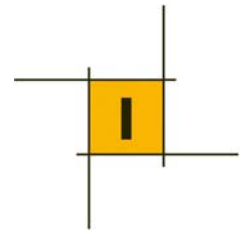


Fig. 5.10: Sez. 1+150 – SLV(+) (EQK+M2+R2)

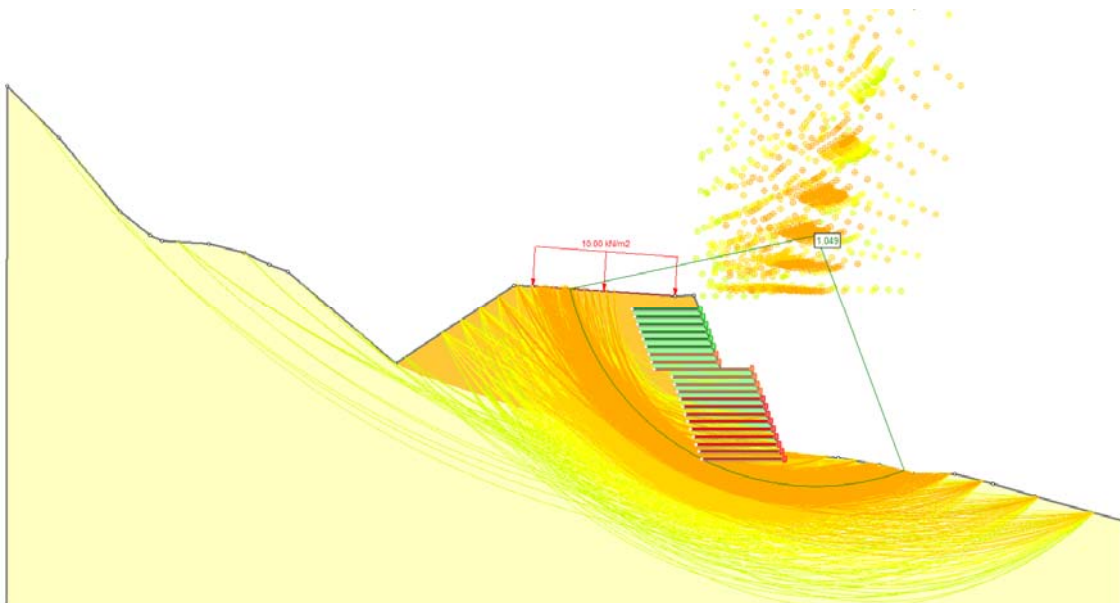
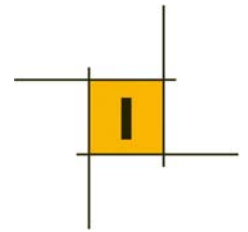


Fig. 5.11: Sez. 1+150 – SLV(-) (EQK+M2+R2)



5.3.3 Sez. km 0+130 della viabilità secondaria di via Senes

Il modello di calcolo viene mostrato nella figura che segue. Per i dettagli costruttivi delle terre rinforzate, si rimanda all'elaborato grafico MSVE14D1718-T00OS03GETST01A.

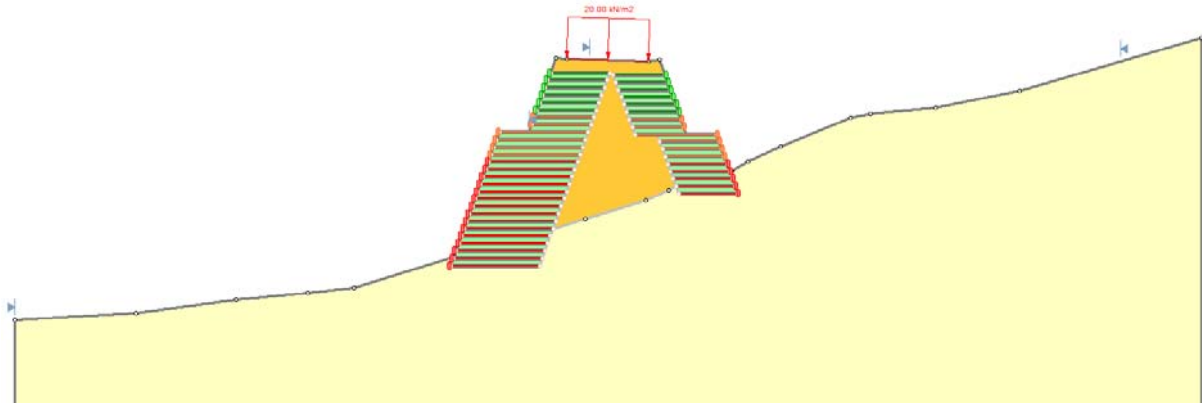


Fig. 5.12: Sez. 0+130 – Modello di calcolo

Nella tabella si sintetizzano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi, che risultano sempre superiori ad 1, e dunque le verifiche soddisfatte; nelle figure si mostrano le relative superfici di scorrimento critiche.

Sez. 0+130 (via Senes)	FS
SLU [A2+M2+R2]	1.091
SLV (+) [EQK+M2+R2]	1.034
SLV (-) [EQK+M2+R2]	1.038

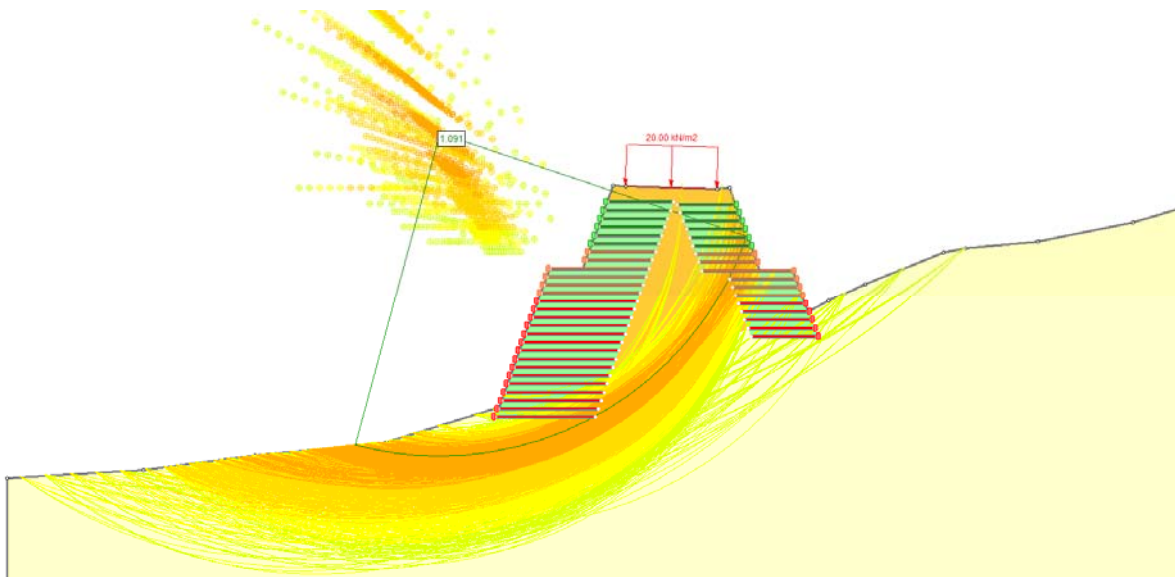


Fig. 5.13: Sez. 0+130 – SLU (A2+M2+R2)

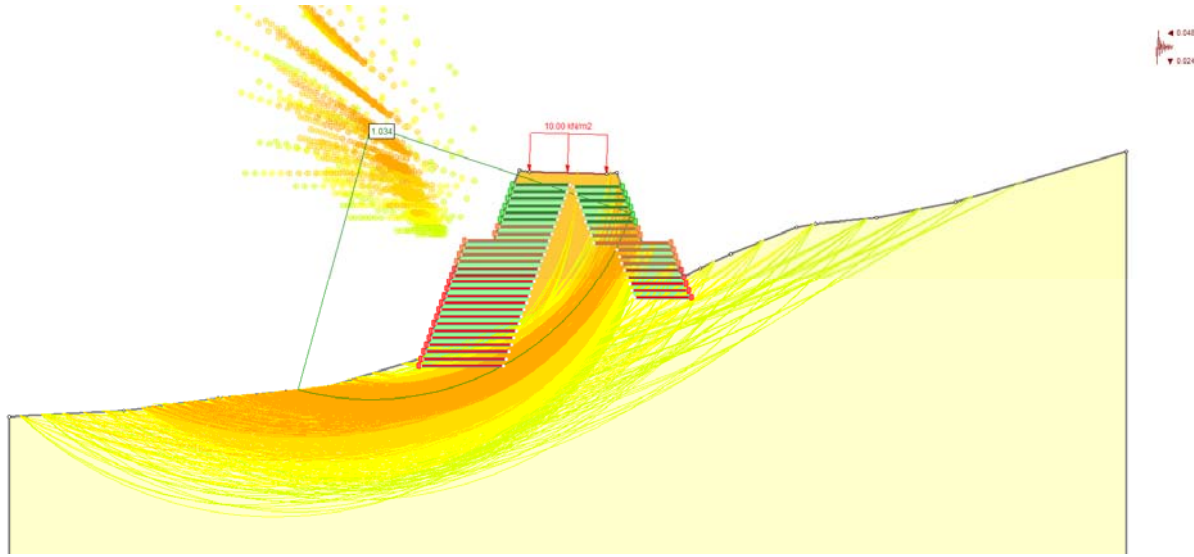
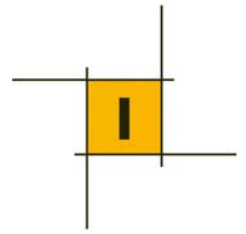


Fig. 5.14: Sez. 0+130 – SLV(+) (EQK+M2+R2)

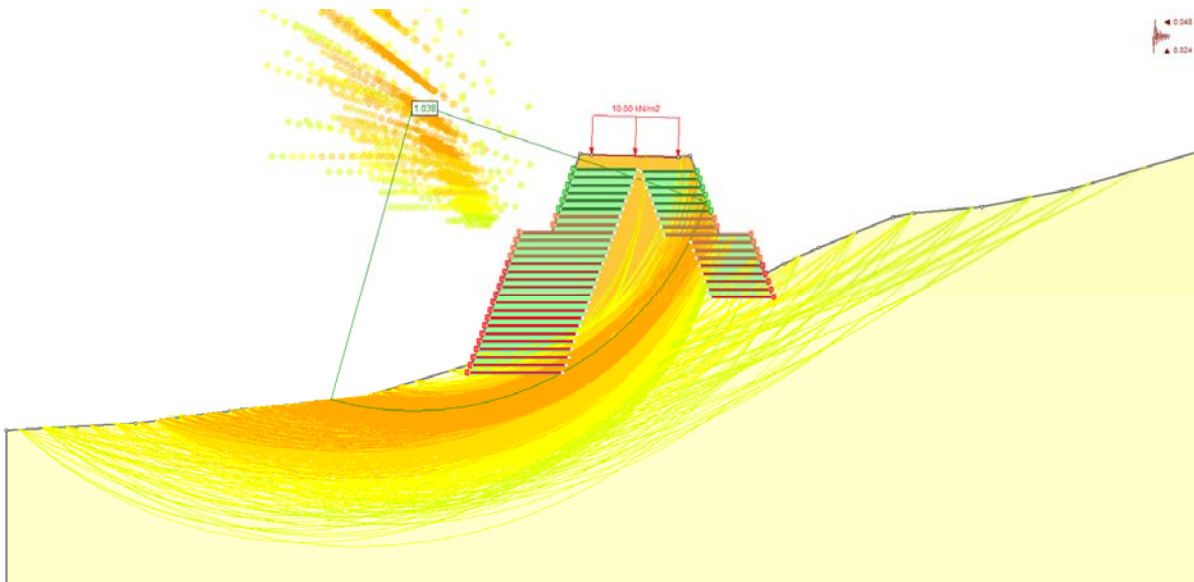


Fig. 5.15: Sez. 0+130 – SLV(-) (EQK+M2+R2)



TERRE ARMATE

Le analisi sono state condotte sulla sezione trasversale con altezza della terra armata più alta (H=12.0m) posta alla progressiva dell'Asse principale km 1+210.

