

PROGRAMMA REGIONALE FESR 2021/2027

Priorità II *Tansizione ecologica e resilienza*

Obiettivo specifico *"Promuovere l'adattamento ai cambiamenti climatici, la prevenzione del rischio di catastrofe, la resilienza, tenendo conto degli approcci ecosistemici"*

Azione II.2iv.1 *"Recupero e difesa del territorio nel rispetto degli habitat e degli ecosistemi esistenti"*

Committente:



Ente di gestione delle aree protette dei Parchi Reali

LAVORI DI RIPRISTINO SITUAZIONI DI DISSESTO E MIGLIORAMENTO DELLA SENTIERISTICA NELL'AREA REGIONALE DEL PARCO NATURALE LA MANDRIA

C.U.P. I28E23000010009 - C.I.G.

PROGETTO ESECUTIVO

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE DELLE OPERE DI DIFESA E DI SOSTEGNO

SCALA:

DATA:

maggio 2024

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	6
	I	D	E	S			
IDES1518-6	I	D	E	S	1518		

Dati Progettisti:

Studio ANSELMO Associati
Via Vittorio Emanuele n° 14
10023 CHIERI (TO)

Dott. Ing. Virgilio Anselmo
Dott. For. Fulvio Anselmo
Collaboratori:
Dott. For. Davide Spada
Dott. Ing. Donato Vittore
Dott. Ing. Lorenzo Petrolo

Rev.	Redatto	Controllato	Approvato	Data	Timbri e Firme
					Dott. Ing. Virgilio Anselmo (ordine ingegneri prov. di Torino n. 3365Y) Dott. For. Fulvio Anselmo (ordine dott. agronomi e forestali prov. di Torino n. 664)
0	Ing. D. Vittore	Dott. For. F. Anselmo	Dott. For. F. Anselmo	05/24	

Il Responsabile unico del progetto :

FIRMA

dott. Claudio Masciavè

Sommario

1	PREMESSA.....	1
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	1
3	INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO.....	1
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	1
5	MODELLAZIONE SISMICA.....	1
	5.1 Valutazione dell'azione sismica.....	1
	5.2 Parametri e coefficienti sismici specifici del sito.....	2
6	PROFILO GEOTECNICO.....	2
7	PALIFICATA A PARETE SINGOLA.....	3
	7.1 Verifiche geotecniche.....	3
	7.1.1 Ribaltamento.....	5
	7.1.2 Scorrimento sul piano di posa.....	10
	7.1.3 Carico limite dell'insieme terreno-fondazione.....	10
	7.1.4 Stabilità globale.....	11
	7.1.5 Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.....	12
8	SCOGLIERA.....	16
	8.1 Dati geotecnici del terreno.....	16
	8.2 Azioni.....	17
	8.2.1 Azioni permanenti.....	17
	8.2.2 Azioni variabili.....	17
	8.3 Verifiche geotecniche.....	17
	8.4 Descrizione della struttura.....	17
	8.4.1 Combinazioni di verifica.....	18
	8.4.2 Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	20
	8.4.3 Calcolo degli spostamenti.....	21
	8.5 Verifica al trascinarsi dei blocchi.....	21
9	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	23

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale
del Parco Naturale la Mandria
CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

1 PREMESSA

La presente relazione *Calcoli verifica stabilità strutturale opere di difesa* è redatta in ottemperanza a quanto riportato all'art. 22, allegato I.7, D.lgs. 36/2023.

Si prendono in considerazione le opere di sostegno relativamente agli interventi 1 e 5B, ovvero:

- Intervento 1: palificata a parete singola
- Intervento 5B: scogliera in massi

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare C.S.L.P. 21/01/2019 n. 7 - *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*

3 INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO

Data la natura delle opere, non sono state condotte indagini geologiche.

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le modellazioni geotecniche impiegate sono:

- palificata a parete singola: diaframma
- scogliera in massi: opera di sostegno

5 MODELLAZIONE SISMICA

Con riferimento ai parr. 3.2 e 7.11.6 delle NTC2018, le azioni sismiche prese in considerazione nelle verifiche risultano essere le seguenti.

