

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

NUOVA DIGA

STUDIO GEOTECNICO

**NUOVA VIABILITA' DI ACCESSO
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

ELABORATO N.

RD8.4

ATTIVITÀ SPECIALISTICA:



(Geol. Ing. Massimo PIETRANTONI)

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento
Data

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

AT

CONTROLLO

MP

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMI GEOTECNICI	3
3. TIPOLOGIE DEI MURI.....	4
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
6. METODOLOGIA DI VERIFICA.....	10
6.1. SPINTA DELLE TERRE	10
6.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	11
6.3. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO MICROPALO	12
6.4. VERIFICA DEI MICROPALI ALLE FORZE ORIZZONTALI.....	14
6.5. VERIFICHE STATICHE DEI TIRANTI.....	16
7. CRITERI DI VERIFICA ALLA STATO LIMITE ULTIMO ED IN CONDIZIONI SISMICHE	
18	
7.1. OPERE DI SOSTEGNO: MURI.....	18
7.2. OPERE DI FONDAZIONE: MICROPALI	20
7.3. TIRANTI DI ANCORAGGIO	21
8. RISULTATI DELLE VERIFICHE	23
8.1. MURO DI SOSTEGNO TIPO 1: H=0 – 1.5 M.....	23
8.1.1. <i>Verifica al ribaltamento (SLU).....</i>	<i>24</i>
8.1.2. <i>Verifica allo scorrimento (SLU).....</i>	<i>24</i>
8.1.3. <i>Verifica della capacità portante del terreno di fondazione (SLU).....</i>	<i>25</i>
8.1.4. <i>Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU).....</i>	<i>25</i>
8.1.5. <i>Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU).....</i>	<i>25</i>
8.1.6. <i>Verifiche di esercizio (SLE).....</i>	<i>26</i>
8.2. MURO DI SOSTEGNO TIPO 2: H=1.5 – 2.5 M.....	27
8.2.1. <i>Verifica al ribaltamento (SLU).....</i>	<i>27</i>
8.2.2. <i>Verifica allo scorrimento (SLU).....</i>	<i>28</i>
8.2.3. <i>Verifica della capacità portante del terreno di fondazione (SLU).....</i>	<i>28</i>
8.2.4. <i>Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU).....</i>	<i>28</i>
8.2.5. <i>Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU).....</i>	<i>29</i>
8.2.6. <i>Verifiche di esercizio (SLE).....</i>	<i>30</i>
8.3. MURO DI SOSTEGNO TIPO 3: H=2.5 – 4.5 M.....	31
8.3.1. <i>Verifica al ribaltamento (SLU).....</i>	<i>31</i>
8.3.2. <i>Verifica a scorrimento (SLU).....</i>	<i>32</i>
8.3.3. <i>Sollecitazioni in testa ai micropali</i>	<i>32</i>
8.3.4. <i>Verifica della lunghezza dei micropali (SLU).....</i>	<i>33</i>
8.3.5. <i>Verifiche di esercizio (SLE).....</i>	<i>35</i>
8.3.6. <i>Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura (SLU) ...</i>	<i>35</i>
8.3.7. <i>Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU).....</i>	<i>37</i>
8.3.8. <i>Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU).....</i>	<i>38</i>
8.4. MURO DI SOSTEGNO TIPO 4: H=4.5 – 6.0 M.....	39
8.4.1. <i>Verifica al ribaltamento (SLU).....</i>	<i>39</i>
8.4.2. <i>Verifica a scorrimento (SLU).....</i>	<i>40</i>
8.4.3. <i>Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU).....</i>	<i>40</i>

8.4.4.	Verifica della lunghezza dei micropali (SLU).....	41
8.4.5.	Verifiche di esercizio (SLE).....	42
8.4.6.	Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura	42
8.4.7.	Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica.....	45
8.4.8.	Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica.....	47
8.4.9.	Verifica del tirante	48
8.5.	MURO DI SOSTEGNO TIPO 4: H=4.5 – 6.0 M – PRESENZA D’ACQUA A TERGO DEL MURO.....	51
8.5.1.	Verifica al ribaltamento (SLU).....	51
8.5.2.	Verifica a scorrimento (SLU)	51
8.5.3.	Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU)	51
8.5.4.	Verifica della lunghezza dei micropali (SLU).....	52
8.5.5.	Verifiche di esercizio (SLE).....	54
8.5.6.	Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura	54
8.5.7.	Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica.....	56
8.6.	MURO DI SOSTEGNO TIPO 4: H=4.5 – 6.0 M – RILASCIO DEL TIRANTE.....	59
8.6.1.	Verifica al ribaltamento (SLU).....	59
8.6.2.	Verifica a scorrimento (SLU)	59
8.6.3.	Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU)	59
8.6.4.	Verifica della lunghezza dei micropali (SLU).....	60
8.6.5.	Verifiche di esercizio (SLE).....	61
8.6.6.	Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura	62
8.6.7.	Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica.....	64
9.	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI TAGLI	67
9.1.	SEZIONE 7	69
9.2.	SEZIONE 9	70
9.3.	SEZIONE 17.....	72

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche relative alla strada di accesso alla diga compresa nelle opere da realizzare per il "Nuovo invaso sul torrente Sessera".

Di seguito sono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica dei muri di sottoscarpa presenti lungo il lato valle della strada stessa e le verifiche di stabilità globale in seguito ai tagli a monte necessari alla realizzazione della stessa strada. L'area in esame ricade in zona sismica 4 secondo la vigente classificazione del territorio nazionale (Ordinanza n.3274 del 08/05/2003). Le verifiche sismiche sono state condotte secondo quanto previsto nella citata ordinanza e successivi aggiornamenti, facendo riferimento alle "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 14/1/2008.

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geotecnica adottata per i calcoli si rimanda alla documentazione geologica e alla relazione Geotecnica generale sulla diga.

2. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMI GEOTECNICI

Nell'ambito dei lavori per la costruzione della diga è prevista la realizzazione di due diverse strade di accesso che serviranno sia per la fase costruttiva sia ad opera ultimata per l'accesso alla diga e agli organi di controllo.

Sono previsti due distinti tracciati. Il primo (denominato strada A) si stacca dalla stradina esistente a quota 905 (all'altezza di un fabbricato esistente su tornante) e con uno sviluppo complessivo di circa 500m arriva a quota 960 circa in corrispondenza della futura spalla sinistra della diga.

Il secondo (strada B) si stacca sempre dalla stradina esistente, ma poco più a monte rispetto alla strada A, a quota 914 circa, e con un tracciato di circa 250m scende in quota fino a 889 circa in corrispondenza del futuro manufatto di imbocco della galleria di collegamento alla galleria esistente.

In considerazione della forte acclività del versante i tracciati necessitano di scavi di sbancamento e di opere di sottoscarpa anche di una certa importanza tecnica.

Poiché gli scavi interessano sempre ammassi rocciosi, è stata decisa una profilatura dei tagli con pendenza $h/b=5/1$, di altezza 10m, interrotti da banche orizzontali larghe 2m. Tenuto conto dell'uso che verrà fatto della strada anche ad opera ultimata, è stato deciso un intervento di rafforzamento e consolidamento della porzione corticale della roccia tramite rete metallica, spritz-beton e chiodature.

Per le opere di sottoscarpa è stata individuata una tipologia di muri che riducesse al minimo la necessità di scavi per la realizzazione delle fondazioni. La tipologia dei muri adottata è descritta nel capitolo successivo.

3. TIPOLOGIE DEI MURI

I muri di sostegno si sviluppano lungo la strada di accesso (lato valle) nel tratto A-A; tale opera si rende necessaria per sostenere la carreggiata stradale nei tratti a mezza costa. Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico dell'area interessata dall'intervento.

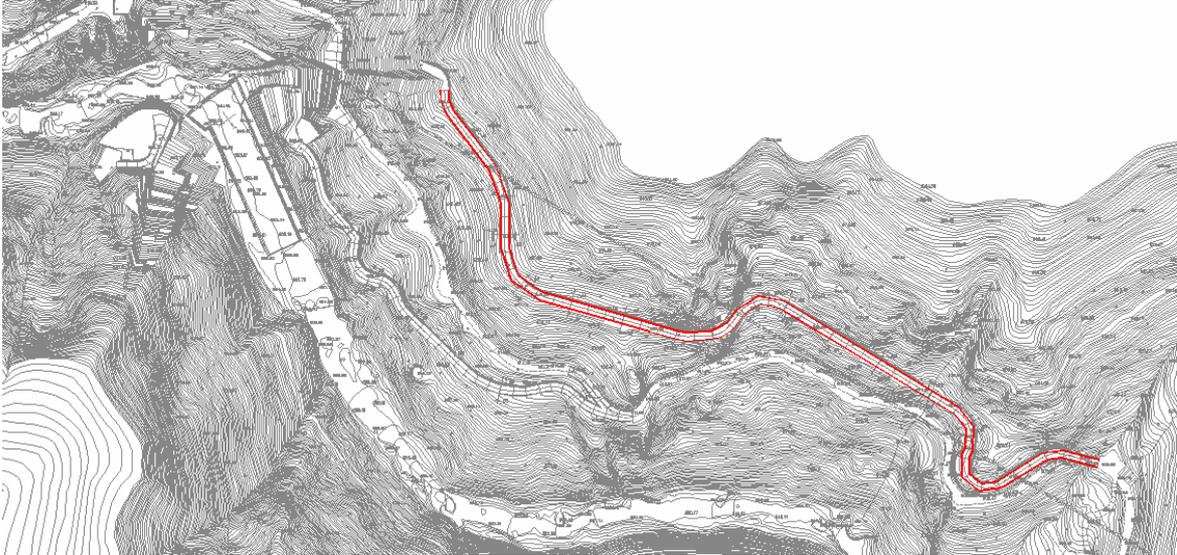


Figura 1 - Inquadramento planimetrico strada di accesso: Tratto A-A

I muri di sostegno possono essere divisi in 4 tipologie differenti, in funzione dell'altezza del paramento verticale e secondo lo schema che segue:

- TIPO 1: altezza paramento da 0.0m e 1.5m;
- TIPO 2: altezza paramento da 1.5m a 2.5m;
- TIPO 3: altezza paramento da 2.5m a 4.5m;
- TIPO 4: altezza paramento da 4.5m a 6.0m.

In tutti e quattro i casi la struttura in elevazione presenta una scarpa lato monte costante e pari a 1/10; le fondazioni risultano essere di tipo diretto nelle prime 2 tipologie e su micropali per le tipologie 3 e 4. I micropali, con diametro di perforazione $\varnothing 200\text{mm}$ e lunghezza pari a 12.0m, sono armati con tubo in acciaio $\varnothing 168.3\text{mm}$ sp.=10mm e risultano essere disposti su 2 allineamenti distanti 1.8m in direzione trasversale; l'interasse dei micropali in direzione longitudinale al muro (lungo lo sviluppo del muro stesso) è pari a 1.5m per entrambi gli allineamenti. Per la tipologia di muro con altezza maggiore è, inoltre, previsto un ordine di tiranti costituiti da 3 trefoli 0.6" con bulbo di fondazione pari a 6.0m e lunghezza libera pari a 8.0m.

Nelle figure che seguono si mostrano le sezioni trasversali per le quattro tipologie di muro previste.

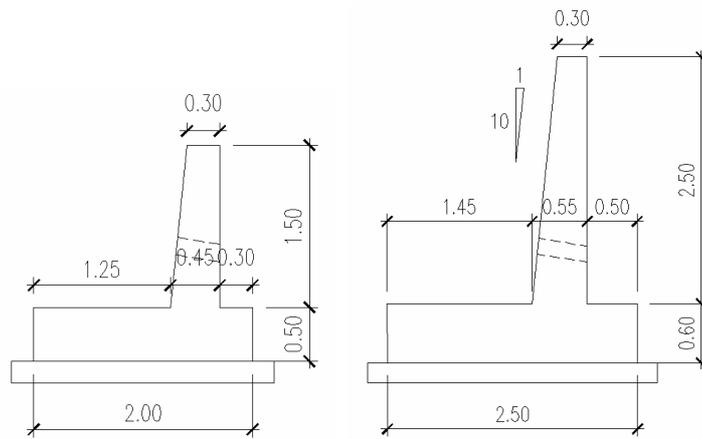


Figura 2 - TIPO 1 e TIPO 2: sezione trasversale muri

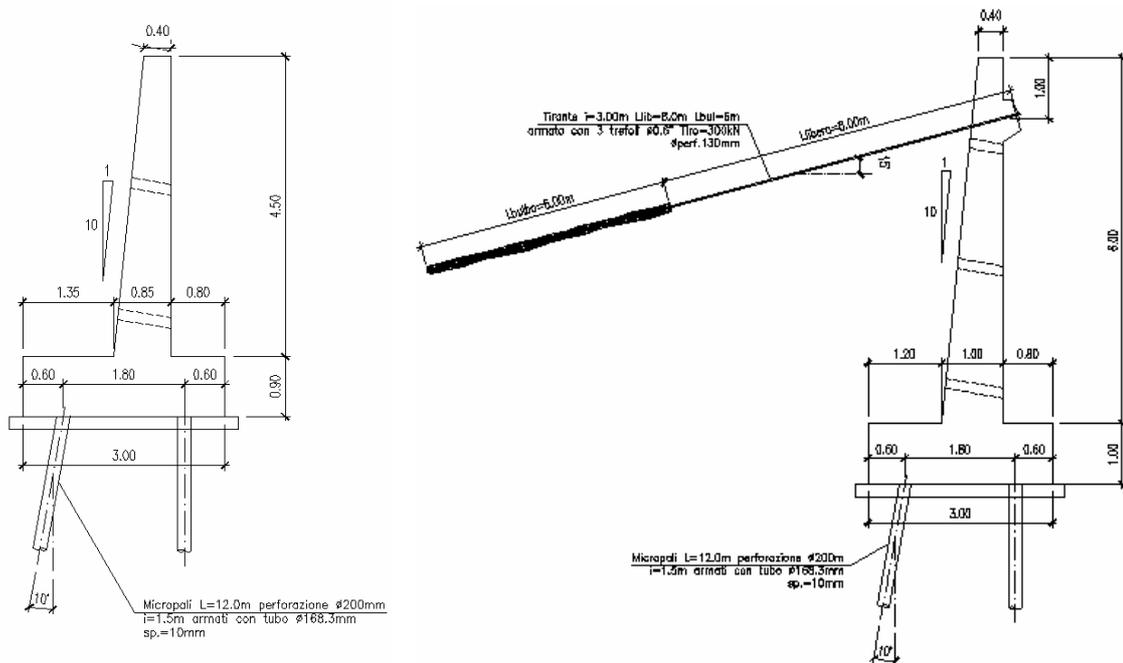


Figura 3 - TIPO 3 e TIPO 4: sezione trasversale muri

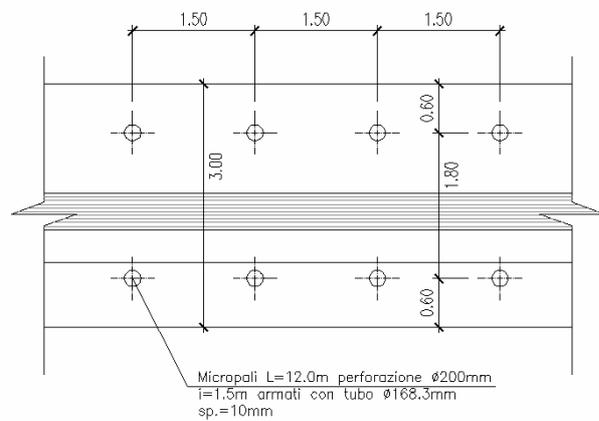


Figura 4 - TIPO 3 e TIPO 4: disposizione planimetrica micropali

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche relative alle condizioni più gravose per le quattro tipologie di muri, considerando le configurazioni di esercizio della struttura in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Nelle verifiche effettuate, lo schema geotecnico utilizzato considera come terreno di riempimento (e quindi come terreno spingente sul paramento del muro) il materiale proveniente dagli scavi e come terreno di fondazione la parte più superficiale e alterata della formazione rocciosa presente in loco e ampiamente descritta nella relazione geologica allegata al progetto.