Il metodo di analisi è analogo a quello relativo alle terre rinforzate; è stato dunque verificato che il rapporto R_d/E_d sia superiore o al limite uguale a 1.0, come previsto dal DM 14/01/2008.

Sulla carreggiata stradale si considera un sovraccarico variabile uniformemente distribuito di origine stradale pari a 20 kPa in fase statica e 10 kPa in fase sismica.

5.3.4 Sez. km 1+210

Il modello di calcolo viene mostrato nella figura che segue. Per i dettagli costruttivi delle terre rinforzate, si rimanda all'elaborato grafico MSVE14D1718-T00OS02GETST01A.

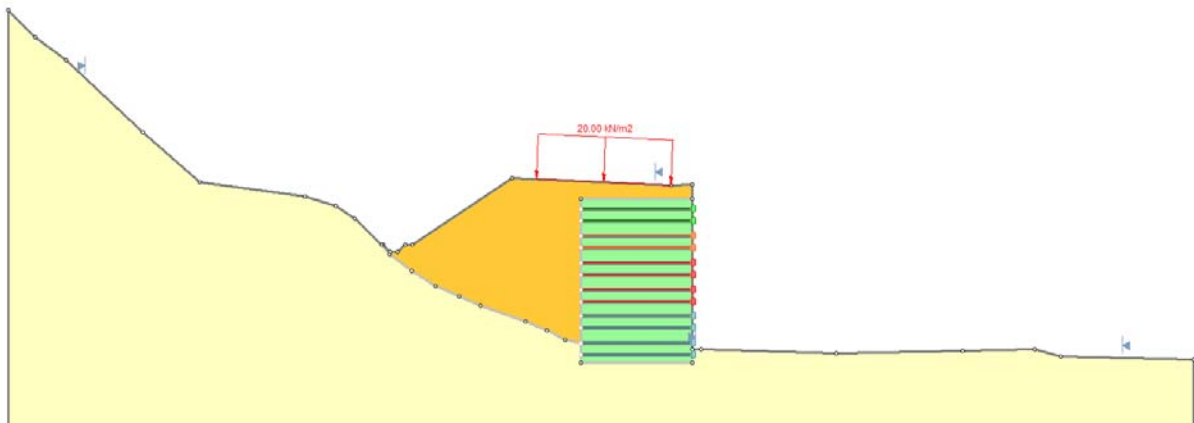


Fig. 5.16: Sez. 1+210 – Modello di calcolo

Nella tabella si sintetizzano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi, che risultano sempre superiori ad 1, e dunque le verifiche soddisfatte; nelle figure si mostrano le relative superfici di scorrimento critiche.

Sez. 1+210 (via Senes)	FS
SLU [A2+M2+R2]	1.091
SLV (+) [EQK+M2+R2]	1.095
SLV (-) [EQK+M2+R2]	1.106

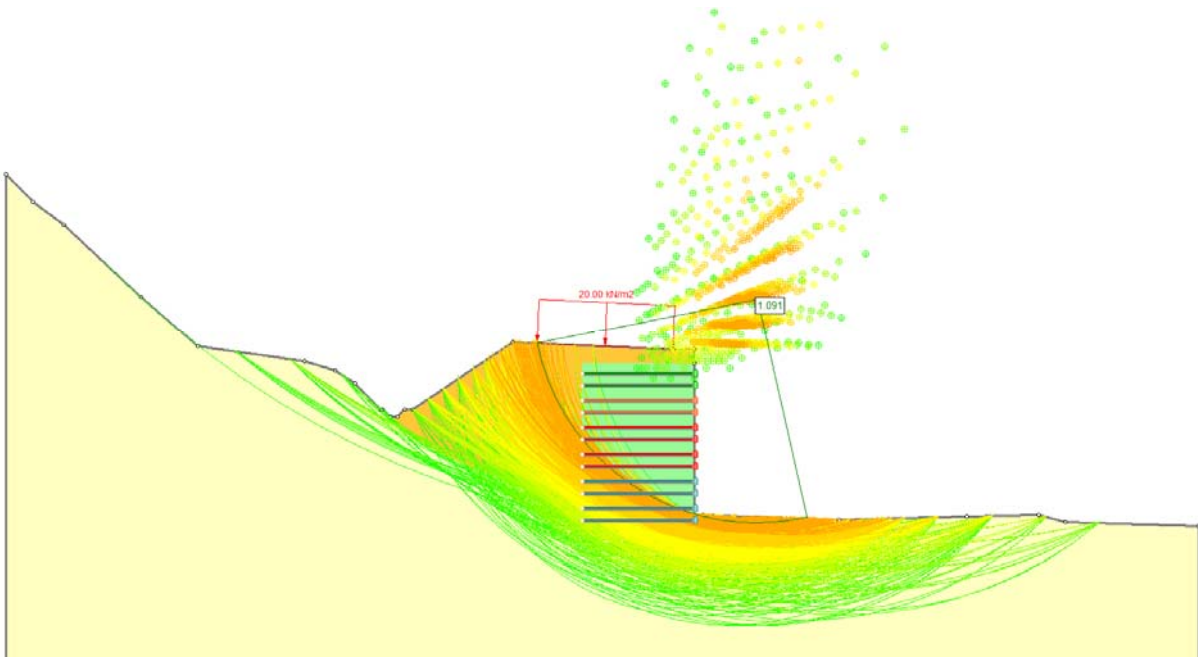
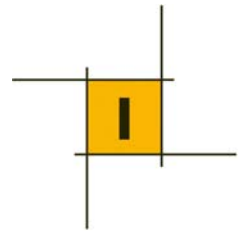


Fig. 5.17: Sez. 1+210 – SLU (A2+M2+R2)

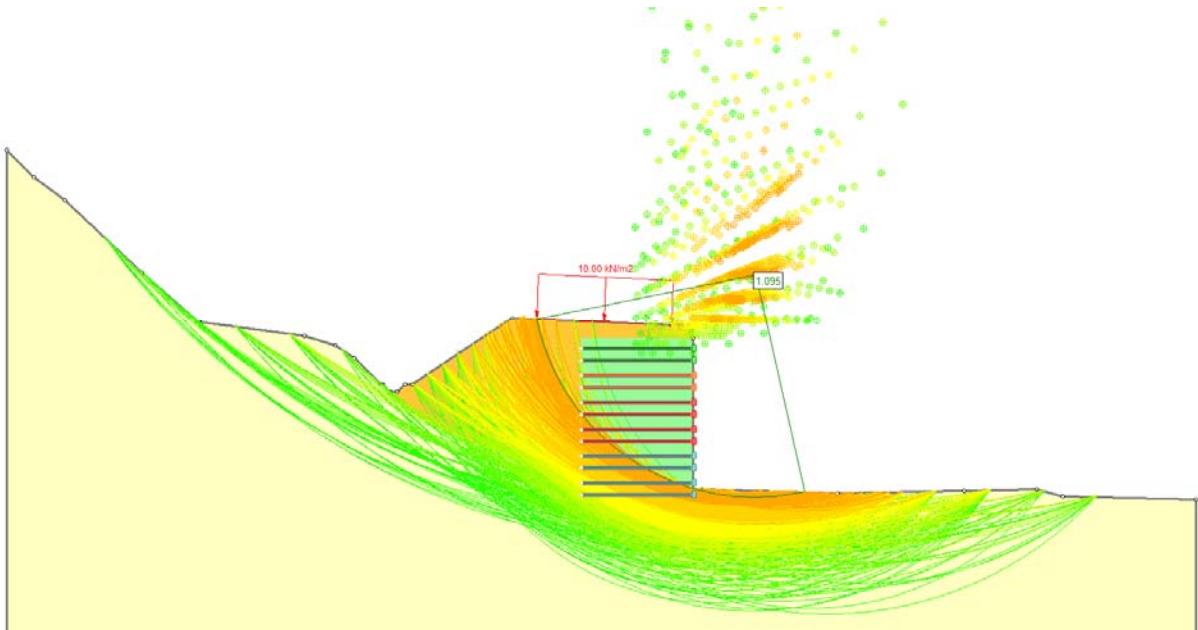


Fig. 5.18: Sez. 1+210 – SLV(+) (EQK+M2+R2)

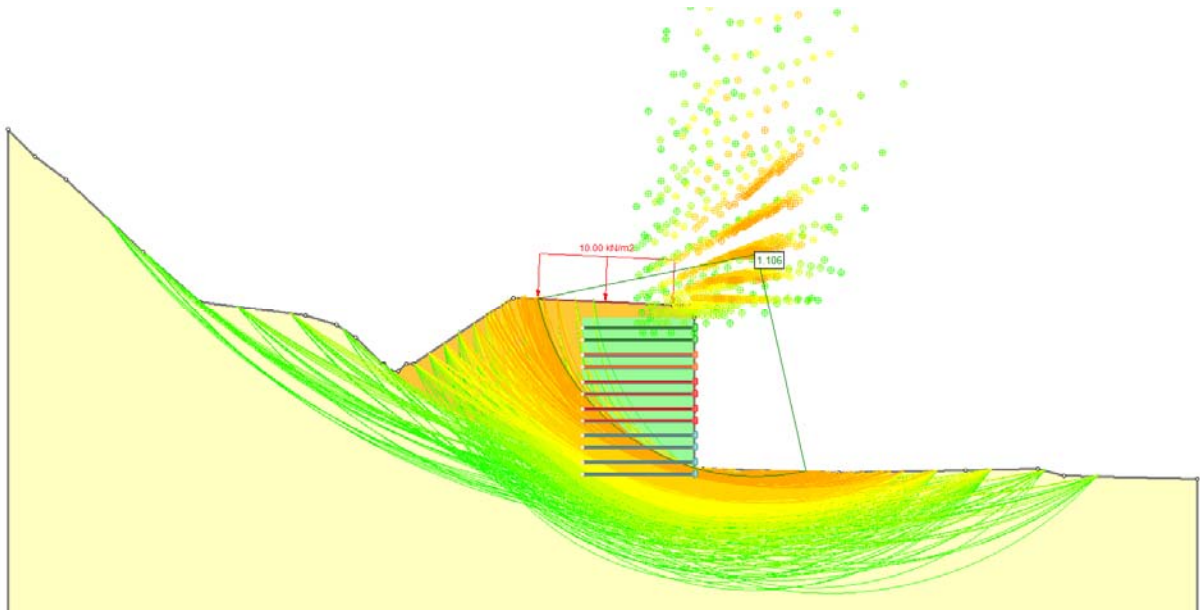
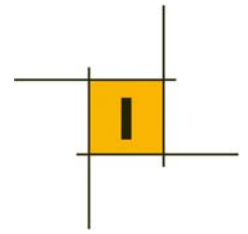
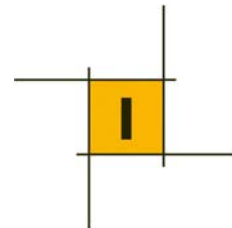


Fig. 5.19: Sez. 1+210 – SLV(-) (EQK+M2+R2)



6 PARATIE DI PALI

Le paratie di pali presenti lungo il tracciato sono poste nei tratti a mezza costa della viabilità principale per sorreggere lo scavo a monte. Si tratta di opere definitive; per un migliore inserimento ambientale e paesaggistico è prevista la posa in opera di pannelli prefabbricati a faccia vista con rivestimento in pietra.

I pali risultano di lunghezza variabile e diametro variabile da 600mm a 1200mm in funzione dell'altezza dello scavo. In testa ai pali è presente un cordolo di collegamento in c.a. gettato in opera.

Di seguito si riporta la verifica di 3 sezioni in corrispondenza delle 3 tipologie di paratie con altezza di scavo massimo; in tutti gli altri casi in cui l'altezza dello scavo è inferiore, si ritengono valide le stesse verifiche effettuate:

- Paratia $\varnothing 600$ mm al km 2+010 dell'asse principale ($L_{\text{pali}}=6.0\text{m}$, $H_{\text{scavo}}=2.0\text{m}$);
- Paratia $\varnothing 1000$ mm al km 0+200 dell'asse principale ($L_{\text{pali}}=15.0\text{m}$, $H_{\text{scavo}}=5.4\text{m}$);
- Paratia $\varnothing 1200$ mm al km 0+380 della viabilità secondaria di via Senes ($L_{\text{pali}}=20.0\text{m}$, $H_{\text{scavo}}=8.0\text{m}$).

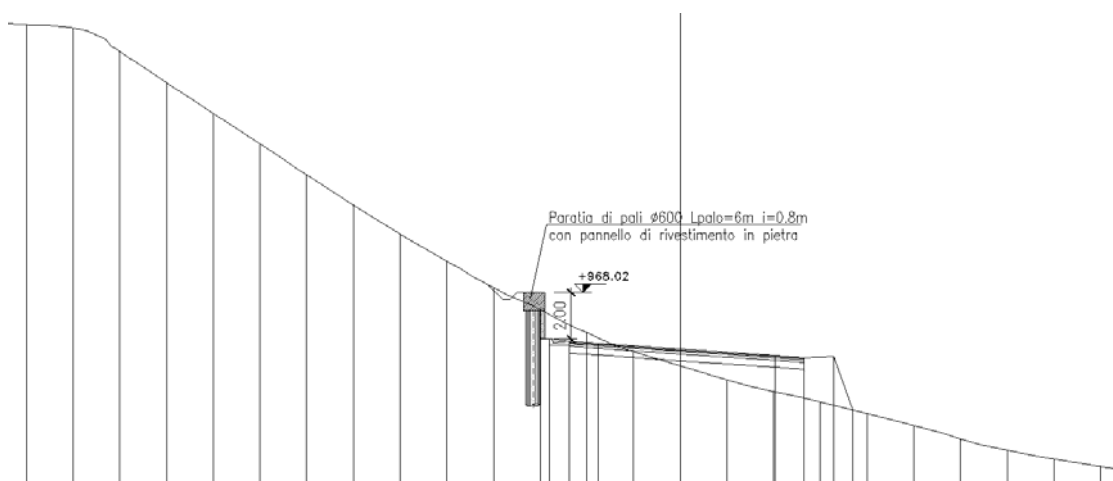


Fig. 6.1: Sez. km 2+010 asse principale – Paratia di pali $\varnothing 600$ mm

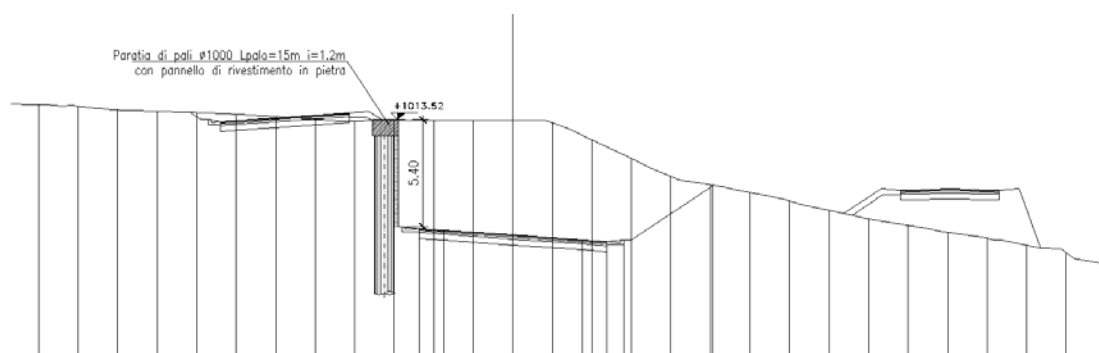


Fig. 6.2: Sez. km 0+200 asse principale – Paratia di pali $\varnothing 1000$ mm

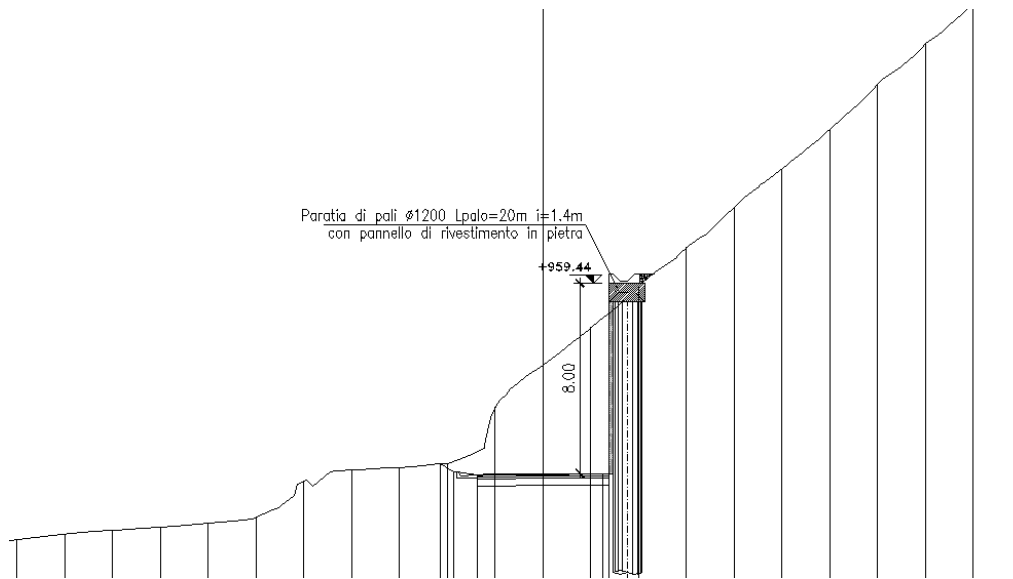
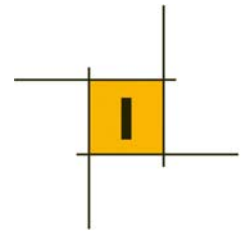


Fig. 6.3: Sez. km 0+380 via Senes – Paratia di pali Ø1200mm

6.1 Criteri di verifica

La verifica è stata realizzata con il codice di calcolo *PARATIE PLUS 2011* sviluppato da Ce.A.S. srl (Italia) e Deep Excavation LLC (U.S.A.).

La paratia di pali è stata schematizzata mediante elementi finiti lineari tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno a un asse ortogonale al piano di riferimento.

Nel caso di pali la paratia viene schematizzata come una parete continua di spessore equivalente funzione del diametro, dell'interasse dei pali stessi.

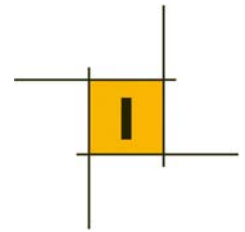
Il terreno è stato schematizzato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è elasto-plastico: essa reagisce elasticamente fino ai valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del verso dello spostamento, alla pressione attiva o rispettivamente passiva del terreno.

In base alle componenti di sforzo efficace verticali e orizzontali, si definisce per ciascuna profondità una funzione di plasticità, che a sua volta definisce lo stato nel quale si trova l'elemento che schematizza il terreno. Sono possibili due stati distinti: una prima fase elastica, nella quale il terreno ha un comportamento perfettamente elastico nei confronti delle forze applicate, e una fase plastica, in cui il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza a rottura.

Il criterio di resistenza è quello di Mohr-Coulomb. Nelle condizioni di plasticità vengono raggiunte le condizioni di spinta attiva o passiva rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

La deformabilità della molla risulta funzione dello stato tensionale a cui risulta sottoposta: quando questo si trova in campo elastico ed è definita dall'espressione della rigidità della molla:

$$K=E \cdot D/L$$



dove il significato dei simboli è il seguente:

E = modulo di elasticità del terreno;

L = lunghezza della molla;

D = interasse tra le singole molle.

La lunghezza della molla L è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva.

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni precedenti alle operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo il coefficiente di spinta a riposo K_0 , attraverso la relazione $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$.

Nelle condizioni successive alle operazioni di scavo, o alla applicazione di azioni esterne sulla struttura, le reazioni offerte dalla molla si incrementano o diminuiscono (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

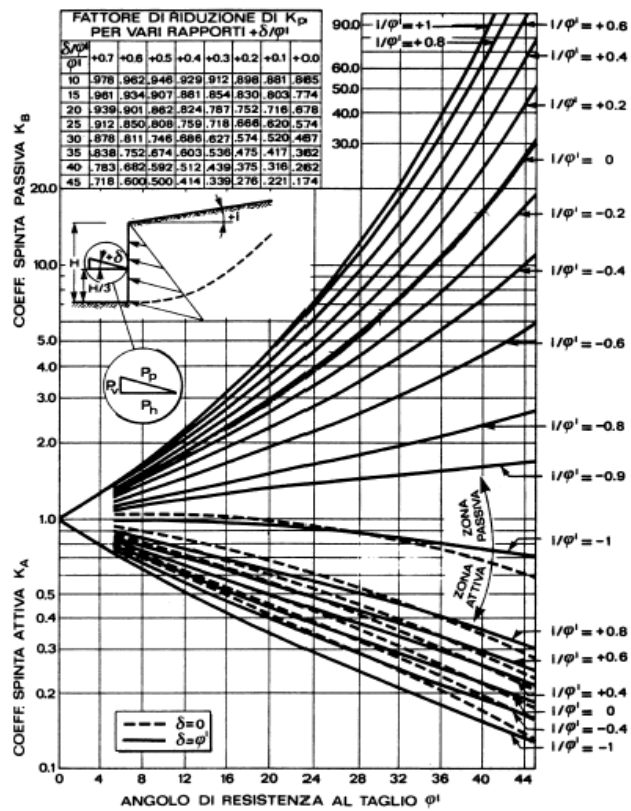
Per la valutazione di K_0 si è utilizzata l'espressione semplificata di Jaki, $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$.

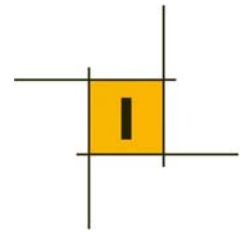
I valori dei coefficienti di spinta attiva (K_a) possono essere calcolati secondo la relazione di Coulomb o Rankine, mentre i coefficienti di spinta passiva (K_p) secondo le relazioni di Caquot-Kerisel, o Coulomb o Rankine.

I coefficienti di spinta sono calcolati in direzione orizzontale per tutti i casi considerati e, quindi, nei casi in cui l'angolo δ (angolo di attrito terreno-paratia) è diverso da 0 sono state calcolate le proiezioni lungo l'orizzontale delle spinte.

La relazione di Coulomb per il coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\pi/2 + \varphi)}{(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \cdot \text{sen}(\varphi)}{\text{sen}(\pi/2 - \delta)}})^2} \quad (\text{spinta attiva})$$





6.2 Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche

Per le paratie le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1) [STR];

Combinazione 2: (A2+M2+R1) [GEO];

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle precedenti; la prima combinazione risulta in genere più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (cioè gli stati limite per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con una paratia, in cui si determina una rotazione intorno ad un punto dell'opera).

Tabella 6.1: DM 14/01/2008 - Coeff. Parziali allo SLU per le azioni da ponte (A)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nel caso di paratie con più livelli di vincoli, tuttavia, il meccanismo di rottura per rotazione intorno ad un punto dell'opera (combinazione GEO) non può verificarsi; in questo caso i dimensionamenti vengono effettuati con riferimento alla sola combinazione di tipo STR che considera unitari i coefficienti agenti sui parametri di resistenza dei terreni (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1), mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.

oooo

Per quanto riguarda le analisi in condizioni sismiche, se l'opera viene considerata definitiva (paratia a protezione della fondazione della pila), i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante l'espressione (DM 14/01/2008, paragrafo 7.11.6.3.1):

$$a_n = k_n \times g = \alpha \times \beta \times a_{max}$$

dove:

a_{max} =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ (nel presente caso si è presa in considerazione l'accelerazione ottenuta dallo studio di risposta sismica locale in corrispondenza del sondaggio B che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica – il valore di calcolo è risultato pari a $a_{max}=0.167 \cdot 1.2 \cdot 1.0=0.201g$)



α =coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti; deve essere ricavato dal diagramma che segue.