Nella tabella riassuntiva che segue, si riportano sinteticamente i parametri geotecnici utilizzati; si precisa che i valori caratteristici utilizzati (ridotti per le verifiche allo SLU) del terreno di fondazione fanno riferimento alla linearizzazione di Mohr-Coulomb ottenuta a partire dai parametri di Hoek-Brown relativi alla parte più alterata dell'ammasso roccioso ($\sigma_c=80$ MPa; $GSI=50$; $m_i=27$; $D=0.7$).

Parametri	Terreno di riempimento	Terreno di fondazione
Peso di volume γ (kN/m ³)	24	29
Coesione efficace (kPa)	0	450
Angolo di attrito efficace (°)	38	50

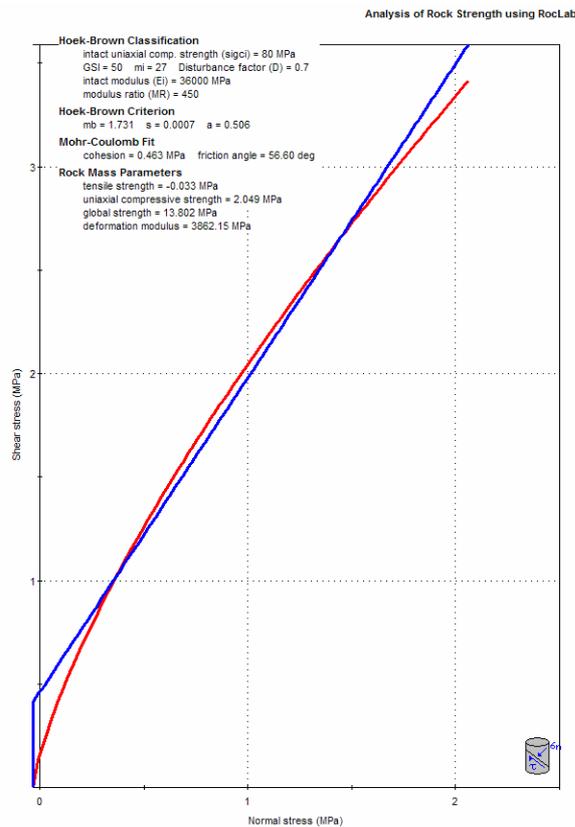


Figura 5 - Criterio di Hoek-Brown: curva intrinseca

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- 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.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- Raccomandazioni AICAP Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per getti in opera C28/35 ($R_{ck} \geq 35\text{MPa}$)

$R_{ck} \geq 35\text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} \geq 29.05\text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \geq 37.05\text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica media
$E_c = 32588\text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.00\text{ kN/m}^3$	peso specifico
classe di esposizione XC4	
rapporto A/C ≤ 0.50	
Stato limite ultimo SLU:	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 29.05 / 1.5 = 16.46\text{ MPa}$	
Stato limite di esercizio SLE:	
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43\text{ MPa}$	(compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)
$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 13.07\text{ MPa}$	(compressione), combinazione di carico quasi permanente

Micropali

$R_{ck} \geq 30\text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
rapporto A/C ≤ 0.50	
cemento 600 kg/mc di impasto	
fluidificanti non aerati ed eventuali bentonite $< 4\%$ del peso del cemento	
Acciaio per tubo d'armatura S355J0	

Acciaio armatura ordinaria, barre ad aderenza migliorata Tipo B450C

B450C (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} \geq 450.00\text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} \geq 391.30\text{ MPa}$	tensione caratteristica di calcolo
$E_s = 210000\text{ MPa}$	modulo elastico
Stato limite ultimo SLU:	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30\text{ MPa}$	
Stato limite di esercizio SLE:	
$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.0\text{ MPa}$	

Caratteristiche miscele di iniezione tiranti (tipo IRS)

Cemento d'altoforno o pozzolanico 100 kg/mc
rapporto A/C $\leq 0.4 - 0.45$

eventuali additivi fluidificanti ed antiritiro (non aeranti)

$R_{ck} \geq 30$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

Bulbo di fondazione dei tiranti effettuato con 2 valvole al metro lineare

Il diametro di perforazione dei tiranti pari a 130mm

Caratteristiche singolo trefolo

Trefoli 0.6"

Diametro nominale 15.2 mm

Sezione nominale 139 mm²

Massa lineare 1.090 kg

Carico minimo allungamento 1% $f_{p(1)t} = 218.76$ kN

Carico di rottura a trazione $f_{ptk} = 245.25$ kN

Modulo elastico 210.10 kN/m²

6. METODOLOGIA DI VERIFICA

6.1. Spinta 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

6.2. 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):

$$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))} \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$N_c = (N_q - 1) / tg(\varphi') \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi') \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g(\varphi')} \right]^m \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)} \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g\varphi'} \right]^{m+1} \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

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;

6.3. Capacità portante del singolo micropalo

Il carico limite dei pali trivellati di piccolo diametro o micropali è stato determinato attraverso il metodo Bustamante e Doix (1985).

La caratterizzazione del terreno è basata essenzialmente sui valori della pressione limite p_1 determinata con il pressiometro Ménard, ma possono essere utilizzate anche prove SPT.

Gli autori distinguono fra micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, injection répétitive et sélective) e getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, injection globale unique). Si assume che sia stata adoperata una pressione di iniezione p_i con i seguenti valori:

- $p_i \geq p_1$ per i micropali del gruppo IRS;
- $0.5p_1 \leq p_i \leq p_1$ per i micropali del gruppo IGU.

Si consiglia inoltre che la miscela venga iniettata con una portata compresa fra 0.3 e 0.6 m³/h per i terreni coesivi, e fra 0.8 e 1.2 m³/h per terreni incoerenti.

Il carico limite Q_{lim} di un micropalo si può esprimere:

$$Q_{lim} = P + S = \text{Carico limite alla punta} + \text{Carico limite per adesione laterale} = P + \pi d_s L_s s$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume $d_s = \alpha d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo; i valori di α da adottare sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 1 - Valori del coefficiente α ; $V_s = L_s(\pi d^2 s/4)$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5 - 2) V_s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5) V_s per strati poco fratturati
			2 V_s o più per strati fratturati

I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologie di iniezione, e sono forniti dai diagrammi contenuti nella figura che segue (solo per roccia alterata e/o fratturata), alla quale è associata la tabella 2.

Tabella 2 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

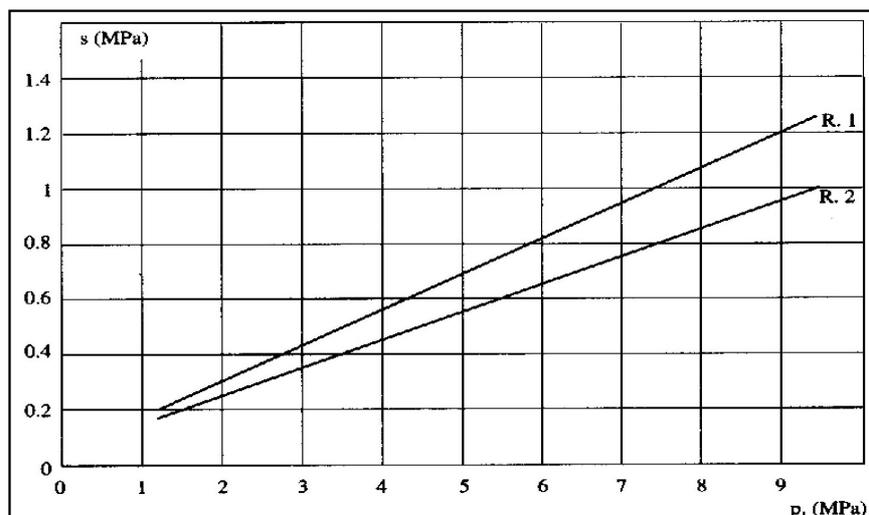


Figura 6 - Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e/o fratturate

Nel caso in esame si è fatto riferimento a valori molto conservativi, prossimi a quelli minimi indicati per rocce con iniezioni ripetute e selettive (0.4 MPa).

Per quanto riguarda la resistenza alla punta P , spesso essa viene assunta pari al 15% della resistenza laterale S . Alternativamente si potrà adottare l'espressione:

$$P = A_p \cdot k_p \cdot p_1$$

nella quale A_p rappresenta l'area della punta, che può essere posta pari a $\pi d_s^2/4$; p_1 è la pressione limite del terreno determinata con il pressiometro Ménard; i valori di k_p sono forniti dalla tabella 3.

Tabella 3 – Valore di k_p

Tipo di terreno	Valore di k_p
Sabbie e ghiaie	1,2
Argille	1,6
Argille dure e marne	1,8
Rocce alterate e/o fratturate	1,5

Nel caso specifico, cautelativamente, non si è tenuto conto della resistenza alla punta che in realtà si rende disponibile solo a fronte di elevati spostamenti; pertanto è stato assunto semplicemente $Q_{lim} = S \cdot L_s \cdot \pi \cdot \alpha \cdot d$.

6.4. Verifica dei micropali alle forze orizzontali

Il comportamento dei micropali sottoposti a forze orizzontali è stato analizzato il Metodo di Matlock&Reese, specifico per il comportamento del palo singolo e di seguito esposto.

METODO DI MATLOCK & REESE

Nel caso di piccoli spostamenti orizzontali il comportamento del palo singolo, nei confronti di carichi trasversali, può essere trattato risolvendo la seguente equazione differenziale in campo lineare:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

in cui:

E_p modulo elastico del palo;

I_p momento d'inerzia del palo;

E_s modulo di reazione orizzontale secante del terreno;

z coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo.

Nel caso di:

- pali interamente immersi in un terreno omogeneo;
- pali caricati in testa da una forza orizzontale V e da un momento M di incastro dovuto alla traslazione del plinto senza rotazione;
- si ottengono le seguenti espressioni generali:

$$y_s = \frac{A_y \cdot V \cdot T^3}{E_p \cdot I_p} + \frac{B_y \cdot M \cdot T^2}{E_p \cdot I_p}$$

- spostamento orizzontale lungo il fusto del palo

$$\vartheta_z = \frac{A_s \cdot V \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} + \frac{B_s \cdot M \cdot T}{E_p \cdot I_p}$$

- rotazione lungo il fusto del palo

$$M_z = A_m \cdot V \cdot T + B_m \cdot M$$

- momento flettente lungo il fusto del palo

$$V_z = A_v \cdot V + \frac{B_v \cdot M}{T}$$

- taglio lungo il fusto del palo

$$p_z = \frac{A_p \cdot V}{T} + \frac{B_p \cdot M}{T^2}$$

- reazione orizzontale del terreno

in cui:

$A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$ coefficienti adimensionali;

E_p modulo elastico del palo;

I_p momento d'inerzia del palo;

T fattore di rigidità $(E_p I_p / E_s)^{1/4}$ nel caso di E_s costante con la profondità.

I coefficienti adimensionali sopra indicati sono funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti $Z_{\max} = L/T$ e $Z = z/T$, essendo L la lunghezza del palo, z la profondità generica riferita alla testa del palo.

Nel caso di pali impediti di ruotare in testa, il momento d'incastro può essere calcolato imponendo nulla la rotazione θ_0 alla testa del palo. Successivamente, con i valori di V e M_t , si procede al calcolo utilizzando le espressioni sopra indicate.

In particolare, nel caso di palo con tratto fuori terra di lunghezza L e testa impedita di ruotare, il momento di incastro risulta essere:

- momento d'incastro $M = -V \cdot L + M_l$

$$M_l = V_t \cdot \frac{0.5 \cdot L^2 - |A_s| \cdot T^2}{|B_s| \cdot T + L}$$

- momento agente a livello della superficie del terreno

6.5. Verifiche statiche dei tiranti

Secondo quanto riportato nelle "Raccomandazioni AICAP per Ancoraggi in terreni e rocce", l'analisi dei tiranti deve essere condotta effettuando, in base agli elementi costitutivi del tirante, tre verifiche:

- *aderenza malta-terreno* che definisce la lunghezza della fondazione (bulbo) attraverso la relazione che segue:

$$L_1 = \frac{N_t}{D_s \cdot \pi \cdot s_d}$$

con

N_t azione di trazione di calcolo;

$D_s = \alpha \cdot D$ diametro di calcolo ottenuto moltiplicando il coefficiente a maggiorativo del diametro di perforazione, dedotto attraverso gli abachi previsti dalla teoria di Bustamante e Doix (1985);

s_d tensione unitaria di progetto per aderenza tra malta e terreno dedotta dagli abachi di Bustamante e Doix (1985);

- *aderenza malta-corrugato*:

$$L_2 = \frac{N_t}{D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls}}$$

con

N_t azione di trazione di calcolo;

D_{corr} diametro del corrugato;

τ_{cls} adesione malta-corrugato;

- *aderenza malta-acciaio* che definisce la lunghezza della fondazione (bulbo) attraverso la relazione che segue:

$$L_3 = \frac{N_t}{d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls}}$$

con

N_t azione di trazione di calcolo;

d somma dei diametri dei trefoli;

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi;

δ coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione;

τ_{cls} adesione malta-corrugato.

Ne consegue che la lunghezza della fondazione del tirante sarà la maggiore tra le tre lunghezze precedentemente determinate. Tale valore sarà considerato come minimo valore da adottare per garantire la sicurezza ed evitare lo sfilamento del tirante.

Alle verifiche riportate di sopra è stata aggiunta la verifica a trazione dell'armatura, intesa come corrispondente limite elastico convenzionale del materiale costituente l'armatura. Inoltre nel dimensionamento dell'armatura è stato adottato un tasso di lavoro pari al 90% del tasso di lavoro massimo ammesso per gli acciai impiegati.