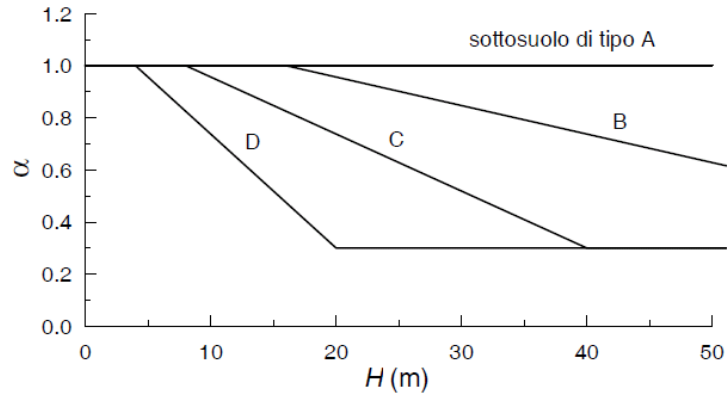


Fig. 6.4: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza; deve essere ricavato dal diagramma che segue.

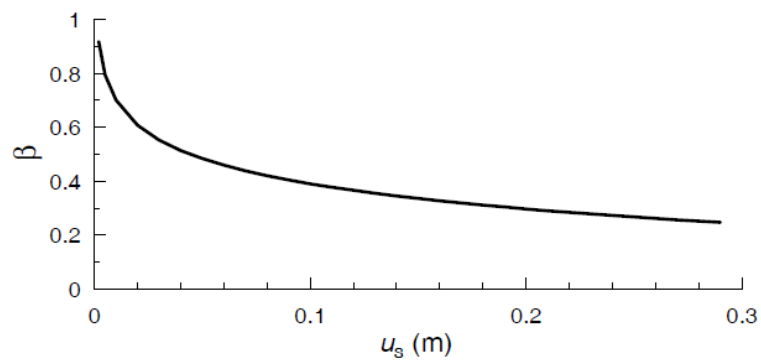


Fig. 6.5: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .



6.3 Risultati delle verifiche

I modelli stratigrafici considerati nelle analisi sono i medesimi già utilizzati per le altre opere di sostegno presenti lungo il tracciato. Si rimanda ai paragrafi precedenti per ulteriori dettagli.

6.3.1 Paratia Ø600mm - sez. km 2+010 dell'Asse Principale

Lo schema geotecnico di calcolo fa riferimento a quanto affermato al capitolo 5.

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono così distinte.

- Fase 1) Condizione geostatica: corrisponde alla fase iniziale in cui il terreno è modellato secondo l'attuale geometria;
- Fase 2) Realizzazione della paratia e del cordolo;
- Fase 3) Scavo fino a quota -2.00m dalla testa della paratia;
- Fase 4) Applicazione del sisma.

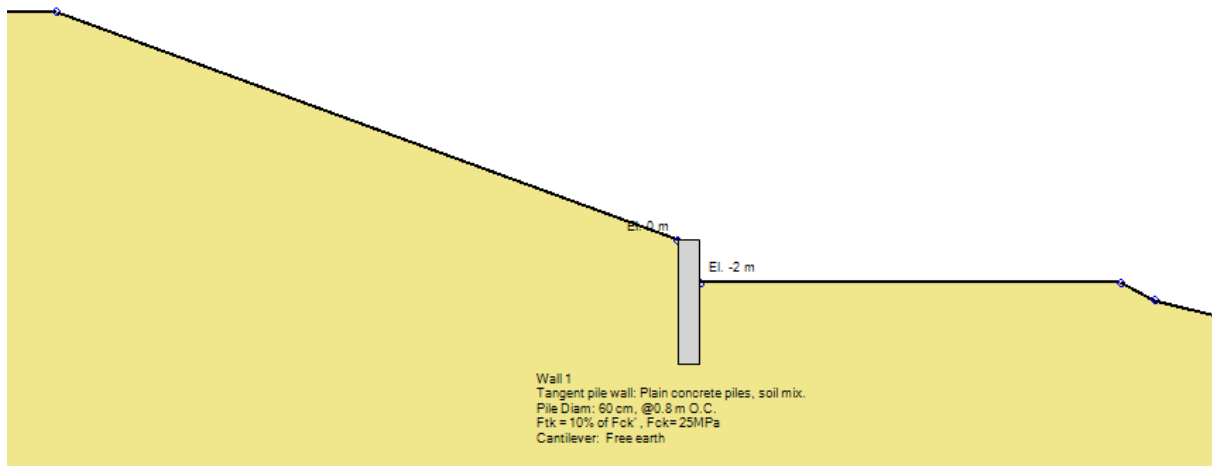
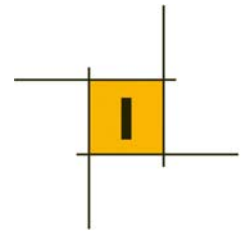


Fig. 6.6: Paratia di pali 600mm - Modello di calcolo

Le analisi condotte sull'opera forniscono i risultati mostrati nelle figure e nelle tabelle seguenti. Come già anticipato, le successive verifiche effettuate sugli elementi che compongono l'opera sono state eseguite facendo riferimento alle combinazioni di calcolo previste dalla normativa.



SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI

Si riportano le sollecitazioni allo SLU utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

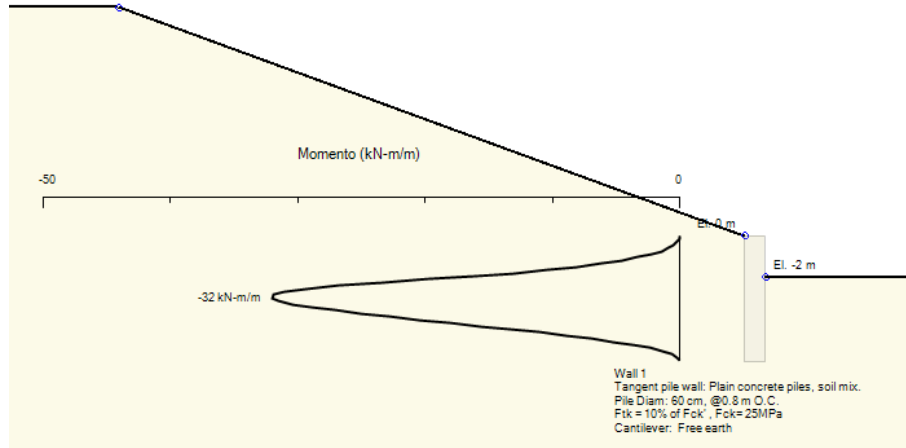


Fig. 6.7: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1)

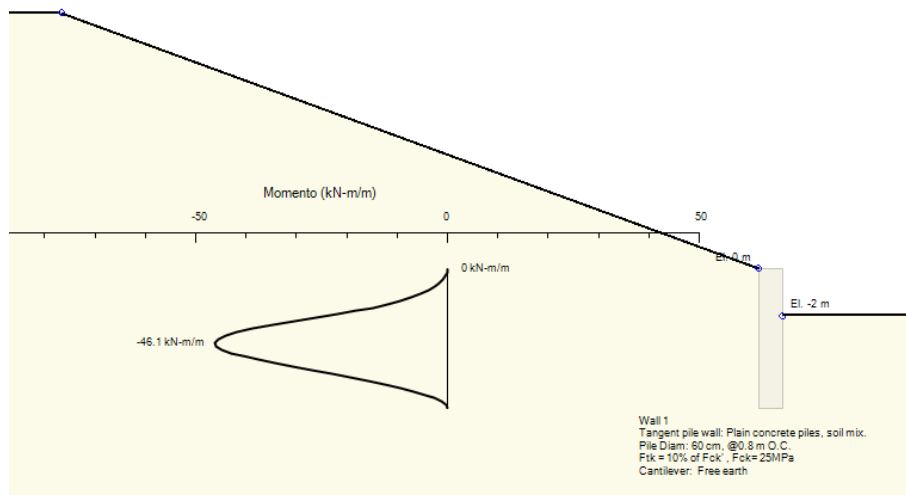


Fig. 6.8: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	32	0.8	26
SLV (EQK+M1+R1)	46	0.8	37

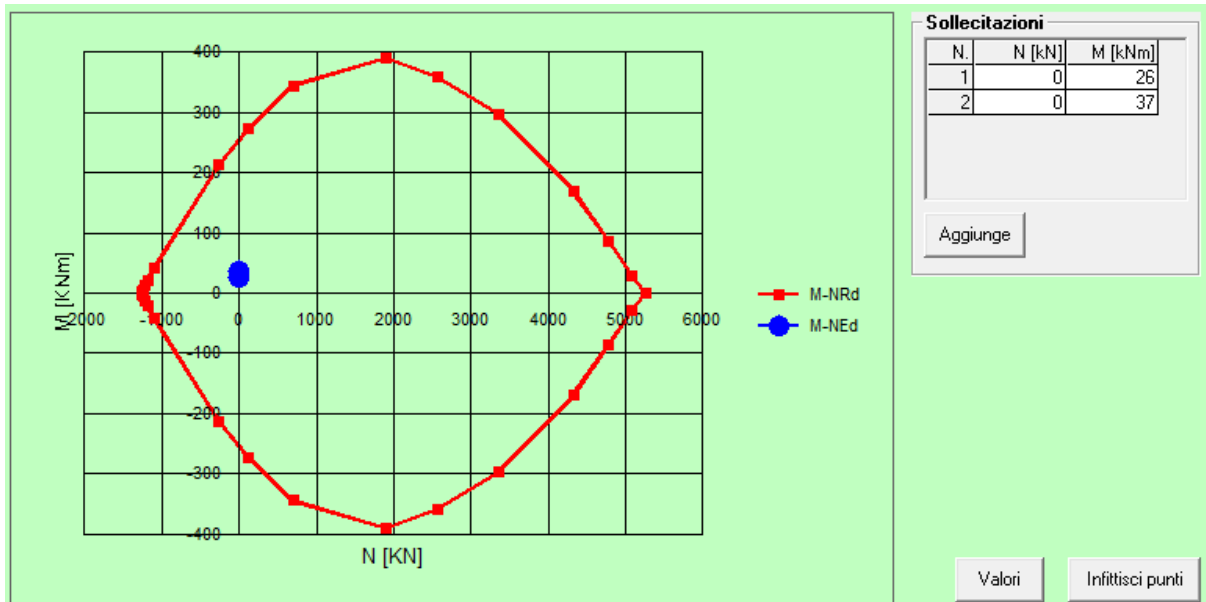


VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

L'armatura longitudinale è costituita da 16 barre $\varnothing 16\text{mm}$.

Il momento resistente della sezione trasversale del palo risulta essere pari a:

$M_{Rd}=256\text{kNm} > M_{\max}=37\text{ kNm}$. Si riporta il dominio di resistenza N-M.



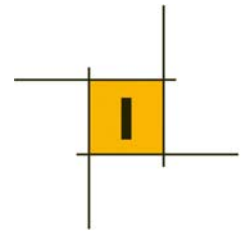
VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA

Per quanto riguarda le verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue di riportano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi nelle combinazioni specifiche SLU (A2+M2+R1).

	SLU statica	SLV sismica
	Combinazione 2: (A2+M2+R1)	Combinazione 2: (EQK+M2+R1)
FS fondo scavo	3.822	3.822
FS % passiva mobilitata	2.748	2.412

avendo posto:

- ✓ **FS fondo scavo:** rappresenta la stabilità del fondo scavo. La verifica non è soddisfatta per un valore < 1 .
- ✓ **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più si è vicini alla massima mobilitazione della spinta passiva.



VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORRIZZONTALI

Allo SLE, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia pari a circa 1.0 cm.
In relazione al tipo di opera in questione tali spostamenti risulta compatibili con l'opera.