7. CRITERI DI VERIFICA ALLA STATO LIMITE ULTIMO ED IN CONDIZIONI SISMICHE

Si rimanda alla relazione geotecnica sulla diga per i criteri generali di verifica agli stati limite e per quelli di verifica dei fronti di scavo (avendo utilizzato in questa sede gli stessi criteri). In questo capitolo sono riassunti i criteri di calcolo dei muri e delle relative opere di fondazione e tirantatura.

7.1. Opere di sostegno: Muri

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+M1+R2);

Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella tabella 4.

Tabella 4 - NTC (D.M. 2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) per i muri 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 5 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.

	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.

Detto ciò si assume:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1 \cdot 1.2 \cdot 0.069g = 0.083g$
(Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza $V_N \geq 100$ anni e Classe d'uso IV con $C_U=2$, per le quali si ipotizza uno SLC con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR pari al 5%):

$$\beta_m = 0.2;$$

ne consegue che:

$$k_h = 0.0166;$$

$$k_v = \pm 0.0083.$$

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.

7.2. Opere di fondazione: Micropali

Le verifiche per la resistenza dei micropali soggetti a carichi assiali allo SLU devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M1+R2);

Approccio 2: (A1+M1+R3).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Tabella 5 - NTC (D.M. 2008): Coeff. parziali per le resistenze (R)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

La resistenza caratteristica R_k del micropalo singolo può essere dedotta da:

- Risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- Metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- Risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Nel presente caso il valore caratteristico della resistenza del palo a compressione $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6- NTC (D.M. 2008): Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti nella tabella precedente, deve corrispondere al numero di verticali lungo le

quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Per la fase sismica, le verifiche agli stato limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto secondo le combinazioni previste per la fase statica; nel caso in cui queste ultime vengano effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve far riferimento ai coefficienti R3 di cui alla tabella 5.

7.3. 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. La verifica di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto $P_{d,r}$, considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto $R_{ad,r}$, determinata applicando la resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella tabella 7.

Tabella 7 - NTC (D.M. 2008): Coeff. parziali per le resistenze (R) di ancoraggi

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

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 laboratorio.

Nel presente caso il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è 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 tener conto che i profili d'indagine sono quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

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

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.

Tabella 8 - NTC (D.M. 2008): Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili d'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

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 allo snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

8. RISULTATI DELLE VERIFICHE

8.1. Muro di sostegno TIPO 1: H=0 – 1.5 m

Durante la fase statica agiscono i sovraccarichi variabili di origine stradale agenti a tergo del muro pari a 20 kN/m^2 ; in fase sismica tale sovraccarico è stato ridotto della metà e quindi pari a 10 kN/m^2 .

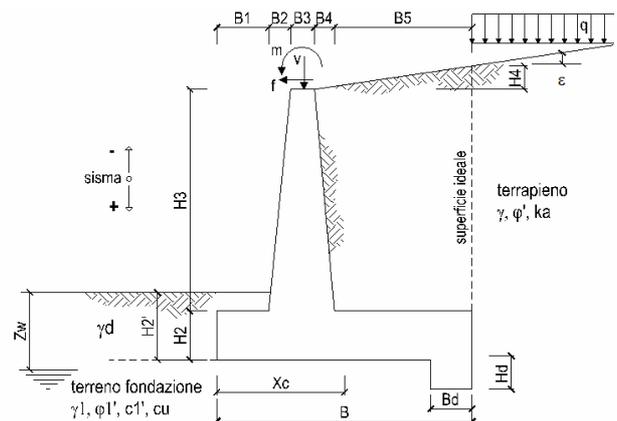
Nella figura seguente è rappresentata la geometria della sezione trasversale del muro con paramento di altezza pari a 1.5m. Poiché lo sviluppo della struttura è prevalentemente longitudinale, si ritiene non significativo eseguire le verifiche in tale direzione, che quindi vengono considerate automaticamente soddisfatte; nel seguito verranno mostrati i risultati delle sole verifiche in direzione trasversale.

Le successive analisi sono svolte con riferimento ad una porzione di muro di lunghezza pari a 1m.

Geometria del muro		
Elevazione	H3=	1.50 m
Aggetto Valle	B2=	0.00 m
Spessore del Muro in Testa	B3=	0.30 m
Aggetto monte	B4=	0.15 m

Geometria della fondazione		
Larghezza Fondazione	B=	2.00 m
Spessore Fondazione	H2=	0.50 m
Suola Lato Valle	B1=	0.30 m
Suola Lato Monte	B5=	1.25 m
Altezza dente	Hd=	0.00 m
Larghezza dente	Bd=	0.00 m
Mezzeria Sezione	Xc=	1.00 m

Caratteristiche Terrapieno		
Peso di volume	$\gamma=$	24.0 kN/m^3
Angolo d'attrito	$\phi'=$	38 ($^\circ$)
Coesione	$c'=$	0 kN/m^2



Caratteristiche Terreno di fondazione			
Peso di volume	$\gamma=$	29.0	kN/m ³
Angolo d'attrito	$\varphi'=$	50	(°)
Coesione	$c'=$	450	kN/m ²
Profondità piano di posa	$H2=$	0.60	m

8.1.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA	
		EQU+M2+R2	
Momento stabilizz. rispetto al piede	M_s (kNm/m)=	94.73	
Momento ribaltante rispetto al piede	M_r (kNm/m)=	28.99	
Coefficiente di sicurezza (M_s/M_r)	$F_s=$	3.27	

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA -
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	M_s (kNm/m)=	94.91	94.84
Momento ribaltante rispetto al piede	M_r (kNm/m)=	17.39	17.81
Coefficiente di sicurezza (M_s/M_r)	$F_s=$	5.46	5.33

8.1.2. Verifica allo scorrimento (SLU)

Verifica allo scorrimento		STATICA	
		A2+M2+R2	A1+M1+R3
Risultante forze verticali	N (kN/m)=	96.77	98.93
Risultante forze orizzontali	T (kN/m)=	25.61	23.98
Coefficiente di attrito alla base	$f=\tan \varphi' =$	0.56	0.66
Coefficiente di sicurezza	$F_s=$	2.10	2.47

Verifica allo scorrimento		SISMA +		SISMA -	
		M2+R2	M1+R3	M2+R2	M1+R3
Risultante forze verticali	N (kN/m)=	93.87	93.38	93.48	92.99
Risultante forze orizzontali	T (kN/m)=	18.40	14.26	18.31	14.19
Coefficiente di attrito alla base	$f=\tan \varphi' =$	0.56	0.66	0.56	0.66
Coefficiente di sicurezza	$F_s=$	2.84	3.92	2.84	3.92

8.1.3. Verifica della capacità portante del terreno di fondazione (SLU)

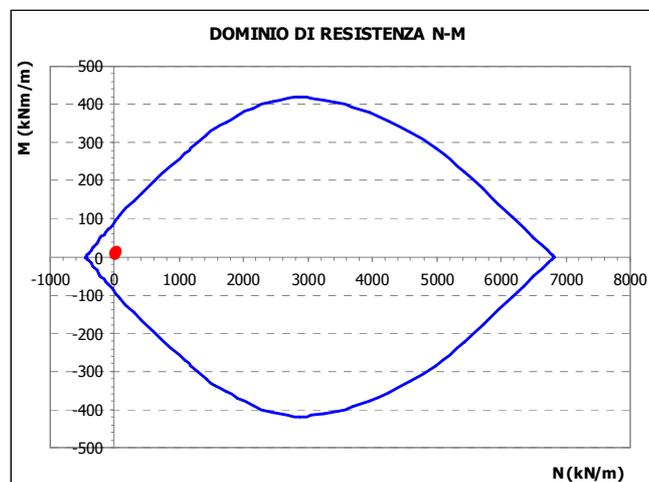
Presi in considerazione gli elevati valori di coesione che il terreno di fondazione presenta, la verifica di capacità portante della fondazioni del muro viene omessa per ovvi motivi.

8.1.4. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU)

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali, secondo quanto previsto da normativa.

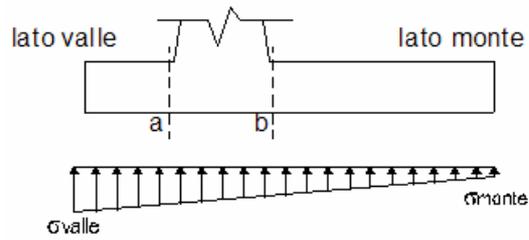
Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	h (m)=	1.50	1.50	1.50
Momento totale	M_{tot} (kNm/m)=	11.39	7.41	7.34
Sforzo assiale totale	N_{tot} (kN/m)=	24.76	19.99	19.73

Ipotizzando un'armatura simmetrica del paramento costituita da barre $\varnothing 12/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



8.1.5. Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU)

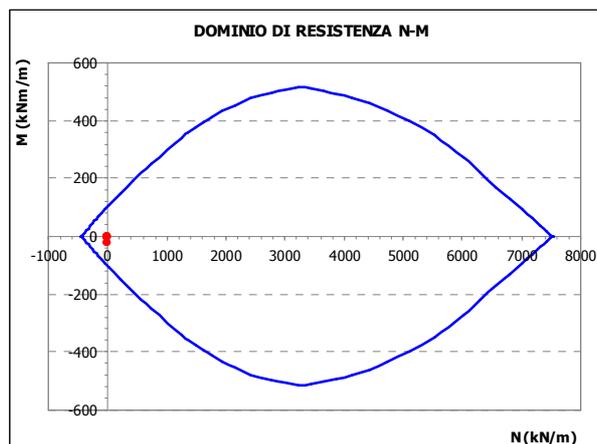
Con riferimento alla figura che segue si riportano le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione allo SLU secondo la combinazione di carico relativa alle verifiche strutturali (A1+M1+R1) in fase statica e in fase sismica.



Mensola lato valle		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Tensione agente lato valle	σ_{valle} (kN/m ²)=	49.32	40.14	40.11
Tensione agente sezione "a"	σ_a (kN/m ²)=	49.36	42.11	42.03
Momento agente sezione "a"	M_a (kN/m)=	1.66	1.27	1.27

Mensola lato monte		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Tensione agente lato monte	σ_{monte} (kN/m ²)=	49.61	53.24	52.88
Tensione agente sezione "b"	σ_b (kN/m ²)=	49.43	45.05	44.90
Momento agente sezione "b"	M_b (kN/m)=	-21.81	-6.62	-6.52

Ipotizzando un'armatura simmetrica della soletta costituita da barre $\varnothing 12/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione maggiormente sollecitata (sezione "b").



8.1.6. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche di esercizio sulla funzionalità dell'opera, in relazione agli spostamenti subiti, vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso.

8.2. Muro di sostegno TIPO 2: H=1.5 – 2.5 m

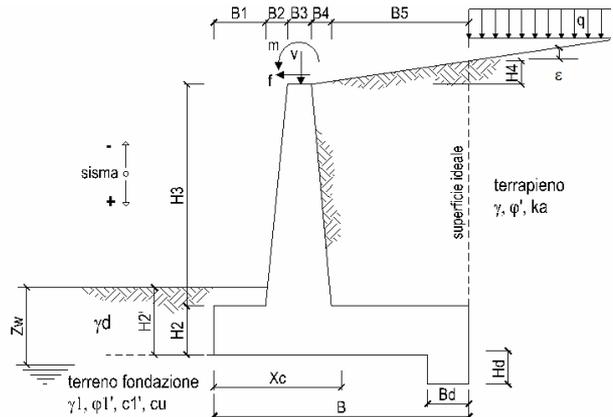
Durante la fase statica agiscono i sovraccarichi variabili di origine stradale agenti a tergo del muro pari a 20 kN/m^2 ; in fase sismica tale sovraccarico è stato ridotto della metà e quindi pari a 10 kN/m^2 . Nella figura seguente è rappresentata la geometria della sezione trasversale del muro con paramento di altezza pari a 2.5m.

Geometria del muro	
Elevazione	H3= 2.50 m
Aggetto Valle	B2= 0.00 m
Spessore del Muro in Testa	B3= 0.30 m
Aggetto monte	B4= 0.25 m

Geometria della fondazione	
Larghezza Fondazione	B= 2.50 m
Spessore Fondazione	H2= 0.60 m
Suola Lato Valle	B1= 0.50 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

Caratteristiche Terrapieno	
Peso di volume	$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi' = 38.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
Coesione	$c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Caratteristiche Terreno di fondazione	
Peso di volume	$\gamma = 29.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi' = 50.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
Coesione	$c' = 450.0 \text{ kN/m}^2$
Profondità piano di posa	H2= 0.70 m



8.2.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA
		EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	230.83
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	81.56
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	2.83

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA -
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	231.88	231.49
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	56.30	58.27
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	4.12	3.97

8.2.2. Verifica allo scorrimento (SLU)

Verifica allo scorrimento		STATICA	
		A2+M2+R2	A1+M1+R3
Risultante forze verticali	N (kN/m)=	178.16	183.35
Risultante forze orizzontali	T (kN/m)=	50.18	47.6
Coefficiente di attrito alla base	f=tan ϕ' =	0.56	0.66
Coefficiente di sicurezza	Fs=	1.98	2.30

Verifica allo scorrimento		SISMA +		SISMA -	
		M2+R2	M1+R3	M2+R2	M1+R3
Risultante forze verticali	N (kN/m)=	174.48	173.43	172.88	171.84
Risultante forze orizzontali	T (kN/m)=	41.32	32.29	40.88	31.95
Coefficiente di attrito alla base	f=tan ϕ' =	0.56	0.66	0.56	0.66
Coefficiente di sicurezza	Fs=	2.35	3.21	2.35	3.22

8.2.3. Verifica della capacità portante del terreno di fondazione (SLU)

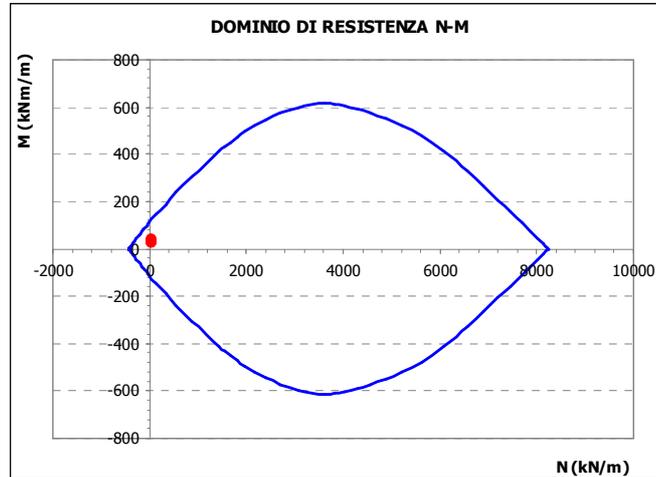
Presi in considerazione gli elevati valori di coesione che il terreno di fondazione, presenta la verifica di capacità portante della fondazioni del muro viene omessa per ovvi motivi.

8.2.4. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU)

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali.

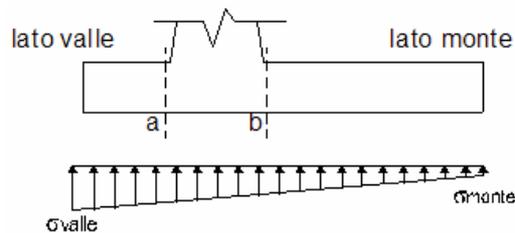
Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	h (m)=	2.50	2.50	2.50
Momento totale	M _{tot} (kNm/m)=	38.84	29.28	28.97
Sforzo assiale totale	N _{tot} (kN/m)=	49.61	40.64	40.09

Ipotizzando un'armatura simmetrica del paramento costituita da barre $\varnothing 12/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



8.2.5. Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU)

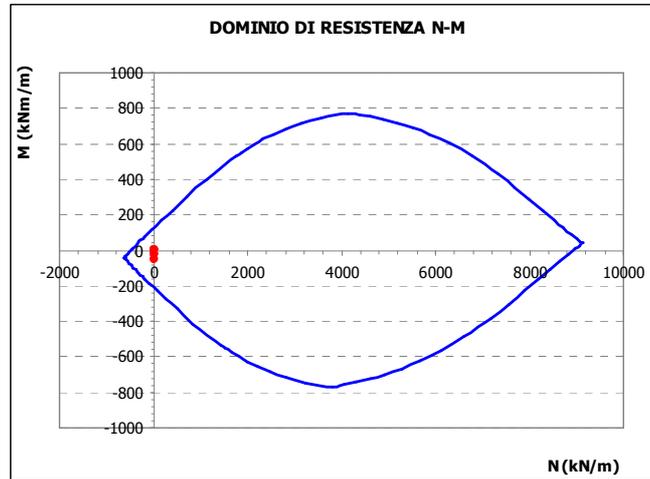
Con riferimento alla figura che segue si riportano le sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione allo SLU secondo la combinazione di carico relativa alle verifiche strutturali (A1+M1+R1) in fase statica e in fase sismica.



Mensola lato valle		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Tensione agente lato valle	σ_{valle} (kN/m ²)=	74.91	59.99	59.87
Tensione agente sezione "a"	σ_a (kN/m ²)=	74.28	63.74	63.42
Momento agente sezione "a"	M_a (kN/m)=	7.46	5.77	5.77

Mensola lato monte		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Tensione agente lato monte	σ_{monte} (kN/m ²)=	71.77	78.75	77.60
Tensione agente sezione "b"	σ_b (kN/m ²)=	73.59	67.87	67.32
Momento agente sezione "b"	M_b (kN/m)=	-54.35	-20.99	-20.56

Ipotizzando un'armatura della soletta costituita da barre $\varnothing 16/20$ superiormente e $\varnothing 12/20$ inferiormente, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione maggiormente sollecitata (sezione "b").



8.2.6. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche di esercizio sulla funzionalità dell'opera, in relazione agli spostamenti subiti, vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso.

8.3. Muro di sostegno TIPO 3: H=2.5 – 4.5 m

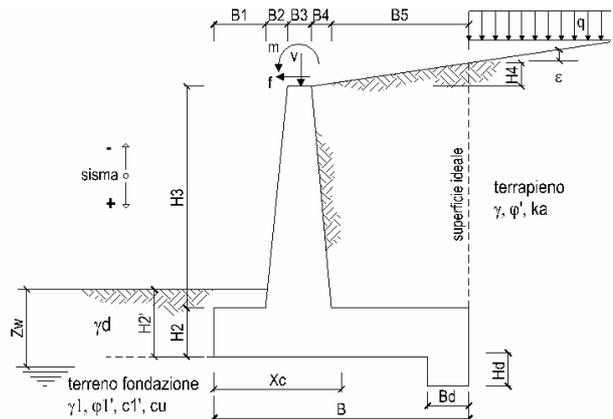
Durante la fase statica agiscono i sovraccarichi variabili di origine stradale agenti a tergo del muro pari a 20 kN/m^2 ; in fase sismica tale sovraccarico è stato ridotto della metà e quindi pari a 10 kN/m^2 . Nella figura seguente è rappresentata la geometria della sezione trasversale del muro con paramento di altezza pari a 4.5m.

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= 0.45 m

Geometria della fondazione	
Larghezza Fondazione	B= 3.00 m
Spessore Fondazione	H2= 0.90 m
Suola Lato Valle	B1= 0.80 m
Suola Lato Monte	B5= 1.35 m
Altezza dente	Hd= 0.00 m
Larghezza dente	Bd= 0.00 m
Mezzeria Sezione	Xc= 1.50 m

Caratteristiche Terrapieno	
Peso di volume	$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi' = 38.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
Coesione	$c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Caratteristiche Terreno di fondazione	
Peso di volume	$\gamma = 29.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi' = 50.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
Coesione	$c' = 450.0 \text{ kN/m}^2$
Profondità piano di posa	H2= 0.60 m



8.3.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA
		EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	594.79
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	323.07
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	1.84

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA –
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	598.60	597.17
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	251.41	254.57
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	2.38	2.35

8.3.2. Verifica a scorrimento (SLU)

La verifica a scorrimento viene omessa a causa della presenza dei micropali in fondazione.

8.3.3. Sollecitazioni in testa ai micropali

Per la valutazione delle azioni agenti in testa ai singoli micropali necessarie per effettuare le successive verifiche, ovvero la valutazione dell'aliquota di carico assiale dovuta ai carichi "permanenti" ed ai carichi "variabili", si riportano di seguito le azioni agenti all'intradosso della fondazione rispetto al baricentro della palificata per la fase statica in fase di esercizio e per la fase sismica.

Sollecitazioni agenti rispetto al baricentro della palificata	STATICA	SISMA +	SISMA –
N (kN/m)=	350	348	345
T (kN/m)=	90	87	86
M (kNm/m)=	23	17	18

Si riportano le azioni agenti in testa ai singoli micropali secondo gli allineamenti riportati nella figura che segue.

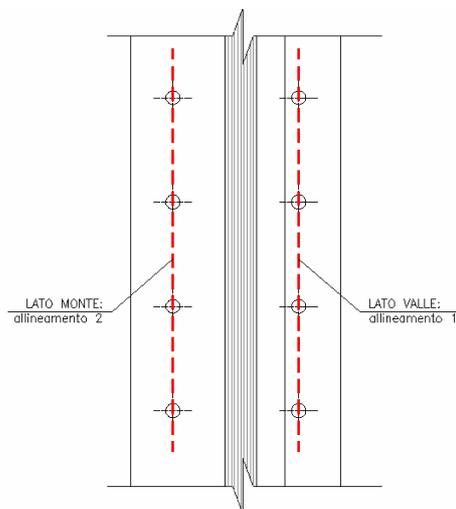


Figura 7 – Indicazione allineamenti micropali

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		STATICA		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	282	239	43
	Allineamento 2	244	271	-27
T (kN)		67	51	16

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA +		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	275	262	13
	Allineamento 2	247	253	-6
T (kN)		65	57	8

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA -		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	274	259	15
	Allineamento 2	244	252	-8
T (kN)		65	56	9

8.3.4. Verifica della lunghezza dei micropali (SLU)

La verifica della capacità portante dei micropali è stata effettuata nelle condizioni più gravose allo Stato Limite Ultimo sia per la fase statica che per la fase sismica secondo le indicazioni esposte nel paragrafo relativo ai criteri di calcolo. Le aliquote di carico assiale, dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili e riportati nel paragrafo precedente, saranno quindi moltiplicati, ai fini della verifica allo SLU, per i relativi coefficienti parziali indicati in tabella 5.

Nel calcolo si considera come lunghezza utile $L_u=11.3$ m (si ipotizza un ancoraggio del tubo d'armatura nella fondazione del muro pari a 0.7 m). In via cautelativa si considerano, ai fini del calcolo, un numero di verticali indagate pari a 1 (tabella 8 - $\xi_3, \xi_4=1.7$) e non viene preso in considerazione il contributo della resistenza alla punta per la determinazione del carico limite. I valori dei coefficienti di sicurezza risultano superiori a 1 in entrambi i casi.

Combinazioni di carico			
SLU - statica	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
A1+M1+R1	375	2005	5.34
A2+M1+R2	271	1383	5.10
A1+M1+R3	375	1743	4.65

Combinazioni di carico			
SLU - sisma +	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
M1+R1	275	2005	7.29
M1+R3	275	1743	6.34
SLU - sisma -			
M1+R1	274	2005	7.32
M1+R3	274	1743	6.36

Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - STRADA DI ACCESSO: MURO H=4.5m

Combinazione A2+M1+R2 - statica

Calcolo della capacità portante del un micropalo

Parametri geometrici del micropalo		
profondità testa micropalo (m)	t _{mp}	1
profondità punta micropalo (m)	St	12.3
lunghezza utile micropalo (m)	Lu	11.3
diametro di perforazione (m)	d	0.2
lunghezza zona iniettata (m)	L _s	11.3
tipo di iniezione		IRS

Strato 1	
H ₀	0
H ₁	50
S ₁	50
L _{u,1}	11.3

Strato 2	
H ₁	50
H ₂	100
S ₂	50
L _{u,2}	0

Strato 3	
H ₂	100
H ₃	infinito
S ₃	infinito
L _{u,3}	0

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI					
α	1.2	α	1.2	α	1.2
s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4
d _s	0.24	d _s	0.24	d _s	0.24
L _{s,u1}	11.3	L _{s,u2}	0	L _{s,u3}	0
Q_{s1}	3408.00	Q_{s2}	0.00	Q_{s3}	0.00

Resistenza laterale	
$Q_{s,t} = \sum Q_{s,i}$	
1382.56	kN

Resistenza punta	
$Q_p = 0,15 \cdot Q_{s,i}$	
0.00	kN

Carico limite	
$Q_{lim} = Q_{s,t} + Q_p$	
1382.56	kN

Carico agente	
$Q_{ag} =$	271.00 kN

Coefficiente di Sicurezza	
$F_{stot} = Q_{lim}/(Q_{ag}) =$	5.10

8.3.5. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche sugli spostamenti verticali subiti dai micropali vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso e dei carichi agenti verticali di modesta entità.

8.3.6. Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura (SLU)

Le sollecitazioni agenti allo SLU sul singolo micropalo e gli spostamenti orizzontali della testa del micropalo stesso, sono stati effettuati utilizzando il metodo semplificato di Matlock&Reese. Nella tabella seguente vengono indicati i valori delle forze orizzontali massime agenti (H_i) e del relativo momento flettente (M_i) nel caso di SLU e SLE per le combinazioni di carico analizzate. I valori relativi agli spostamenti in testa ai micropali invece sono da riferirsi allo SLE. Per il calcolo in questione si è utilizzato un valore molto cautelativo del modulo di reazione orizzontale E_s valutato pari a 15000 kN/m³.

		H_i (kN)	M_i (kNm)	y_i (mm)
SLE		67	-	4.60
SLU	A1+M1+R1	90	43.6	-
	A2+M1+R2	72	34.9	-
	A1+M1+R3	90	43.6	-
SLU sisma +	M1+R1	65	31.5	-
	M1+R3	65	31.5	-
SLU sisma -	M1+R1	65	31.5	-
	M1+R3	65	31.5	-

I valori degli spostamenti orizzontali della testa dei micropali sono compatibili con l'opera stessa. Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - MURI DI SOTTOSCARPA STRADA DI ACCESSO
Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo;m=micropalo)		m
diametro esterno (m)		0.17
diametro interno (m)		0.15
lunghezza (m)	L	11.3
modulo elastico cls (kPa)	E_c	31220186
modulo elastico acciaio (kPa)	E_a	210000000
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	210000000
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.000
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	15 000
fattore di rigidezza (m)	T	0.69
L/T	λ	16.469
coeff. di profondità max	Z_{max}	16.5

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	90.0
momento agente sup. terreno (kNm)	Mpc	-43.6
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-43.6

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	6.18	2.04E-08	-43.65	90.00
-0.1	-0.07	6.16	6.37E-05	-37.69	83.68
-0.2	-0.14	6.07	2.29E-04	-32.13	77.42
-0.3	-0.21	5.95	4.97E-04	-27.08	71.16
-0.4	-0.27	5.77	8.41E-04	-22.38	65.15
-0.5	-0.34	5.57	1.25E-03	-18.14	59.26
-0.6	-0.41	5.35	1.71E-03	-14.29	53.69
-0.7	-0.48	5.11	2.22E-03	-10.75	48.34
-0.8	-0.55	4.84	2.74E-03	-7.62	43.19
-0.9	-0.62	4.58	3.30E-03	-4.84	38.32
-1.0	-0.69	4.29	3.87E-03	-2.38	33.79
-1.2	-0.82	3.74	5.03E-03	1.65	25.49
-1.4	-0.96	3.18	6.17E-03	4.61	18.32
-1.6	-1.10	2.65	7.25E-03	6.76	12.35
-1.8	-1.24	2.16	8.26E-03	8.11	7.40
-2.0	-1.37	1.72	9.18E-03	8.84	3.47
-2.5	-1.72	0.83	1.10E-02	8.72	-2.99
-3.0	-2.06	0.25	1.22E-02	7.19	-5.60
-3.50	-2.40	-0.08	0.01	5.18	-6.17
-4.00	-2.74	-0.23	0.01	2.91	-5.01
-4.50	-3.09	-0.27	0.01	1.75	-3.73
-5.0	-3.43	-0.23	1.32E-02	0.67	-2.46
-10	-6.86	0.01	1.27E-02	0.00	0.00

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168.3\text{mm}$ e spessore $s=10\text{mm}$; il momento plastico della sezione trasversale del tubo risulta essere:

$$\text{Area} = 4973 \text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940 \text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

$$M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{\max}=43.6 \text{ kNm}$$

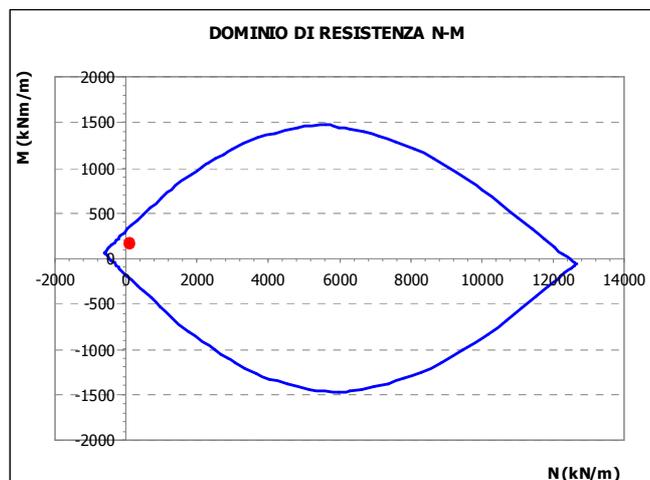
Il momento plastico è maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo e la verifica soddisfatta.