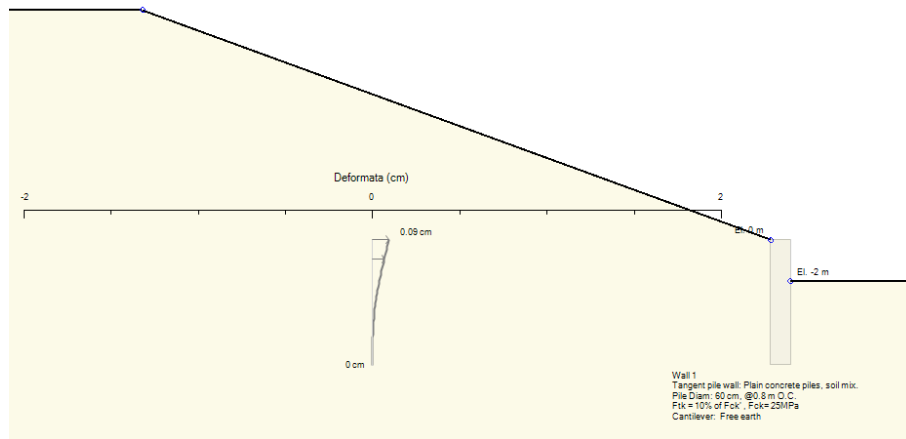


Fig. 6.9: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

6.3.2 Paratia Ø1000mm - sez. km 0+200 dell'Asse Principale

Lo schema geotecnico di calcolo fa riferimento a quanto affermato al capitolo 5.

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono così distinte.

- Fase 1) Condizione geostatica: corrisponde alla fase iniziale in cui il terreno è modellato secondo l'attuale geometria;
- Fase 2) Realizzazione della paratia e del cordolo;
- Fase 3) Scavo fino a quota -5.4m dalla testa della paratia;
- Fase 4) Applicazione del sisma.

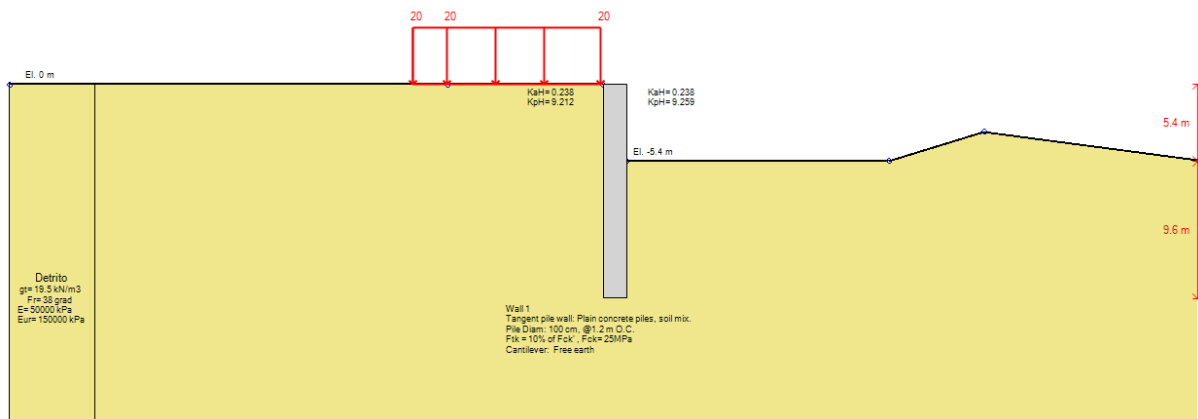
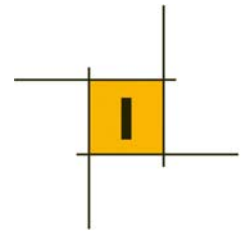


Fig. 6.10: Paratia di pali 1000mm - Modello di calcolo



SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI

Si riportano le sollecitazioni allo SLU utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

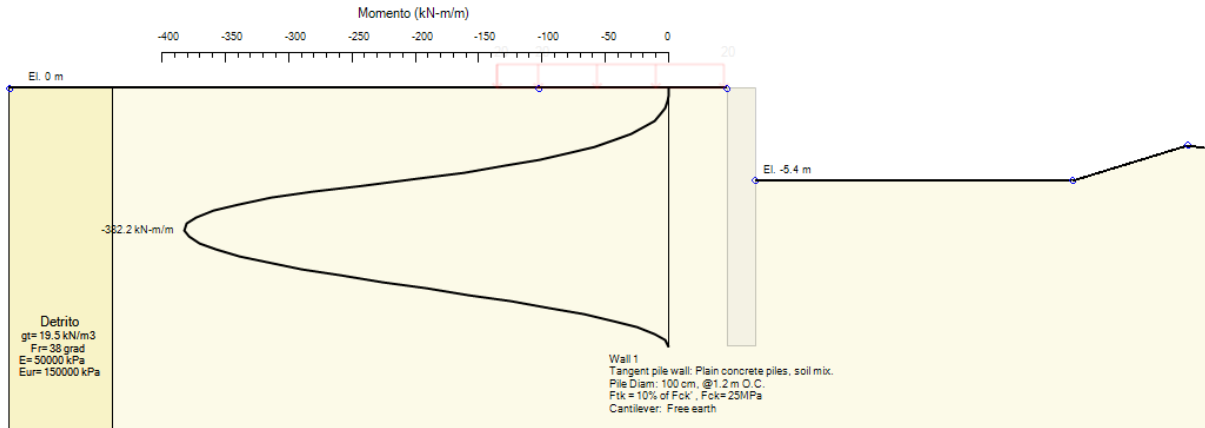


Fig. 6.11: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1)

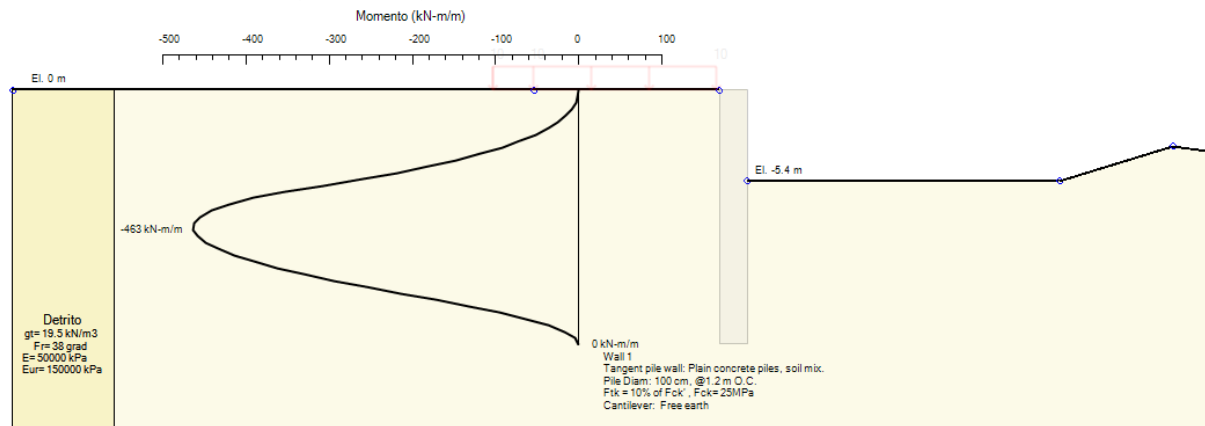
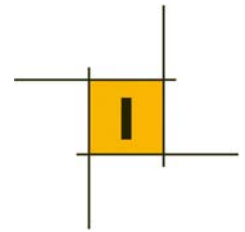


Fig. 6.12: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1)

<i>Paratia di pali</i>	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	382	1.2	459
SLV (EQK+M1+R1)	463	1.2	556

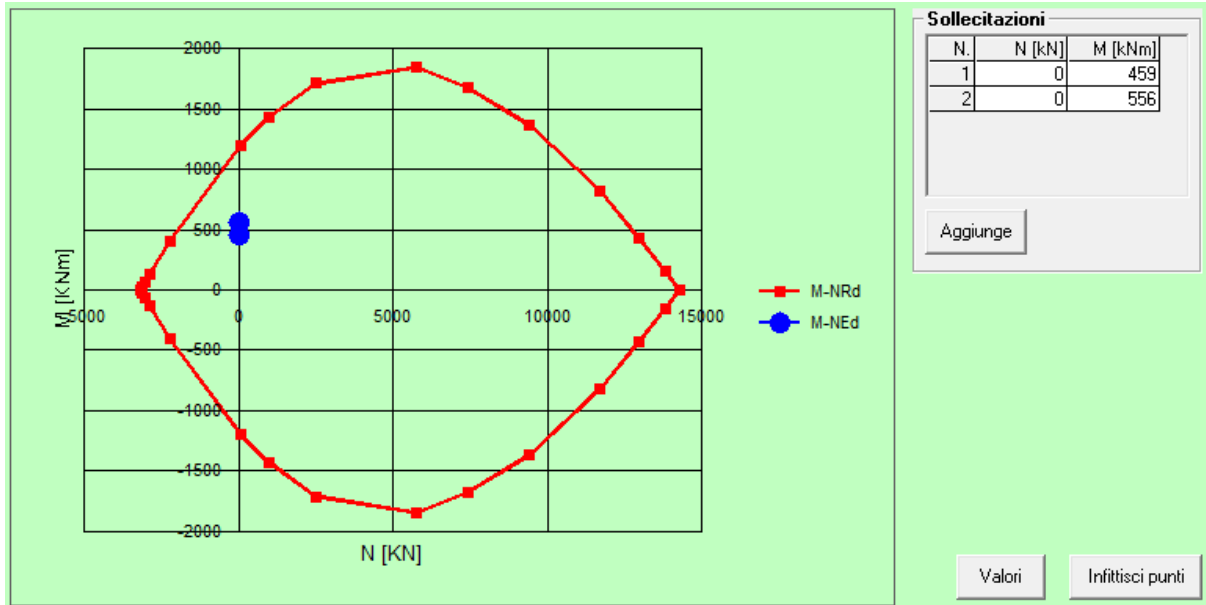


VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

L'armatura longitudinale è costituita da 18 barre $\varnothing 22\text{mm}$.

Il momento resistente della sezione trasversale del palo risulta essere pari a:

$M_{Rd}=1012 \text{ kNm} > M_{\max}=556 \text{ kNm}$. Si riporta il dominio di resistenza N-M.



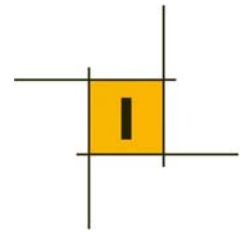
VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA

Per quanto riguarda le verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue di riportano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi nelle combinazioni specifiche SLU (A2+M2+R1).

	SLU statica	SLV sismica
	Combinazione 2: (A2+M2+R1)	Combinazione 2: (EQK+M2+R1)
FS fondo scavo	3.793	3.793
FS % passiva mobilitata	7.349	6.460

avendo posto:

- ✓ **FS fondo scavo:** rappresenta la stabilità del fondo scavo. La verifica non è soddisfatta per un valore < 1 .
- ✓ **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più si è vicini alla massima mobilitazione della spinta passiva.



VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORRIZZONTALI

Allo SLE, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia pari a circa 1.4 cm. In relazione al tipo di opera in questione tali spostamenti risulta compatibili con l'opera.

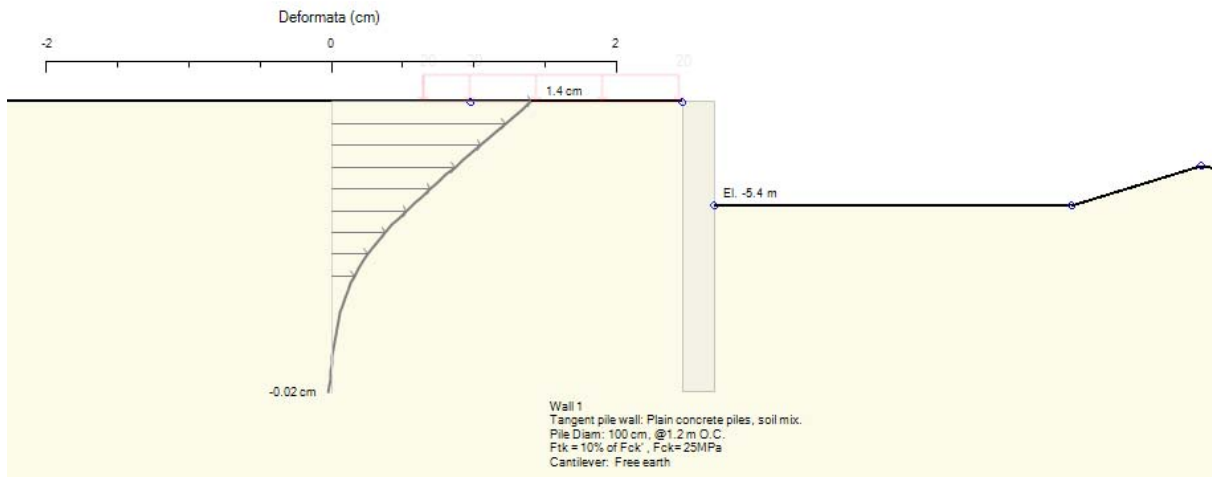


Fig. 6.13: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

6.3.3 Paratia $\varnothing 1200\text{mm}$ - sez. km 0+380 di via Senes

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono così distinte.