8.3.7. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica (SLU)

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali.

Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	M1+R1	M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	$h \text{ (m)}=$	4.50	4.50	4.50
Momento totale	$M_{\text{tot}} \text{ (kNm/m)}=$	172.59	151.63	149.81
Sforzo assiale totale	$N_{\text{tot}} \text{ (kN/m)}=$	130.55	110.84	109.29

Ipotizzando un'armatura del paramento costituita da barre $\varnothing 16/20$ lato monte e $\varnothing 12/20$ lato valle, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



8.3.8. Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica (SLU)

Considerando la massima reazione sui micropali che si ottiene dall'analisi del muro nella condizione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 per la fase statica e la fase sismica, il meccanismo che si viene ad instaurare è del tipo Tirante di acciaio – Puntone di cls, sulla base del quale:

$$T = N \cdot \frac{b}{h} \quad \text{ tiro nell'armatura}$$

dove:

$h=0.9 H$ altezza efficace;

H altezza della fondazione;

N carico assiale, depurato del peso della plinto e del terreno di rinterro;

b braccio della forza N .

In tal senso, per l'allineamento di micropali maggiormente sollecitato (lato valle), si ottiene:

$$N_{\max} = 375 \text{ kN};$$

$$P_{\text{plinto}} = 51 \text{ kN} \quad (\text{il rinterro lato valle non viene considerato nel calcolo});$$

$$N_{\max}^* = 375 - 51 = 324 \text{ kN};$$

$$b = 0.41 \text{ m};$$

$$H = 0.9 \text{ m};$$

$$T = 164 \text{ kN};$$

$$i = 1.50 \text{ m} \quad \text{interasse micropali};$$

$$T^* = 164/1.5 = 109 \text{ kN/m} \quad \text{ tiro nell'armatura per metro lineare di fondazione.}$$

Ipotizzando un'armatura costituita da barre $\varnothing 16/20$, si ottiene un'area complessiva $A_s = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$ per metro lineare di fondazione.

$$\sigma = T/A_s = 108 \text{ MPa} < f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

8.4. Muro di sostegno TIPO 4: H=4.5 – 6.0 m

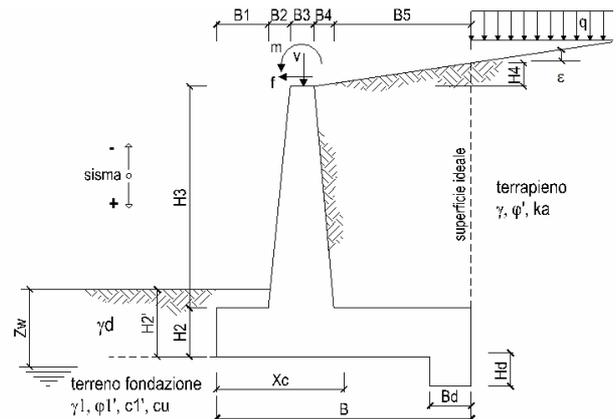
Durante la fase statica agiscono i sovraccarichi variabili di origine stradale agenti a tergo del muro pari a 20 kN/m^2 ; in fase sismica tale sovraccarico è stato ridotto della metà e quindi pari a 10 kN/m^2 . Nella figura seguente è rappresentata la geometria della sezione trasversale del muro con paramento di altezza pari a 4.5m.

Geometria del muro	
Elevazione	H3= 6.00 m
Aggetto Valle	B2= 0.00 m
Spessore del Muro in Testa	B3= 0.40 m
Aggetto monte	B4= 0.60 m

Geometria della fondazione	
Larghezza Fondazione	B= 3.00 m
Spessore Fondazione	H2= 1.00 m
Suola Lato Valle	B1= 0.80 m
Suola Lato Monte	B5= 1.20 m
Altezza dente	Hd= 0.00 m
Larghezza dente	Bd= 0.00 m
Mezzeria Sezione	Xc= 1.50 m

Caratteristiche Terrapieno		
Peso di volume	γ =	24.0 kN/m^3
Angolo d'attrito	ϕ' =	38.0 ($^\circ$)
Coesione	c' =	0.0 kN/m^2

Caratteristiche Terreno di fondazione		
Peso di volume	γ =	29.0 kN/m^3
Angolo d'attrito	ϕ' =	50.0 ($^\circ$)
Coesione	c' =	450.0 kN/m^2
Profondità piano di posa	H2=	0.70 m



8.4.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA
		EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	1346.47
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	631.22
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	2.13

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA -
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	1352.87	1350.47
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	515.39	517.24
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	2.62	2.61

8.4.2. Verifica a scorrimento (SLU)

La verifica a scorrimento viene omessa a causa della presenza dei micropali in fondazione.

8.4.3. Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU)

Per la valutazione delle azioni agenti in testa ai singoli micropali necessarie per effettuare le successive verifiche, ovvero la valutazione dell'aliquota di carico assiale dovuta ai carichi "permanenti" ed ai carichi "variabili", si riportano di seguito le azioni agenti all'intradosso della fondazione rispetto al baricentro della palificata per la fase statica in fase di esercizio e per la fase sismica.

Sollecitazioni agenti rispetto al baricentro della palificata	STATICA	SISMA +	SISMA -
N (kN/m)=	489	487	483
T (kN/m)=	46	44	42
M (kNm/m)=	-423	433	433

Si riportano le azioni agenti in testa ai singoli micropali secondo gli allineamenti riportati nella figura 5.

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		STATICA		
		N _{tot}	N _{perm}	N _{var}
N (kN)	Allineamento 1	14	-59	73
	Allineamento 2	720	774	-54
T (kN)		35	14	21

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA +		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	726	754	-28
	Allineamento 2	4	-34	38
T (kN)		33	22	11

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA -		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	723	751	-28
	Allineamento 2	1	-37	38
T (kN)		32	21	11

8.4.4. Verifica della lunghezza dei micropali (SLU)

Nel calcolo si considera come lunghezza utile $L_u=11.3$ m (si ipotizza un ancoraggio del tubo d'armatura nella fondazione del muro pari a 0.7 m). In via cautelativa si considerano, ai fini del calcolo, un numero di verticali indagate pari a 1 (tabella 8 - $\xi_3, \xi_4=1.7$) e non viene preso in considerazione il contributo della resistenza alla punta per la determinazione del carico limite. I valori dei coefficienti di sicurezza risultano superiori a 1 in entrambi i casi.

Combinazioni di carico			
SLU - statica	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
A1+M1+R1	1006	2005	1.99
A2+M1+R2	774	1383	1.79
A1+M1+R3	1006	1743	1.73

Combinazioni di carico			
SLU - sisma +	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
M1+R1	754	2005	2.66
M1+R3	754	1743	2.31
SLU - sisma -			
M1+R1	751	2005	2.67
M1+R3	751	1743	2.32

Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - STRADA DI ACCESSO: MURO H=6m
Combinazione A1+M1+R3 - statica
Calcolo della capacità portante del un micropalo

Parametri geometrici del micropalo		
profondità testa micropalo (m)	t.mp	1
profondità punta micropalo (m)	St	12.3
lunghezza utile micropalo (m)	Lu	11.3
diametro di perforazione (m)	d	0.2
lunghezza zona iniettata (m)	L _s	11.3
tipo di iniezione		IRS

Strato 1	
H ₋₀	0
H ₋₁	50
S ₋₁	50
L _{u,1}	11.3

Strato 2	
H ₋₁	50
H ₋₂	100
S ₋₂	50
L _{u,2}	0

Strato 3	
H ₋₂	100
H ₋₃	infinito
S ₋₃	infinito
L _{u,3}	0

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI					
α	1.2	α	1.2	α	1.2
s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4
d _s	0.24	d _s	0.24	d _s	0.24
L _{s,u1}	11.3	L _{s,u2}	0	L _{s,u3}	0
Q_{s1}	3408.00	Q_{s2}	0.00	Q_{s3}	0.00

Resistenza laterale	
$Q_{s,i} = \sum Q_{s,i}$	
1743.22	kN

Resistenza punta	
$Q_p = 0,15 * Q_{s,i}$	
0.00	kN

Carico limite	
$Q_{lim} = Q_{s,i} + Q_p$	
1743.22	kN

Carico agente	
$Q_{ag} =$	1006.00 kN

Coefficiente di Sicurezza	
$F_{stot} = Q_{lim}/(Q_{ag}) =$	1.73

8.4.5. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche sugli spostamenti verticali subiti dai micropali vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso e dei carichi agenti verticali di modesta entità.

8.4.6. Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura

Le sollecitazioni agenti allo SLU sul singolo micropalo e gli spostamenti orizzontali della testa del micropalo stesso, sono stati effettuati utilizzando il metodo semplificato di Matlock&Reese. Nella tabella seguente vengono indicati i valori delle forze orizzontali massime agenti (H_i) e del relativo momento flettente (M_i) nel caso di SLU e SLE per le combinazioni di carico analizzate. I valori relativi agli spostamenti in testa ai micropali invece sono da riferirsi allo SLE. Per il calcolo in questione si è utilizzato un valore molto cautelativo del modulo di reazione orizzontale E_s valutato pari a 15000 kN/m³.

		Hi (kN)	Mi (kNm)	yi (mm)
SLE		35	-	2.40
SLU	A1+M1+R1	50	24.2	-
	A2+M1+R2	41	19.9	-
	A1+M1+R3	50	24.2	-
SLU sisma +	M1+R1	33	16.0	-
	M1+R3	33	16.0	-
SLU sisma -	M1+R1	32	15.5	-
	M1+R3	32	15.5	-

I valori degli spostamenti orizzontali della testa dei micropali sono compatibili con l'opera stessa. Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - MURI DI SOTTOSCARPA STRADA DI ACCESSO
Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo;m=micropalo)		m
diámetro esterno (m)		0.17
diámetro interno (m)		0.15
lunghezza (m)	L	11.3
modulo elastico cls (kPa)	E_c	31220186
modulo elastico acciaio (kPa)	E_a	210000000
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	210000000
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.000
resist. caratt. CIs (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	<i>l</i>	0

Caratteristiche terreno

modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	15 000
fattore di rigidezza (m)	T	0.69
L/T	λ	16.469
coeff. di profondità max	Z_{max}	16.5

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	50.0
momento agente sup. terreno (kNm)	Mpc	-24.2
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-24.2

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	3.43	1.13E-08	-24.25	50.00
-0.1	-0.07	3.42	3.54E-05	-20.94	46.49
-0.2	-0.14	3.37	1.27E-04	-17.85	43.01
-0.3	-0.21	3.30	2.76E-04	-15.04	39.53
-0.4	-0.27	3.21	4.67E-04	-12.43	36.20
-0.5	-0.34	3.10	6.94E-04	-10.08	32.92
-0.6	-0.41	2.97	9.49E-04	-7.94	29.83
-0.7	-0.48	2.84	1.23E-03	-5.97	26.85
-0.8	-0.55	2.69	1.52E-03	-4.23	24.00
-0.9	-0.62	2.54	1.83E-03	-2.69	21.29
-1.0	-0.69	2.38	2.15E-03	-1.32	18.77
-1.2	-0.82	2.08	2.80E-03	0.92	14.16
-1.4	-0.96	1.77	3.43E-03	2.56	10.18
-1.6	-1.10	1.47	4.03E-03	3.76	6.86
-1.8	-1.24	1.20	4.59E-03	4.51	4.11
-2.0	-1.37	0.96	5.10E-03	4.91	1.93
-2.5	-1.72	0.46	6.12E-03	4.85	-1.66
-3.0	-2.06	0.14	6.78E-03	3.99	-3.11
-3.50	-2.40	-0.05	0.01	2.88	-3.43
-4.00	-2.74	-0.13	0.01	1.62	-2.78
-4.50	-3.09	-0.15	0.01	0.97	-2.07
-5.0	-3.43	-0.13	7.34E-03	0.37	-1.37
-10	-6.86	0.01	7.05E-03	0.00	0.00

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168.3\text{mm}$ e spessore $s=10\text{mm}$; il momento plastico della sezione trasversale del tubo risulta essere:

$$\text{Area} = 4973 \text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940 \text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

$$M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{\text{max}}=24.2 \text{ kNm}$$

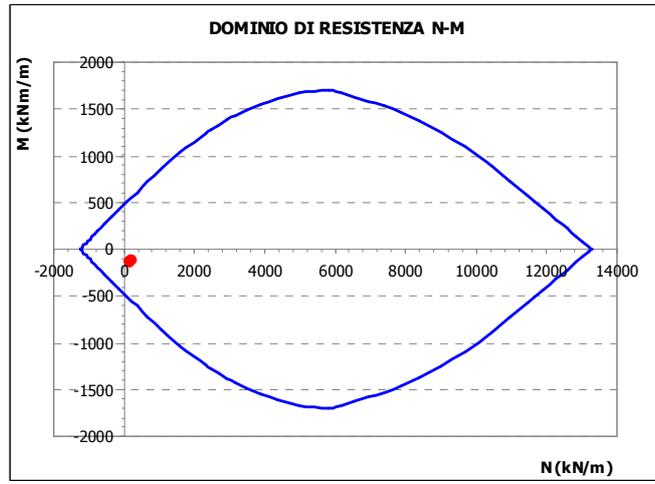
Il momento plastico della sezione d'acciaio è maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

8.4.7. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali.

Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	$h \text{ (m)}=$	6.00	6.00	6.00
Momento totale	$M_{\text{tot}} \text{ (kNm/m)}=$	-113.82	-138.20	-142.53
Sforzo assiale totale	$N_{\text{tot}} \text{ (kN/m)}=$	204.07	174.15	171.69

Ipotizzando un'armatura simmetrica del paramento costituita da barre $\varnothing 20/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



8.4.8. Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica

Considerando la massima reazione sui micropali che si ottiene dall'analisi del muro nella condizione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 per la fase statica e la fase sismica, il meccanismo che si viene ad instaurare è del tipo Tirante di acciaio – Puntone di cls, sulla base del quale:

$$T = N \cdot \frac{b}{h} \quad \text{ tiro nell'armatura}$$

dove:

$h=0.9 H$ altezza efficace;

H altezza della fondazione;

N carico assiale, depurato del peso della plinto e del terreno di rinterro;

b braccio della forza N .

In tal senso, per l'allineamento di micropali maggiormente sollecitato (lato valle), si ottiene:

$$N_{\max} = 1006 \text{ kN};$$

$$P_{\text{plinto}} = 56 \text{ kN} \quad (\text{il rinterro lato valle non viene considerato nel calcolo});$$

$$N_{\max}^* = 1006 - 56 = 950 \text{ kN};$$

$$b = 0.41 \text{ m};$$

$$H = 1.0 \text{ m};$$

$$T = 433 \text{ kN};$$

$$i = 1.50 \text{ m} \quad \text{interasse micropali};$$

$$T^* = 433/1.5 = 289 \text{ kN/m} \quad \text{ tiro nell'armatura per metro lineare di fondazione.}$$

Ipotizzando un'armatura costituita da barre $\varnothing 20/20$, si ottiene un'area complessiva $A_s = 1570 \text{ mm}^2/\text{m}$ per metro lineare di fondazione.

$$\sigma = T/A_s = 184.1 \text{ MPa} < f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

8.4.9. Verifica del tirante

Si riporta la verifica dei tiranti del muro nella condizione maggiormente gravosa tra la fase statica e la fase sismica allo SLU; anche per questa verifica in via cautelativa si considera una sola verticale indagata per la scelta dei parametri ξ_3 e ξ_4 . Il tirante è costituito da 3 trefoli 0.6" e presenta lunghezza del bulbo di fondazione pari a 6.0m e lunghezza libera pari a 8.0m.

DATI DI INPUT:

Terreno: roccia

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : 150 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 450 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.94$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) 1670 (Mpa)

Malta di iniezione Rck: 30 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

Tipologia di ancoraggio

coefficienti parziali	Metodo di calcolo	Azioni		Resistenze Terreno	
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	permanenti γ_s	temporanei γ_s
	NTC 2008 - A1+M1+R3 <input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.20	1.10
	NTC 2008 - A1+M1+R3 - sisma <input type="radio"/>	1.00	1.00	1.20	1.10
	definiti dall'utente <input type="radio"/>	1.00	1.00	2.50	2.00

n	1	2	3	4	>= 5
ξ_3	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_4	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Numero di verticali indagate

N_G Azione permanente sul tirante: 300 (kN)

N_Q Azione variabile sul tirante: 0 (kN)

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 390 (kN)

Aderenza Malta -Terreno	$L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$
-------------------------	--

D (cm) Diametro della perforazione =	130	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	156	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.40	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.40	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.19	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$	L1 =	4.30 (m)

Aderenza Malta - Corrugato	$L = Nt / (Dcorr \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
----------------------------	---

Dcorr Diametro del corrugato =	60	(mm)
	L2 =	3.45 (m)

Aderenza Acciaio - Malta	$L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
--------------------------	---

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 45.6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$$\delta = 0.81$$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 2.80 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 4.30 \quad (\text{m})$$

$$\text{Lunghezza effettiva utilizzata} = 6 \quad (\text{m})$$

$$\text{Resistenza ultima allo sfilamento} = 545 \quad (\text{kN})$$

Verifica a trazione dell'armatura

Tiro iniziale (D.M. 14/01/2008 - par. 4.1.8.1.5)

$$T_i = 300 \quad (\text{kN})$$

$$\sigma_{spi} = 0.9 \cdot f_{p(1)k} = 1503 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_{spi} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 1116 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_i = T_i / (n \cdot A_t) = 667 \quad (\text{Mpa})$$

ok, Tensione iniziale verificata

Tiro finale

$$N = N_G + N_Q = 390 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 90\% (0.6 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t) = 452 \quad (\text{kN}) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

8.5. Muro di sostegno TIPO 4: H=4.5 – 6.0 m – Presenza d'acqua a tergo del muro

Di seguito si mostrano le verifiche del muro TIPO 4 ipotizzando la presenza d'acqua a tergo del paramento per un'altezza pari alla metà dell'altezza del paramento stesso. Tale condizione può essere assimilata ad un mal funzionamento dei fori drenanti (dovuta ad un'ipotetica occlusione).

In tal modo si intende rispondere alla prescrizione delle NTC che prospettano di valutare gli effetti derivanti dalla parziale perdita di efficacia dei dispositivi di drenaggio.

In tali ipotesi si ipotizza agire una pressione aggiuntiva dovuta alla presenza dell'acqua.

8.5.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA
		EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	1346
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	710
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	1.90

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA –
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	1353	1350
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	594	596
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	2.28	2.27

8.5.2. Verifica a scorrimento (SLU)

La verifica a scorrimento viene omessa a causa della presenza dei micropali in fondazione.

8.5.3. Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU)

Per la valutazione delle azioni agenti in testa ai singoli micropali necessarie per effettuare le successive verifiche, ovvero la valutazione dell'aliquota di carico assiale dovuta ai carichi "permanententi" ed ai carichi "variabili", si riportano di seguito le azioni agenti all'intradosso della fondazione rispetto al baricentro della palificata per la fase statica in fase di esercizio e per la fase sismica.

Sollecitazioni agenti rispetto al baricentro della palificata	STATICA	SISMA +	SISMA –
N (kN/m)=	489	487	483
T (kN/m)=	107	105	103
M (kNm/m)=	-352	362	362

Si riportano le azioni agenti in testa ai singoli micropali secondo gli allineamenti riportati nella figura 5.

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		STATICA		
		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
N (kN)	Allineamento 1	74	0	74
	Allineamento 2	660	714	-54
T (kN)		80	60	20

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA +		
		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
N (kN)	Allineamento 1	667	695	-28
	Allineamento 2	64	26	38
T (kN)		79	68	11

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA -		
		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
N (kN)	Allineamento 1	664	692	-28
	Allineamento 2	61	23	38
T (kN)		78	67	11

8.5.4. Verifica della lunghezza dei micropali (SLU)

Nel calcolo si considera come lunghezza utile $L_u=11.3$ m (si ipotizza un ancoraggio del tubo d'armatura nella fondazione del muro pari a 0.7 m). In via cautelativa si considerano, ai fini del calcolo, un numero di verticali indagate pari a 1 (tabella 8 – $\xi_3, \xi_4=1.7$) e non viene preso in considerazione il contributo della resistenza alla punta per la determinazione del carico limite. I valori dei coefficienti di sicurezza risultano superiori a 1 in entrambi i casi.

Combinazioni di carico			
SLU - statica	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
A1+M1+R1	928	2005	2.16
A2+M1+R2	714	1383	1.94
A1+M1+R3	928	1743	1.88

Combinazioni di carico			
SLU – sisma +	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
M1+R1	695	2005	2.88
M1+R3	695	1743	2.50
SLU – sisma -			
M1+R1	692	2005	2.89
M1+R3	692	1743	2.52

Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - STRADA DI ACCESSO: MURO H=6m
Combinazione A1+M1+R3 - statica in presenza d'acqua
Calcolo della capacità portante del un micropalo

Parametri geometrici del micropalo		
profondità testa micropalo (m)	t.mp	1
profondità punta micropalo (m)	St	12.3
lunghezza utile micropalo (m)	Lu	11.3
diametro di perforazione (m)	d	0.2
lunghezza zona iniettata (m)	L_s	11.3
tipo di iniezione		IRS

Strato 1	
H_{-0}	0
H_{-1}	50
S_{-1}	50
$L_{u,1}$	11.3

Strato 2	
H_{-1}	50
H_{-2}	100
S_{-2}	50
$L_{u,2}$	0

Strato 3	
H_{-2}	100
H_{-3}	infinito
S_{-3}	infinito
$L_{u,3}$	0

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI					
α	1.2	α	1.2	α	1.2
S (MPa)	0.4	S (MPa)	0.4	S (MPa)	0.4
d_s	0.24	d_s	0.24	d_s	0.24
$L_{s,u1}$	11.3	$L_{s,u2}$	0	$L_{s,u3}$	0
Q_{s1}	3408.00	Q_{s2}	0.00	Q_{s3}	0.00

Resistenza laterale	
$Q_{s,l} = \sum Q_{s,i}$	
1743.22	kN

Resistenza punta	
$Q_p = 0,15 * Q_{s,i}$	
0.00	kN

Carico limite	
$Q_{lim} = Q_{s,l} + Q_p$	
1743.22	kN

Carico agente	
$Q_{ag} =$	928.00 kN

Coefficiente di Sicurezza	
$F_{stot} = Q_{lim}/(Q_{ag}) =$	1.88

8.5.5. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche sugli spostamenti verticali subiti dai micropali vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso e dei carichi agenti verticali di modesta entità.

8.5.6. Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura

Le sollecitazioni agenti allo SLU sul singolo micropalo e gli spostamenti orizzontali della testa del micropalo stesso, sono stati effettuati utilizzando il metodo semplificato di Matlock&Reese. Nella tabella seguente vengono indicati i valori delle forze orizzontali massime agenti (H_i) e del relativo momento flettente (M_i) nel caso di SLU e SLE per le combinazioni di carico analizzate. I valori relativi agli spostamenti in testa ai micropali invece sono da riferirsi allo SLE. Per il calcolo in questione si è utilizzato un valore molto cautelativo del modulo di reazione orizzontale E_s valutato pari a 15000 kN/m³.

		Hi (kN)	Mi (kNm)	yi (mm)
SLE		80	-	5.49
SLU	A1+M1+R1	108	52.4	-
	A2+M1+R2	84	40.7	-
	A1+M1+R3	108	52.4	-
SLU sisma +	M1+R1	79	38.3	-
	M1+R3	79	38.3	-
SLU sisma -	M1+R1	78	37.8	-
	M1+R3	78	37.8	-

I valori degli spostamenti orizzontali della testa dei micropali sono compatibili con l'opera stessa. Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - MURI DI SOTTOSCARPA STRADA DI ACCESSO
Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo;m=micropalo)		m
diámetro esterno (m)		0.17
diámetro interno (m)		0.15
lunghezza (m)	L	11.3
modulo elastico cls (kPa)	E_c	31220186
modulo elastico acciaio (kPa)	E_a	210000000
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	210000000
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.000
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	15 000
fattore di rigidezza (m)	T	0.69
L/T	λ	16.469
coeff. di profondità max	Z_{max}	16.5

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	108.0
momento agente sup. terreno (kNm)	Mpc	-52.4
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-52.4

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	7.41	2.45E-08	-52.38	108.00
-0.1	-0.07	7.39	7.65E-05	-45.22	100.41
-0.2	-0.14	7.29	2.75E-04	-38.56	92.91
-0.3	-0.21	7.14	5.96E-04	-32.50	85.39
-0.4	-0.27	6.93	1.01E-03	-26.86	78.18
-0.5	-0.34	6.69	1.50E-03	-21.77	71.11
-0.6	-0.41	6.42	2.05E-03	-17.15	64.43
-0.7	-0.48	6.13	2.66E-03	-12.90	58.00
-0.8	-0.55	5.81	3.29E-03	-9.15	51.83
-0.9	-0.62	5.49	3.96E-03	-5.80	45.99
-1.0	-0.69	5.15	4.65E-03	-2.85	40.55
-1.2	-0.82	4.49	6.04E-03	1.99	30.58
-1.4	-0.96	3.82	7.40E-03	5.54	21.99
-1.6	-1.10	3.19	8.70E-03	8.11	14.82
-1.8	-1.24	2.59	9.91E-03	9.73	8.87
-2.0	-1.37	2.06	1.10E-02	10.61	4.17
-2.5	-1.72	1.00	1.32E-02	10.47	-3.59
-3.0	-2.06	0.30	1.47E-02	8.63	-6.72
-3.50	-2.40	-0.10	0.02	6.22	-7.40
-4.00	-2.74	-0.28	0.02	3.50	-6.01
-4.50	-3.09	-0.32	0.02	2.10	-4.47
-5.0	-3.43	-0.28	1.58E-02	0.80	-2.95
-10	-6.86	0.01	1.52E-02	0.00	0.00

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168.3\text{mm}$ e spessore $s=10\text{mm}$; il momento plastico della sezione trasversale del tubo risulta essere:

$$\text{Area} = 4973 \text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940 \text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

$$M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{\max}=52.4 \text{ kNm}$$

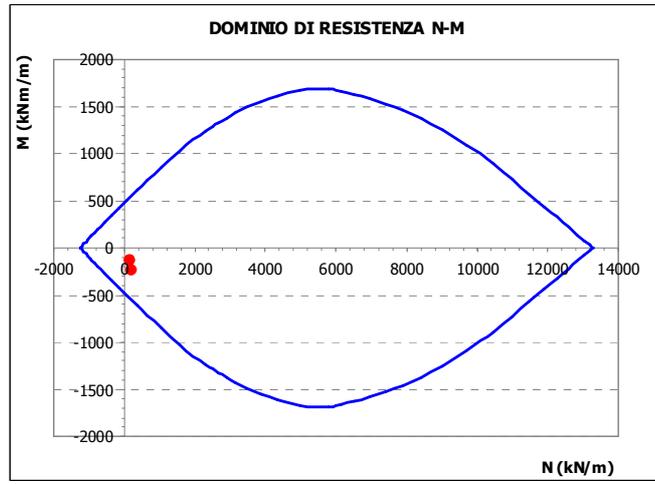
Il momento plastico della sezione d'acciaio è maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

8.5.7. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali.

Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	$h \text{ (m)}=$	6.00	6.00	6.00
Momento totale	$M_{\text{tot}} \text{ (kNm/m)}=$	-245.44	-127.99	-132.32
Sforzo assiale totale	$N_{\text{tot}} \text{ (kN/m)}=$	204.07	174.15	171.69

Ipotizzando un'armatura simmetrica del paramento costituita da barre $\varnothing 20/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica

Considerando la massima reazione sui micropali che si ottiene dall'analisi del muro nella condizione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 per la fase statica e la fase sismica, il meccanismo che si viene ad instaurare è del tipo Tirante di acciaio – Puntone di cls, sulla base del quale:

$$T = N \cdot \frac{b}{h} \quad \text{tiro nell'armatura}$$

dove:

$h=0.9 H$ altezza efficace;

H altezza della fondazione;

N carico assiale, depurato del peso della plinto e del terreno di rinterro;

b braccio della forza N .

In tal senso, per l'allineamento di micropali maggiormente sollecitato (lato valle), si ottiene:

$$N_{\max} = 928 \text{ kN};$$

$$P_{\text{plinto}} = 56 \text{ kN} \quad (\text{il rinterro lato valle non viene considerato nel calcolo});$$

$$N_{\max}^* = 928 - 56 = 872 \text{ kN};$$

$$b = 0.41 \text{ m};$$

$$H = 1.0 \text{ m};$$

$$T = 397 \text{ kN};$$

$$i = 1.50 \text{ m} \quad \text{interasse micropali};$$

$$T^* = 397/1.5 = 265 \text{ kN/m} \quad \text{tiro nell'armatura per metro lineare di fondazione.}$$

Ipotizzando un'armatura costituita da barre $\varnothing 20/20$, si ottiene un'area complessiva $A_s = 1570 \text{ mm}^2/\text{m}$ per metro lineare di fondazione.

$$\sigma = T/A_s = 168.8 \text{ MPa} < f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

8.6. Muro di sostegno TIPO 4: H=4.5 – 6.0 m – Rilascio del tirante

Di seguito si mostrano le verifiche del muro TIPO 4 ipotizzando il mancato funzionamento del tirante d'ancoraggio dovuto ad un'eventuale perdita di tensione dello stesso. In tal senso si annulla completamente, nel calcolo, il contributo del tirante alla stabilità dell'opera.