- Fase 1) Condizione geostatica: corrisponde alla fase iniziale in cui il terreno è modellato secondo l'attuale geometria;
- Fase 2) Realizzazione della paratia e del cordolo;
- Fase 3) Scavo fino a quota -8.0m dalla testa della paratia;
- Fase 4) Applicazione del sisma.

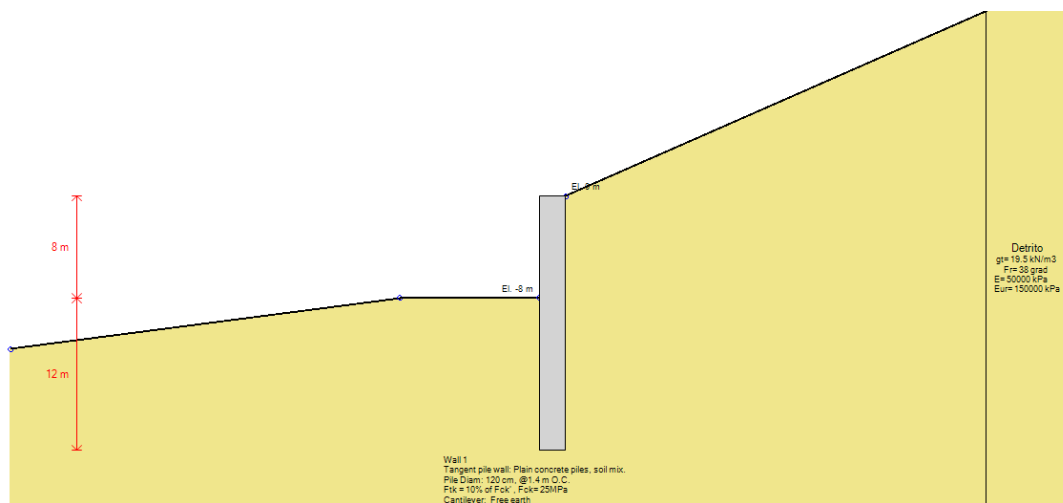
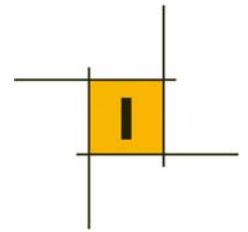


Fig. 6.14: Paratia di pali 1200mm - Modello di calcolo



SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI

Si riportano le sollecitazioni allo SLU utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

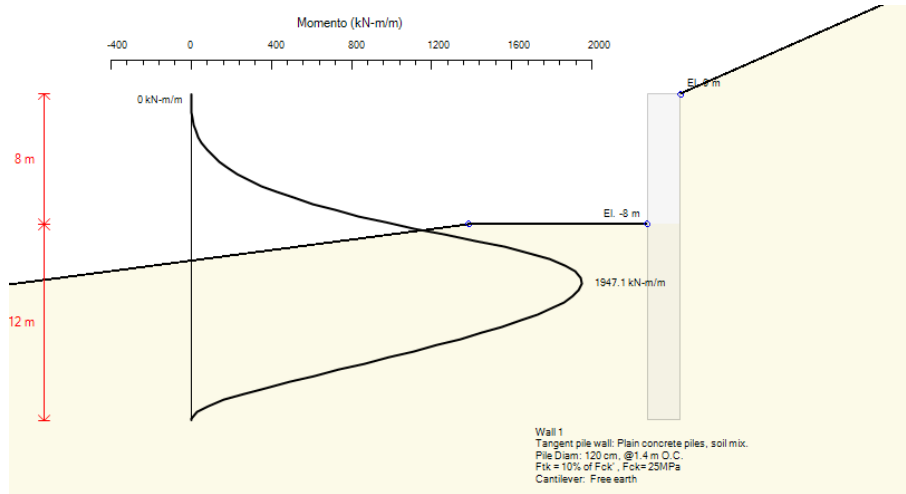


Fig. 6.15: Diagramma dei momenti flettenti SLU (A1+M1+R1)

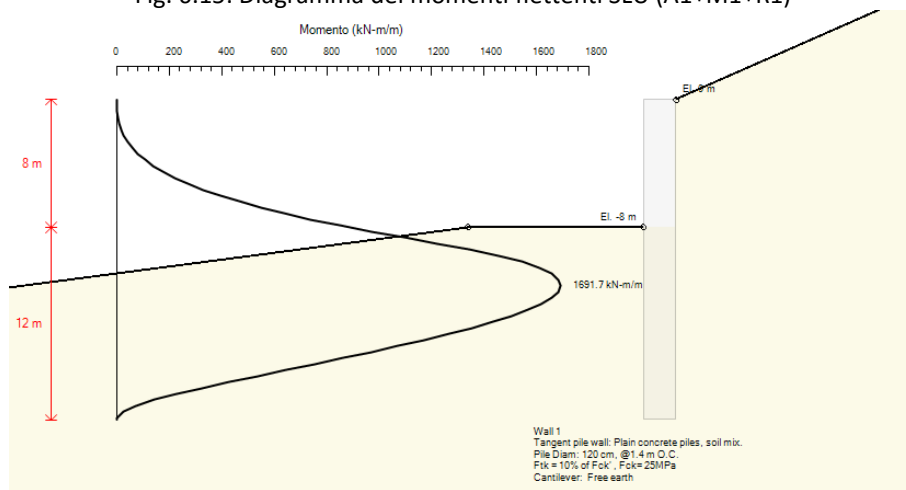


Fig. 6.16: Diagramma dei momenti flettenti SLV (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	1947	1.4	2726
SLV (EQK+M1+R1)	1692	1.4	2368

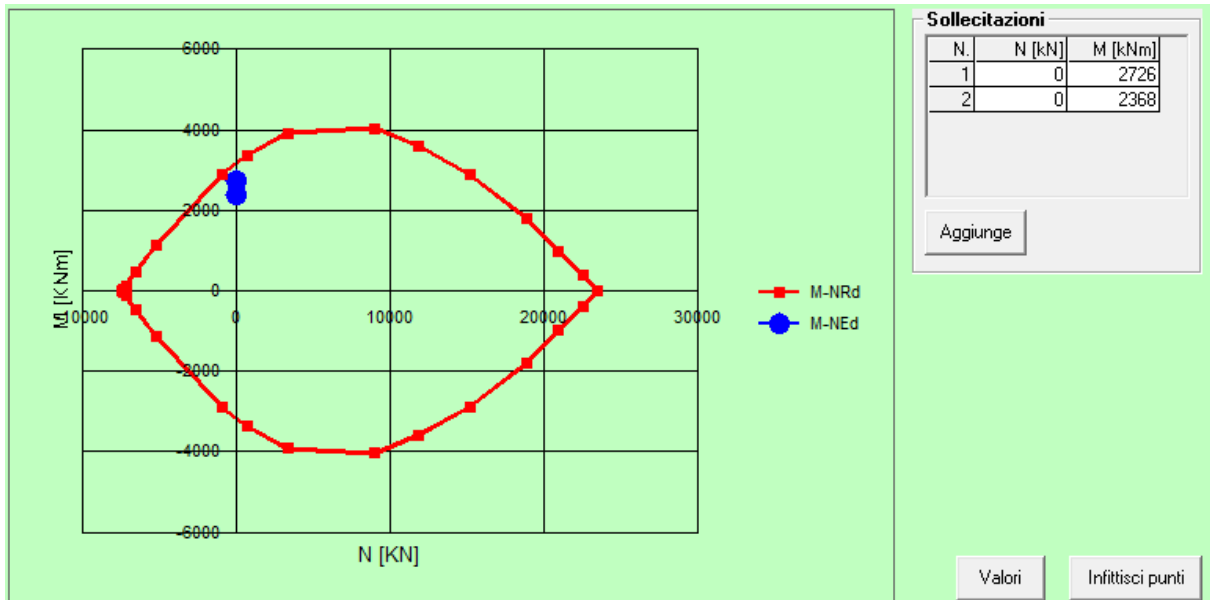


VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

L'armatura longitudinale è costituita da 18+18 barre $\varnothing 26\text{mm}$.

Il momento resistente della sezione trasversale del palo risulta essere pari a:

$M_{Rd}=3200 \text{ kNm} > M_{max}=2726 \text{ kNm}$. Si riporta il dominio di resistenza N-M.



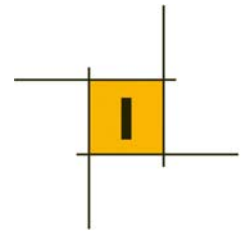
VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA

Per quanto riguarda le verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue di riportano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi nelle combinazioni specifiche SLU (A2+M2+R1).

	SLU statica	SLV sismica
	Combinazione 2: (A2+M2+R1)	Combinazione 2: (EQK+M2+R1)
FS fondo scavo	3.745	3.745
FS % passiva mobilitata	2.495	2.277

avendo posto:

- ✓ **FS fondo scavo:** rappresenta la stabilità del fondo scavo. La verifica non è soddisfatta per un valore < 1 .
- ✓ **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più si è vicini alla massima mobilitazione della spinta passiva.



VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORRIZZONTALI

Allo SLE, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia pari a circa 10 cm.

In relazione al tipo di opera in questione tali spostamenti risulta compatibili con l'opera.

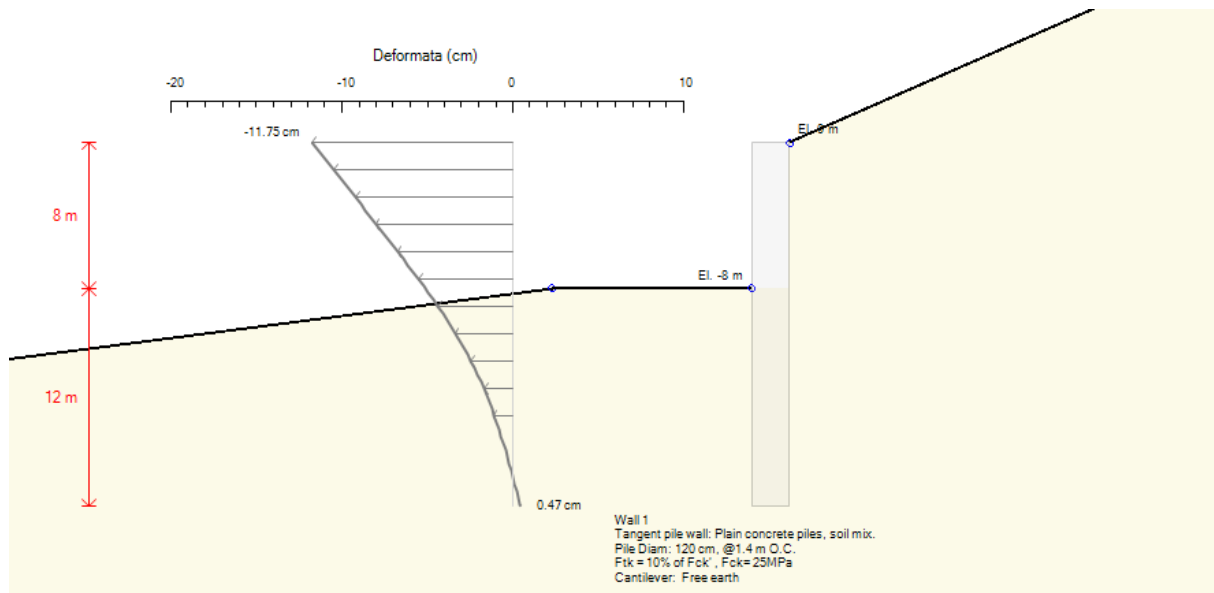


Fig. 6.17: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)



7 PARATIA DI MICROPALI TIRANTATA PROVVISORIALE

Nel tratto a mezzacosta, compreso tra le progressive km 1+840 e 1+940 dell'Asse principale, è prevista una paratia di micropali tirantata su più ordini provvisoriale necessaria allo scavo da eseguire per la realizzazione della galleria artificiale. Lo scavo massimo risulta pari a 13m con 4 ordini di tiranti, posti ad interasse verticale di 3.0m fra loro.