8.6.1. Verifica al ribaltamento (SLU)

Verifica a ribaltamento		STATICA
		EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	806.24
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	631.22
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	1.28

Verifica a ribaltamento		SISMA +	SISMA –
		EQU+M2+R2	EQU+M2+R2
Momento stabilizz. rispetto al piede	Ms (kNm/m)=	812.64	810.24
Momento ribaltante rispetto al piede	Mr (kNm/m)=	515.39	517.24
Coefficiente di sicurezza (Ms/Mr)	Fs=	1.58	1.57

8.6.2. Verifica a scorrimento (SLU)

La verifica a scorrimento viene omessa a causa della presenza dei micropali in fondazione.

8.6.3. Sollecitazioni in testa ai micropali (SLU)

Per la valutazione delle azioni agenti in testa ai singoli micropali necessarie per effettuare le successive verifiche, ovvero la valutazione dell'aliquota di carico assiale dovuta ai carichi "permanenti" ed ai carichi "variabili", si riportano di seguito le azioni agenti all'intradosso della fondazione rispetto al baricentro della palificata per la fase statica in fase di esercizio e per la fase sismica.

Sollecitazioni agenti rispetto al baricentro della palificata	STATICA	SISMA +	SISMA –
N (kN/m)=	464	455	451
T (kN/m)=	143	126	125
M (kNm/m)=	138	89	88

Si riportano le azioni agenti in testa ai singoli micropali secondo gli allineamenti riportati nella figura 5.

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		STATICA		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	463	389	74
	Allineamento 2	232	287	-55
T (kN)		107	86	21

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA +		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	453	415	38
	Allineamento 2	239	267	-28
T (kN)		105	95	10

Sforzo assiale in testa ai singoli micropali		SISMA -		
N (kN)		N_{tot}	N_{perm}	N_{var}
	Allineamento 1	450	412	38
	Allineamento 2	236	264	-28
T (kN)		104	93	11

8.6.4. Verifica della lunghezza dei micropali (SLU)

Nel calcolo si considera come lunghezza utile $L_u=11.3$ m (si ipotizza un ancoraggio del tubo d'armatura nella fondazione del muro pari a 0.7 m). In via cautelativa si considerano, ai fini del calcolo, un numero di verticali indagate pari a 1 (tabella 8 - $\xi_3, \xi_4=1.7$) e non viene preso in considerazione il contributo della resistenza alla punta per la determinazione del carico limite. I valori dei coefficienti di sicurezza risultano superiori a 1 in entrambi i casi.

Combinazioni di carico			
SLU - statica	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
A1+M1+R1	617	2005	3.25
A2+M1+R2	485	1383	2.85
A1+M1+R3	617	1743	2.83

Combinazioni di carico			
SLU – sisma +	N_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	FS
M1+R1	453	2005	4.43
M1+R3	453	1743	3.85
SLU – sisma -			
M1+R1	450	2005	4.46
M1+R3	450	1743	3.87

Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - STRADA DI ACCESSO: MURO H=6m
Combinazione A1+M1+R3 - statica senza tirante
Calcolo della capacità portante del un micropalo

Parametri geometrici del micropalo		
profondità testa micropalo (m)	t.mp	1
profondità punta micropalo (m)	St	12.3
lunghezza utile micropalo (m)	Lu	11.3
diametro di perforazione (m)	d	0.2
lunghezza zona iniettata (m)	L _s	11.3
tipo di iniezione		IRS

Strato 1	
H ₀	0
H ₁	50
S ₁	50
L _{u,1}	11.3

Strato 2	
H ₁	50
H ₂	100
S ₂	50
L _{u,2}	0

Strato 3	
H ₂	100
H ₃	infinito
S ₃	infinito
L _{u,3}	0

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI					
α	1.2	α	1.2	α	1.2
s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4	s (MPa)	0.4
d _s	0.24	d _s	0.24	d _s	0.24
L _{s,u1}	11.3	L _{s,u2}	0	L _{s,u3}	0
Q_{s1}	3408.00	Q_{s2}	0.00	Q_{s3}	0.00

Resistenza laterale	
$Q_{s,i} = \sum Q_{s,i}$	
1743.22	kN

Resistenza punta	
$Q_p = 0,15 * Q_{s,i}$	
0.00	kN

Carico limite	
$Q_{lim} = Q_{s,t} + Q_p$	
1743.22	kN

Carico agente	
$Q_{ag} =$	617.00 kN

Coefficiente di Sicurezza	
$F_{stot} = Q_{lim}/(Q_{ag}) =$	2.83

8.6.5. Verifiche di esercizio (SLE)

Le verifiche sugli spostamenti verticali subiti dai micropali vengono omesse perché ritenute non essenziali alla luce dei valori di deformabilità molto bassi dell'ammasso roccioso e dei carichi agenti verticali di modesta entità.

8.6.6. Calcolo del momento agente sul micropalo e verifica del tubo di armatura

Le sollecitazioni agenti allo SLU sul singolo micropalo e gli spostamenti orizzontali della testa del micropalo stesso, sono stati effettuati utilizzando il metodo semplificato di Matlock&Reese. Nella tabella seguente vengono indicati i valori delle forze orizzontali massime agenti (H_i) e del relativo momento flettente (M_i) nel caso di SLU e SLE per le combinazioni di carico analizzate. I valori relativi agli spostamenti in testa ai micropali invece sono da riferirsi allo SLE. Per il calcolo in questione si è utilizzato un valore molto cautelativo del modulo di reazione orizzontale E_s valutato pari a 15000 kN/m³.

		Hi (kN)	Mi (kNm)	yi (mm)
SLE		107	-	7.35
SLU	A1+M1+R1	143	69.3	-
	A2+M1+R2	113	54.8	-
	A1+M1+R3	143	69.3	-
SLU sisma +	M1+R1	105	50.9	-
	M1+R3	105	50.9	-
SLU sisma -	M1+R1	104	50.4	-
	M1+R3	104	50.4	-

I valori degli spostamenti orizzontali della testa dei micropali sono compatibili con l'opera stessa. Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, la scheda di verifica relativa ai risultati appena esposti nella condizione maggiormente gravosa.

DIGA SESSERA - MURI DI SOTTOSCARPA STRADA DI ACCESSO
Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo;m=micropalo)		m
diámetro esterno (m)		0.17
diámetro interno (m)		0.15
lunghezza (m)	L	11.3
modulo elastico cls (kPa)	E_c	31220186
modulo elastico acciaio (kPa)	E_a	210000000
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	210000000
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.000
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	15 000
fattore di rigidezza (m)	T	0.69
L/T	λ	16.469
coeff. di profondità max	Z_{max}	16.5

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	143.0
momento agente sup. terreno (kNm)	Mpc	-69.3
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-69.3

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	9.82	3.24E-08	-69.35	143.00
-0.1	-0.07	9.79	1.01E-04	-59.88	132.95
-0.2	-0.14	9.65	3.65E-04	-51.06	123.02
-0.3	-0.21	9.45	7.90E-04	-43.03	113.06
-0.4	-0.27	9.17	1.34E-03	-35.56	103.52
-0.5	-0.34	8.86	1.98E-03	-28.83	94.16
-0.6	-0.41	8.50	2.71E-03	-22.70	85.31
-0.7	-0.48	8.12	3.52E-03	-17.08	76.80
-0.8	-0.55	7.70	4.35E-03	-12.11	68.63
-0.9	-0.62	7.27	5.24E-03	-7.69	60.89
-1.0	-0.69	6.82	6.16E-03	-3.78	53.69
-1.2	-0.82	5.94	8.00E-03	2.63	40.49
-1.4	-0.96	5.05	9.80E-03	7.33	29.11
-1.6	-1.10	4.22	1.15E-02	10.74	19.62
-1.8	-1.24	3.43	1.31E-02	12.89	11.75
-2.0	-1.37	2.73	1.46E-02	14.05	5.52
-2.5	-1.72	1.32	1.75E-02	13.86	-4.75
-3.0	-2.06	0.40	1.94E-02	11.42	-8.90
-3.50	-2.40	-0.13	0.02	8.23	-9.80
-4.00	-2.74	-0.37	0.02	4.63	-7.95
-4.50	-3.09	-0.43	0.02	2.79	-5.92
-5.0	-3.43	-0.37	2.10E-02	1.07	-3.91
-10	-6.86	0.02	2.02E-02	0.00	0.00

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168.3\text{mm}$ e spessore $s=10\text{mm}$; il momento plastico della sezione trasversale del tubo risulta essere:

$$\text{Area} = 4973 \text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940 \text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

$$M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{\max}=69.3 \text{ kNm}$$

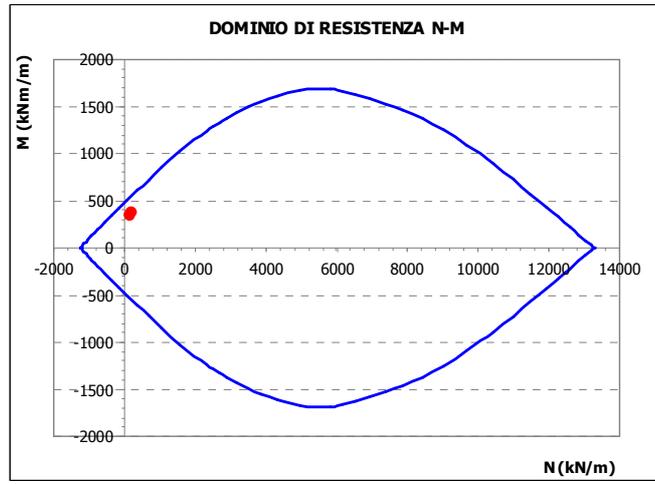
Il momento plastico della sezione d'acciaio è maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

8.6.7. Sollecitazioni agenti sul paramento del muro e verifica

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base del paramento del muro sono di seguito riportate; esse fanno riferimento alla combinazione di carico (A1+M1+R1) in fase statica e in fase sismica relativa alle verifiche strutturali.

Sezione di base		STATICA	SISMA +	SISMA -
		A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1
Altezza della sezione da testa muro	$h \text{ (m)}=$	6.00	6.00	6.00
Momento totale	$M_{\text{tot}} \text{ (kNm/m)}=$	369.14	344.76	340.43
Sforzo assiale totale	$N_{\text{tot}} \text{ (kN/m)}=$	204.07	174.15	171.69

Ipotizzando un'armatura simmetrica del paramento costituita da barre $\varnothing 20/20$, si riporta di seguito il dominio di interazione N-M (valutato senza considerare il contributo dello sforzo assiale agente) per lo SLU relativo alla sezione di base del paramento.



Sollecitazioni agenti sulla fondazione e verifica

Considerando la massima reazione sui micropali che si ottiene dall'analisi del muro nella condizione di carico (A1+M1+R1) dell'Approccio 1 per la fase statica e la fase sismica, il meccanismo che si viene ad instaurare è del tipo Tirante di acciaio – Puntone di cls, sulla base del quale:

$$T = N \cdot \frac{b}{h} \quad \text{tiro nell'armatura}$$

dove:

$h=0.9 H$ altezza efficace;

H altezza della fondazione;

N carico assiale, depurato del peso della plinto e del terreno di rinterro;

b braccio della forza N .

In tal senso, per l'allineamento di micropali maggiormente sollecitato (lato valle), si ottiene:

$$N_{\max} = 617 \text{ kN};$$

$$P_{\text{plinto}} = 56 \text{ kN} \quad (\text{il rinterro lato valle non viene considerato nel calcolo});$$

$$N_{\max}^* = 617 - 56 = 561 \text{ kN};$$

$$b = 0.41 \text{ m};$$

$$H = 1.0 \text{ m};$$

$$T = 256 \text{ kN};$$

$$i = 1.50 \text{ m} \quad \text{interasse micropali};$$

$$T^* = 256/1.5 = 171 \text{ kN/m} \quad \text{tiro nell'armatura per metro lineare di fondazione.}$$

Ipotizzando un'armatura costituita da barre $\varnothing 20/20$, si ottiene un'area complessiva $A_s = 1570 \text{ mm}^2/\text{m}$ per metro lineare di fondazione.

$$\sigma = T/A_s = 108.9 \text{ MPa} < f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

9. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI TAGLI

Le verifiche di stabilità dei tagli previsti lungo la strada di accesso sono state eseguite in condizioni statiche e sismiche secondo quanto prescritto dalla normativa. I risultati sono sintetizzati nelle tabelle che seguono, mentre nelle figure si riportano le superfici di scorrimento corrispondenti ai valori dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti.

Sono state prese in considerazione 3 sezioni tipo in corrispondenza delle situazioni più critiche: la sezione 7 in cui è presente il muro di sottoscampa con $H=4.5\text{m}$ ed il taglio a monte della strada con banche da 2m ogni 7m in altezza; la sezione 9 con muro di sottoscampa di altezza pari a 6.0m ed il taglio a monte della strada; la sezione 17 senza muro ma con il taglio a monte della strada con banche da 2m ogni 7 m d'altezza.

I parametri di resistenza caratteristici utilizzati nell'analisi fanno riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica allegata al progetto, a cui si fa riferimento integralmente; in particolare, per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento al criterio generalizzato di Hoek-Brown per la parte più alterata di quest'ultimo ($\sigma_{ci}=80\text{ MPa}$; $GSI=50$; $m_i=27$; $D=0.7$) mentre per il materiale di riempimento (provenienti dagli scavi) sono stati utilizzati i seguenti parametri $\gamma=29\text{ kN/m}^3$, $c'=0\text{ kPa}$, $\varphi'=38^\circ$. Tali parametri sono stati successivamente ridotti per le verifiche allo SLU. Per tale riduzione è stato seguito un doppio criterio: nel caso del materiale di riempimento secondo i coefficienti parziali $\gamma_\gamma=1$, $\gamma_\varphi=1.25$, $\gamma_{c'}=1.25$ definiti nella tabella 5; nel caso dell'ammasso roccioso si è utilizzato un valore di $\sigma_{ci}=32\text{ MPa}$ lasciando invariati gli altri parametri (GSI , m_i , D) in modo tale da ottenere una riduzione di φ' pari a 1.25 e una riduzione di c' pari a 1.47 (maggiormente cautelativa secondo quanto previsto da normativa).

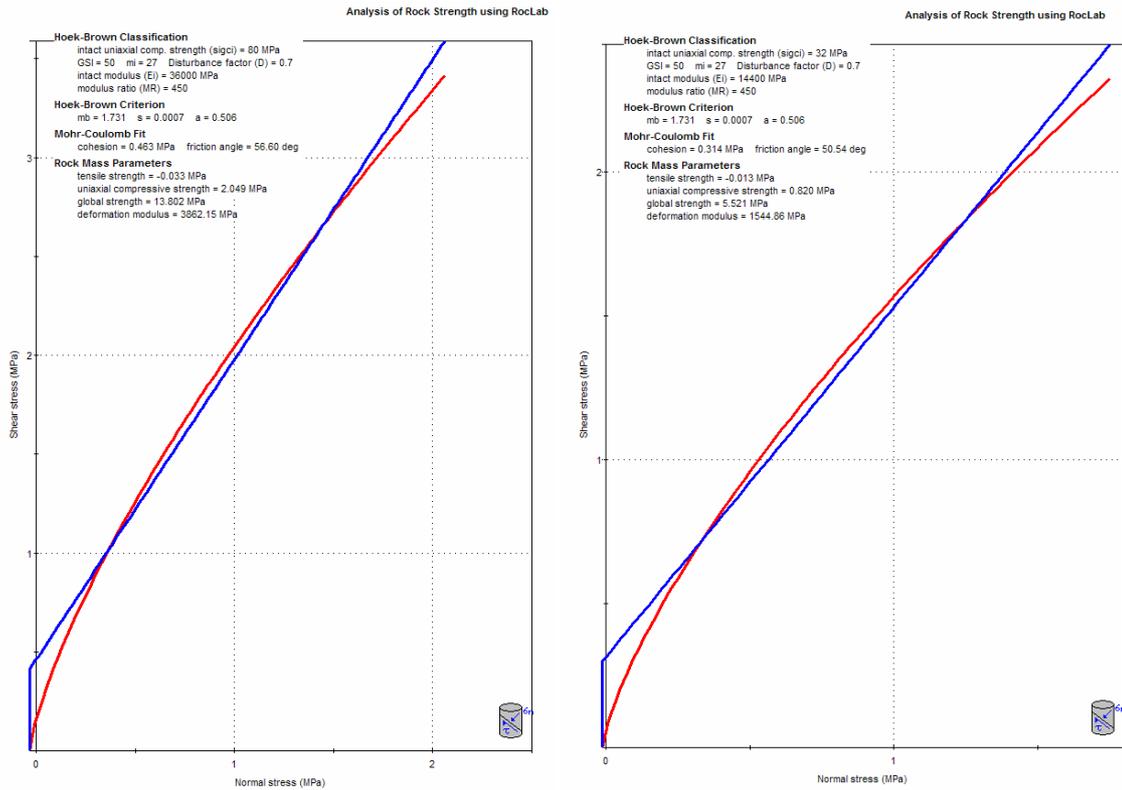


Figura 8 – Criterio di Hoek-Brown: curva intrinseca reale e ridotta

In fase statica è stato considerato un sovraccarico di origine stradale pari a 20 kPa; in fase sismica tale sovraccarico è stato ridotto della metà, e quindi posto pari a 10 kPa.

9.1. Sezione 7

Si riportano i risultati dell'analisi relativa alla sezione 7 per la fase statica e la fase sismica; in entrambi i casi è garantita la stabilità con ampi margini di sicurezza ($FS > 1$).

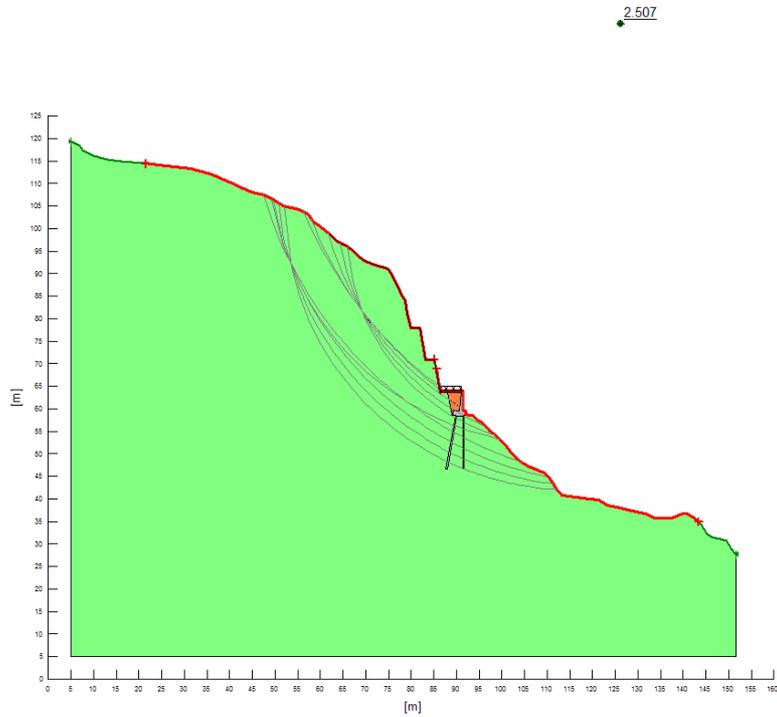


Figura 9 - Sezione 7: Condizioni statiche

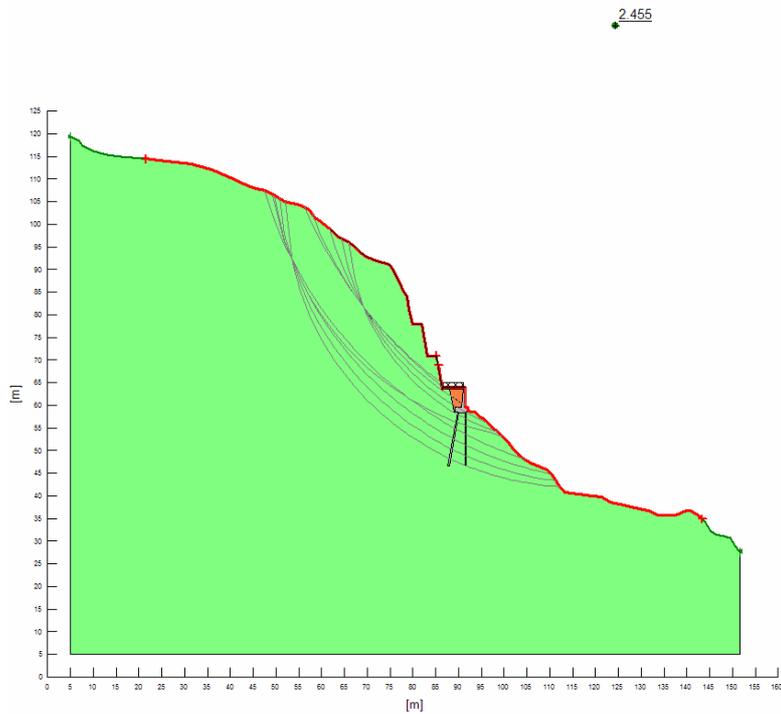


Figura 10 - Sezione 7: Condizioni sismiche

Sezione 7	FS
SLU - condizioni statiche	2.507
SLU - condizioni sismiche	2.455

9.2. Sezione 9

Nelle figure di seguito si mostrano i risultati dell'analisi relativi alla sezione 9; in via cautelativa non viene presa in considerazione la presenza del tirante per il muro di altezza massima e pari a $H=6.0\text{m}$.



Figura 11 - Sezione 9: Condizioni statiche

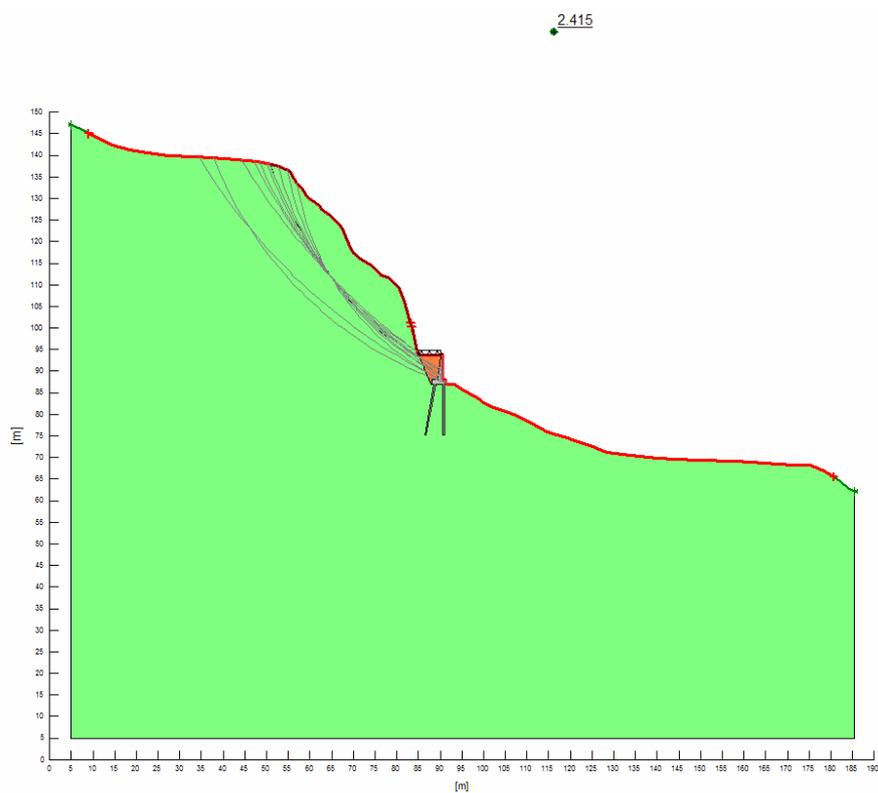


Figura 12 – Sezione 9: Condizioni sismiche

Sezione 9	FS
SLU - condizioni statiche	2.474
SLU - condizioni sismiche	2.415

Da quanto esposto si rileva che sia per la fase statica che per la fase sismica è garantita la stabilità con ampi margini di sicurezza ($FS > 1$).

9.3. Sezione 17

Si riportano i risultati dell'analisi relativa alla sezione 17 per la fase statica e la fase sismica:

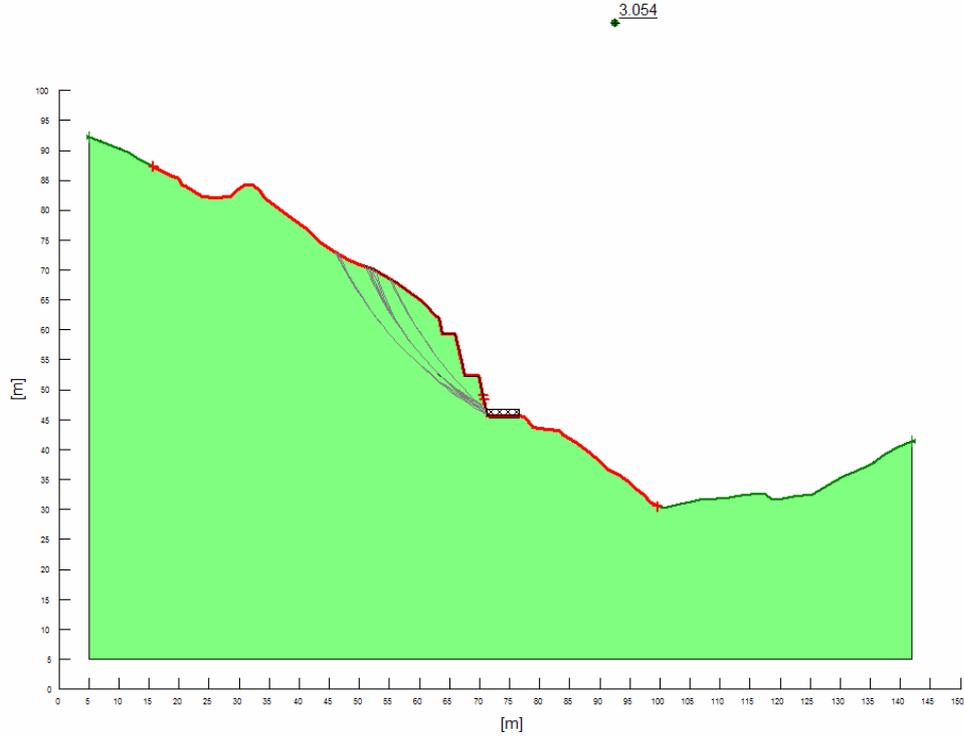


Figura 13 – Sezione 17: Condizioni statiche

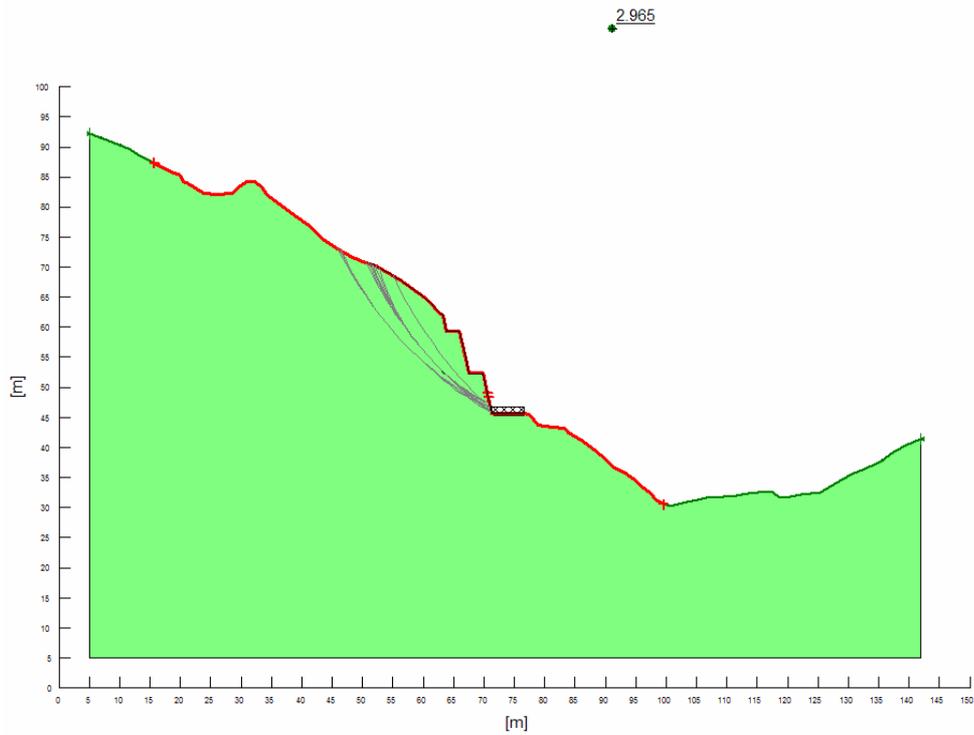


Figura 14 – Sezione 17: Condizioni sismiche

Sezione 17	FS
SLU - condizioni statiche	3.054
SLU - condizioni sismiche	2.965

Dai risultati sopra esposti si rileva che sia per la fase statica che per la fase sismica è garantita la stabilità con ampi margini di sicurezza ($FS > 1$).