I micropali che costituiscono la paratia presentano diametro di perforazione $\varnothing 250\text{mm}$ e lunghezza 20m; l'armatura è costituita da un profilo tubolare in acciaio del diametro $\varnothing 168.3\text{mm}$ sp.=10mm.

I tiranti sono costituiti da 4 trefoli 0.6" super con lunghezza totale variabile da 20 a 26 m, di cui 10m di bulbo di fondazione, posti ad interasse pari a 2.10m.

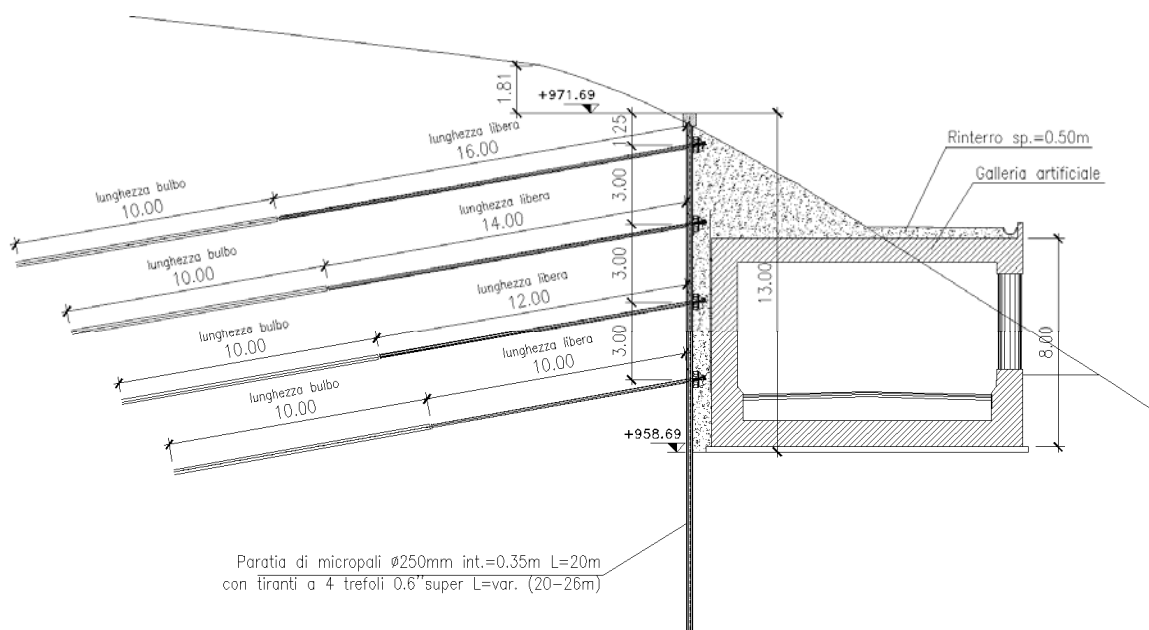


Fig. 7.1: Sezione tipo paratia di micropali

7.1 Criteri di verifica

I criteri di verifica della paratia di micropali risultano essere gli stessi utilizzati per le paratie di pali; per tale motivo si rimanda al paragrafo 6.1 per ulteriori dettagli.

Per ciò che riguarda invece i tiranti di ancoraggio si riportano di seguito i metodi di calcolo utilizzati per la determinazione della lunghezza libera del tirante e del bulbo di fondazione.

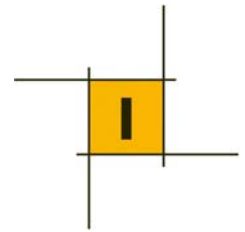
7.1.1 Lunghezza libera del tirante

La lunghezza libera del tirante è definita dalla intersezione dell'asse del tirante con un piano inclinato di $(45^\circ - \varphi'/2)$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0.2 \cdot h$. Si ha dunque:

$$L_{\min} = h' + d$$

con $h' = 0.2 \cdot h / \cos(45^\circ - \alpha - \varphi'/2)$

dove:



α = pendenza del terreno a monte;
 φ' = angolo d'attrito del terreno;
 h = altezza fuori scavo paratia
 t = infissione paratia
 h_i = profondità tirante
 $d = (h+t-h_i) \cdot \frac{\sin(45^\circ - \varphi'/2)}{\sin(45^\circ + \alpha + \varphi'/2)}$

7.1.2 Lunghezza del bulbo di fondazione

La lunghezza del bulbo di fondazione si ottiene attraverso la relazione:

$$L_b = T_{\max} / [\pi \cdot D_{n,\text{perf}} \cdot \alpha \cdot R_{ac} / (\xi_{sa3} \cdot \gamma_{Ra,t})]$$

con

T_{\max} = tiro massimo del tirante;
 $D_{n,\text{perf}}$ = diametro nominale di perforazione
 R_{ac} = tensione limite di attrito laterale

Il valore della tensione limite è stato valutato in maniera cautelativa considerando l'angolo di attrito stimato per i terreni interessati dal bulbo.

7.1.3 Resistenza a trazione dell'armatura del tirante

La determinazione del tiro iniziale T_{iniz} è sviluppata in modo che la trazione T nel tirante durante la vita prevista per la struttura rimanga sotto il limite:

$$T \leq 0.65 \cdot P_{tk} \quad \text{UNI EN 1537}$$

dove:

$P_{tk} = f_{ptk} \cdot n \cdot A_t$ è la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura
 n numero di trefoli del trefolo
 A_t area nominale del trefolo

Il tiro iniziale deve risultare inoltre:

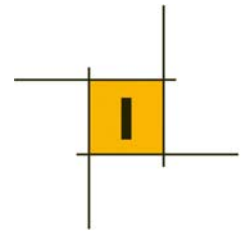
$$T_{\text{iniz}} \leq 0.6 \cdot P_{tk}$$

Per il singolo trefolo risulta dunque:

n° trefoli da 0.6''	A_t (mm ²)	P_{tk} (kN)	$T_{\text{iniz_max}}$ (kN)	T_{max} (kN)
1	139	258.5	155.1	168.0

7.2 Criteri di verifica allo Stato Limite Ultimo ed in condizioni sismiche

Per la paratia di micropali si fa riferimento a quanto affermato al paragrafo 6.2. Si ricorda che essendo l'opera vincolata con più livelli, il meccanismo di rottura per rotazione intorno ad un punto dell'opera stessa (combinazione GEO) non può verificarsi; in questo caso i dimensionamenti vengono effettuati con riferimento alla sola combinazione di tipo STR che considera unitari i coefficienti agenti sui parametri di resistenza dei



terreni (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1), mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera.

Inoltre, essendo l'opera di tipo provvisoria, le verifiche in condizioni sismiche vengono omesse ai sensi del DM 14/01/2008 §2.4.1.

7.2.1 Tiranti di ancoraggio

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali validi per le opere di sostegno e dei coefficienti parziali specifici per tali tipologie di elementi (tabelle 7.1).

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella tabella 7.1.

Tabella 7.1: DM 14/01/2008 - Coeff. Parziali per la resistenza degli ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

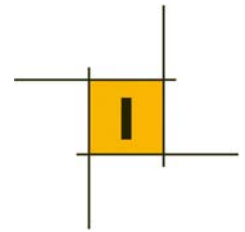
Nel presente caso il coefficiente parziale di sicurezza è pari a 1.1.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel presente caso si utilizzeranno i metodi analitici utilizzando i valori caratteristici geotecnici dedotti dalle prove in sito e di laboratorio.

Dunque il valore della resistenza caratteristica R_{ak} si valuta considerando il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.



$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Tabella 7.2: DM 14/01/2008 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tabella 7.3: DM 14/01/2008 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nel presente caso i coefficienti parziali ξ_{a3} e ξ_{a4} sono assunti rispettivamente pari 1.80 e 1.80, in quanto si prende in considerazione, cautelativamente, un solo profilo d'indagine a disposizione.

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

7.3 Risultati delle verifiche

7.3.1 Lunghezza libera del tirante

I tiranti di ancoraggio sono costituiti da 3 trefoli 0.6''.

La lunghezza libera è definita dalla intersezione con un piano inclinato di $(45^\circ - \varphi'/2)$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0.2 \cdot h$. Si ha dunque:

$$L = h' + d$$

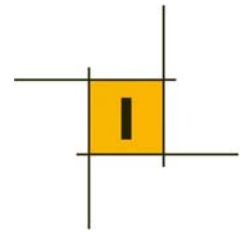
con $h' = 0.2 \cdot h / \cos(45^\circ - \alpha - \varphi'/2)$

dove:

a = pendenza del terreno a monte;

φ' = angolo d'attrito del terreno;

h = altezza fuori scavo paratia



t= infissione paratia

hi = profondità tirante

$$d = (h+t-h_i) \cdot \frac{\sin(45^\circ - \varphi'/2)}{\sin(45^\circ + \alpha + \varphi'/2)}$$

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA LIBERA DEL TIRANTE DI UNA PARATIA

H =	20	(m)	altezza totale della paratia
h _{i1} =	1.25	(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 1
h _{i2} =	4.25	(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 2
h _{i3} =	7.25	(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 3
h _{i4} =	10.25	(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 4
h _{i5} =		(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 5
h _{i6} =		(m)	distanza dalla testa della paratia al tirante 6
φ'	35	(°)	angolo di resistenza al taglio del terreno spingente
α	10	(°)	angolo di inclinazione dei tiranti
h	13	(m)	altezza fuori scavo
h'	2.73	(m)	incremento di sicurezza per la lunghezza libera
a _g /g =	0.167		accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
F ₀ =			fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento
Categoria di suolo	B		Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
Categoria topografica	T1		Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
S ₃ =	1.2		coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica
S _T =	1.0		coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica
a _{max} /g =	0.200		accelerazione orizzontale massima attesa al sito

Condizioni statiche					
L _{i1}	L _{i2}	L _{i3}	L _{i4}	L _{i5}	L _{i6}
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
11.8	10.4	8.9	7.4		

$$L_{ii} = h' + (H - h_{ii}) \cdot \frac{\sin\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right)}{\sin\left(45 + \frac{\varphi'}{2} + \alpha\right)}$$

Condizioni sismiche (D.M. 14/01/2008 par. 7.11.6.4)					
L _{e_11}	L _{e_12}	L _{e_13}	L _{e_14}	L _{e_15}	L _{e_16}
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
15.4	13.5	11.6	9.7		

$$L_{ei} = L_{ii} \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{a_{max}}{g}\right)$$

7.3.2 Paratia di micropali

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia di micropali sono così distinte:

- Fase 1) Condizione geostatica: corrisponde alla fase iniziale in cui il terreno è modellato secondo l'attuale geometria;
- Fase 2) Realizzazione della paratia e del cordolo;
- Fase 3) Scavo fino a quota -1.75m dalla testa della paratia;
- Fase 4) Realizzazione del 1° ordine di tiranti;
- Fase 5) Scavo fino a quota -4.75m dalla testa della paratia;
- Fase 6) Realizzazione del 2° ordine di tiranti;
- Fase 7) Scavo fino a quota -7.75m dalla testa della paratia;
- Fase 8) Realizzazione del 3° ordine di tiranti;



Fase 9) Scavo fino a quota -10.75m dalla testa della paratia;

Fase 10) Realizzazione del 4° ordine di tiranti;

Fase 11) Scavo fino a quota -13.0 m dalla testa della paratia.

Si mostra di seguito il modello realizzato per l'analisi.

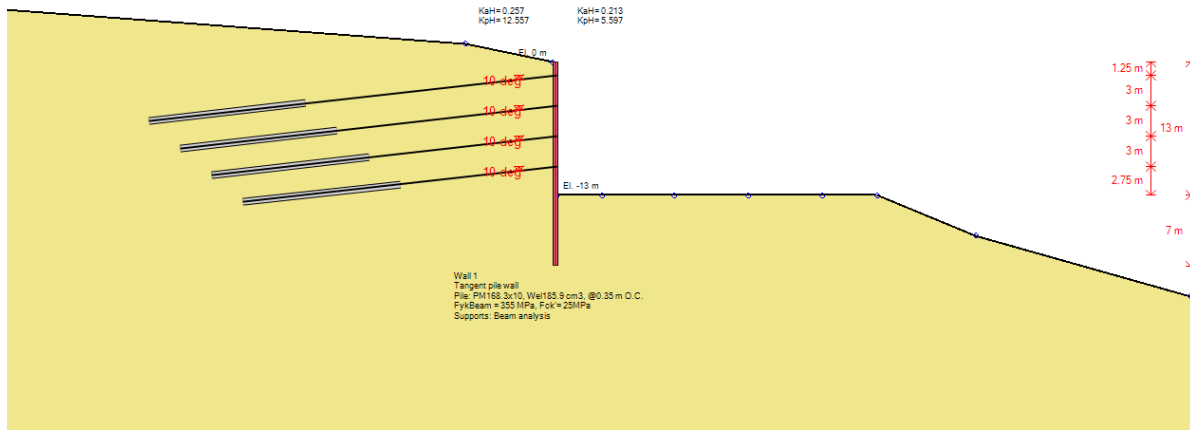


Fig. 7.2: Modello di calcolo

SOLLECITAZIONI AGENTI SUI MICROPALI

Si riportano le sollecitazioni allo SLU (A1+M1+R1) utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

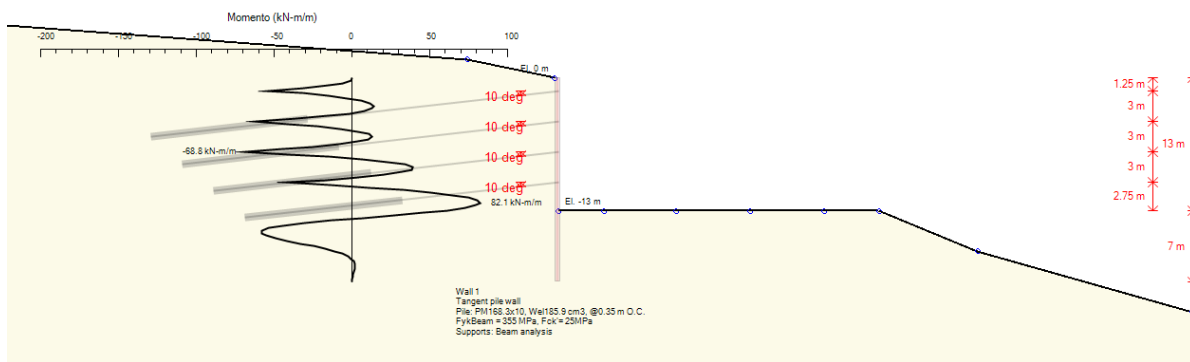


Fig. 7.3: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

<i>Paratia di micropali</i>	M [kNm/m]	$i_{micropali}$ [m]	$M_{micropalo}$ [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	111	0.35	39

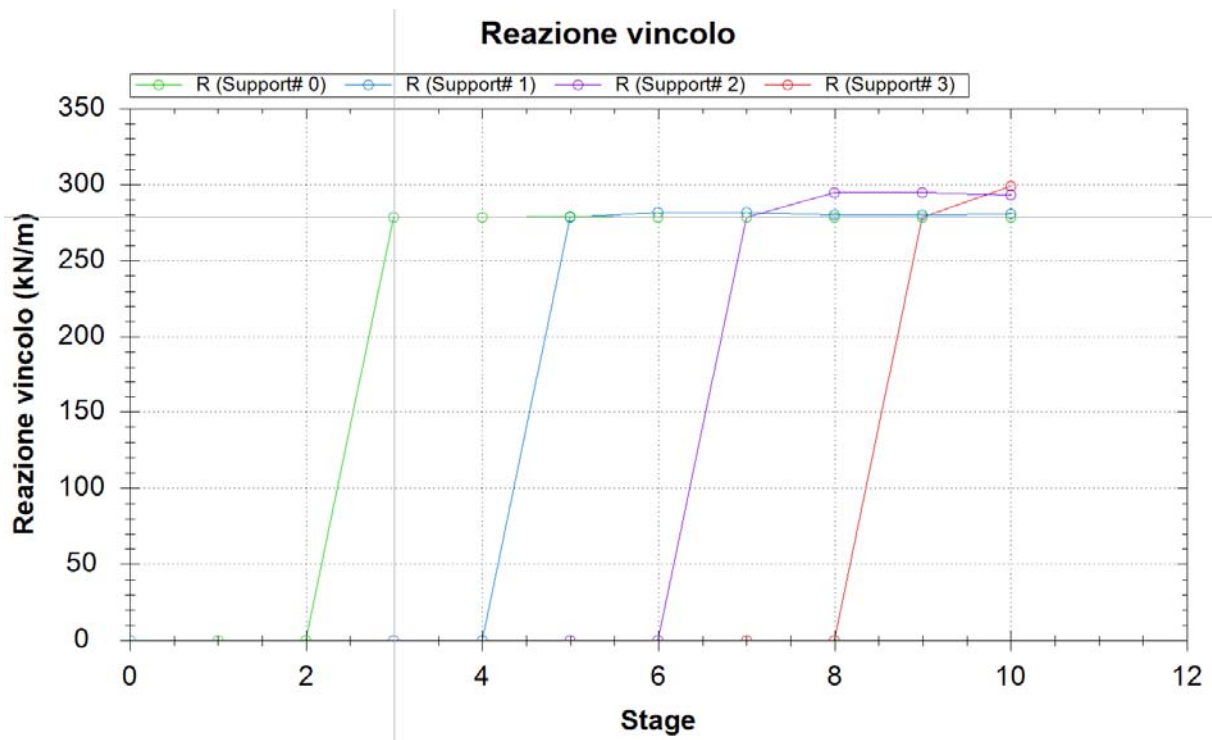
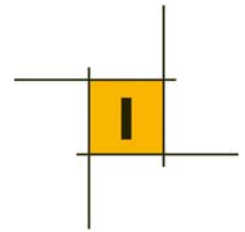


Fig. 7.4: Reazione del tirante

Tirante	R_{max} [kN/m]	$i_{tirante}$ [m]	$R_{tirante}$ [kN]
SLU (A1+M1+R1)	298.7	2.10	627



VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI

L'armatura presente nei micropali è costituita da profili tubolari (acciaio S355J0) di diametro 168.3mm e spessore 10 mm. Di seguito si mostra la verifica strutturale del tubo considerando le sollecitazioni agenti.

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	168.30 [mm]
Spessore nominale	t	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	148.30 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	49.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	1564 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.61 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	186 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	251 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3128 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	372 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	168.30 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.83 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	57 [kN]	
A _V	31.7 [cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05	
V _{c,Rd}	618 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad \text{[MPa]}$		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	39 [kNm]	
M _{c,Rd}	85 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	0 [kN]	
N _{c,Rd}	1681 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo

VERIFICHE TENSIONALI - SLE				
V _{SLE}	44 [kN]	τ	14 [MPa]	
M _{SLE}	30 [kNm]	σ _M	161 [MPa]	
N _{SLE}	0 [kN]	σ _N	0 [MPa]	
		σ _{TOT}	163 [MPa]	ok



VERIFICA STRUTTURALE E GEOTECNICA DEI TIRANTI

I tiranti sono costituiti da 4 trefoli 0.6''super, la cui area nominale è pari a 150 mm². Il tiro iniziale è pari a 600 kN mentre quello massimo allo SLU, a cui sono sottoposti, è pari a 627 kN.

Sulla base di quanto prescritto dalla norma UNI EN 1537, risulta:

$$P_{tk} = f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = (1860 \text{ MPa}) \cdot 4 \cdot (150 \text{ mm}^2) = 1116 \text{ kN} \quad \text{resistenza caratteristica a trazione dell'armatura}$$

$$T_{iniz} = 600 \text{ kN} \leq T_{iniz_max} = 0.6 \cdot P_{tk} = 0.6 \cdot 1116 \text{ kN} = 670 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$T_{max} = 627 \text{ kN} \leq T = 0.65 \cdot P_{tk} = 0.65 \cdot 1116 \text{ kN} = 725 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

ooooo

La lunghezza del bulbo di fondazione si ottiene attraverso la relazione che segue:

$$L_{b_min} = T_{max} / [\pi \cdot D_{n,perf} \cdot \alpha \cdot R_{ac} / (\xi_{a3} \cdot \gamma_{Ra,t})]$$

con

$T_{max} = 627 \text{ kN}$ tiro massimo del tirante;

$D_{n,perf} = 110 \text{ mm}$ diametro nominale di perforazione

$\alpha = 1.2$ coefficiente moltiplicativo in funzione del tipo di iniezione (IRS)

$R_{ac} = 0.4 \text{ MPa}$ adesione limite per attrito laterale

$\gamma_{Ra,t} = 1.1$ coeff. parziale per ancoraggi temporanei

$\xi_{a3} = 1.75$ coeff. parziale per la resist. caratt. dei tiranti in funzione dei profili d'indagine

$L_{b_min} = 7.50 \text{ m}$ lunghezza minima del bulbo di ancoraggio

Essendo la lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 10.0m, la verifica risulta soddisfatta.

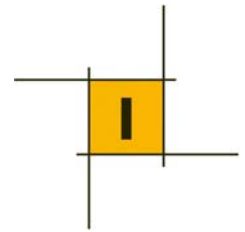
VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA

Per quanto riguarda le verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue di riportano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi nella combinazione specifica (A2+M2+R1).

	SLU statica
	Combinazione 2: (A2+M2+R1)
FS fondo scavo	3.597
FS % passiva mobilitata	2.370

avendo posto:

- ✓ **FS fondo scavo:** rappresenta la stabilità del fondo scavo. La verifica non è soddisfatta per un valore < 1.
- ✓ **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle. Quanto più il valore di tale coefficiente è vicino ad 1, tanto più si è vicini alla massima mobilitazione della spinta passiva.



VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORRIZZONTALI

Allo SLE, analizzando tutte le fasi di calcolo, si individuano deformazioni massime della paratia di circa 3.5 cm. Data la provvisorialità dell'opera, tale valore risulta compatibile con l'opera stessa.

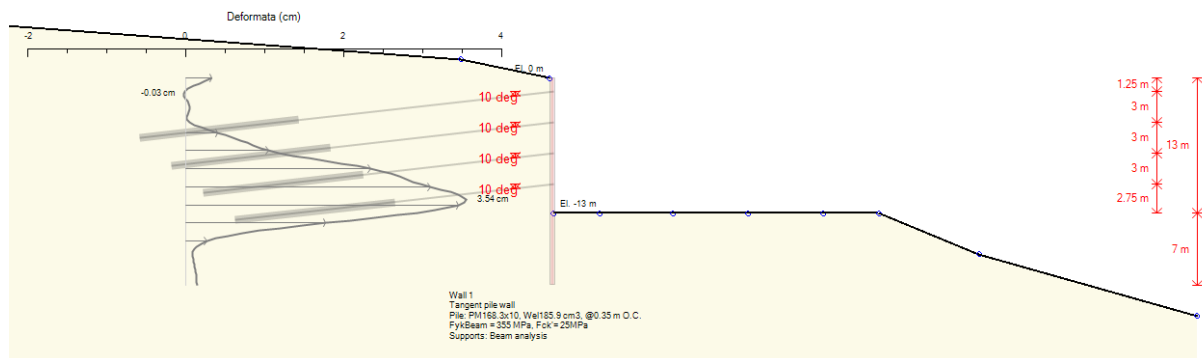


Fig. 7.5: Diagramma degli spostamenti orizzontali massimi allo SLE