5.1 Valutazione dell'azione sismica

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza delle opere di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue con i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v , possono essere valutati mediante le espressioni

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

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

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al suolo

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

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 (par. 3.2.3.2 NTC2018)

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo SLV

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite ultimo SLD

5.2 Parametri e coefficienti sismici specifici del sito

Il sito si trova ad una longitudine di 7.552363° e ad una latitudine di 45.159875°. I valori di a_g , F_0 e T_C^* si trovano all'interno della maglia del reticolo avente vertici numero 13125, 13126, 13347 e 13348. Nella tabella seguente si riportano i valori interpolati specifici per il sito in funzione dello stato limite considerato:

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_C^*
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	30	0.026	2.531	0.181
SLD	50	0.032	2.563	0.204
SLV	475	0.064	2.719	0.271
SLC	975	0.077	2.758	0.283

Il sito viene considerato appartenente alla **categoria di sottosuolo C** ed alla **categoria topografica T1**, pertanto ne derivano i seguenti parametri per la costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale:

$$S_S = 1.500 \quad S_T = 1.000 \quad \text{da cui } S = 1.500$$

I valori dei coefficienti sismici, tenuto conto dei parametri precedenti, risultano:

- SLV $K_h = 3.65\%$
- SLD $K_h = 2.26\%$

6 PROFILO GEOTECNICO

Per tutte le opere, si considera uno strato di terreno omogeneo.

In assenza di specifiche analisi geotecniche condotte sui terreni, verranno impiegati valori geomeccanici medi desunti dalla letteratura scientifica di riferimento.

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

terreno	Eluvio colluviale
peso volumico	$\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
peso volumico saturo	$\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
angolo attrito	$\phi' = 31^\circ$
coesione	$c = 0.0 \text{ kPa}$

7 PALIFICATA A PARETE SINGOLA

Si procede alla verifica geotecnica della palificata a parete singola in sponda sinistra.

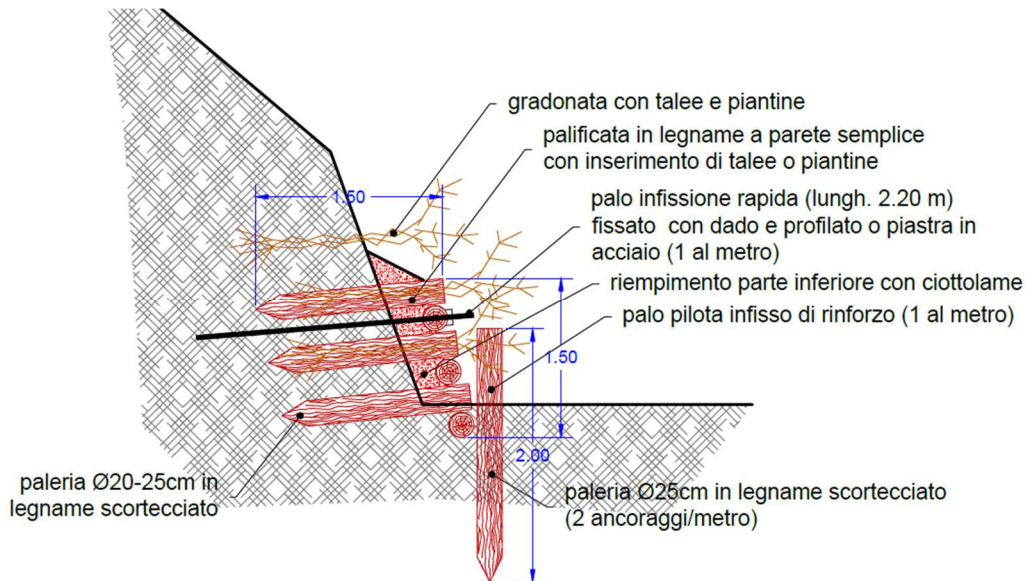


Figura 7-1 – Opera da verificare.

7.1 Verifiche geotecniche

Ai sensi del par. §6.5.3.1.1 delle NTC per le opere di sostegno le verifiche devono essere condotte per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - ribaltamento;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale del Parco Naturale la Mandria

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

Le rimanenti verifiche devono essere condotte applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 di Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Data la modesta importanza dell'opera, si eseguono le verifiche riferite al solo caso statico, trascurando il caso sismico.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qt}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

7.1.1 RIBALTAMENTO

L'opera può considerarsi come una palificata a parete semplice che scarica sui pali verticali infissi ubicati di fronte. Per condurre la verifica di questi pali si assimila l'opera ad una palizzata.

Si procede dapprima al calcolo della resistenza offerta dalla palificata a parete semplice.

La palificata semplice è costituita da correnti longitudinali e trasversali. Quest'ultimi sono infissi nel terreno retrostante l'opera. La resistenza $F_{h,i}$, quindi, è data dall'attrito laterale che i correnti trasversali offrono.

Lo schema di calcolo è il seguente.

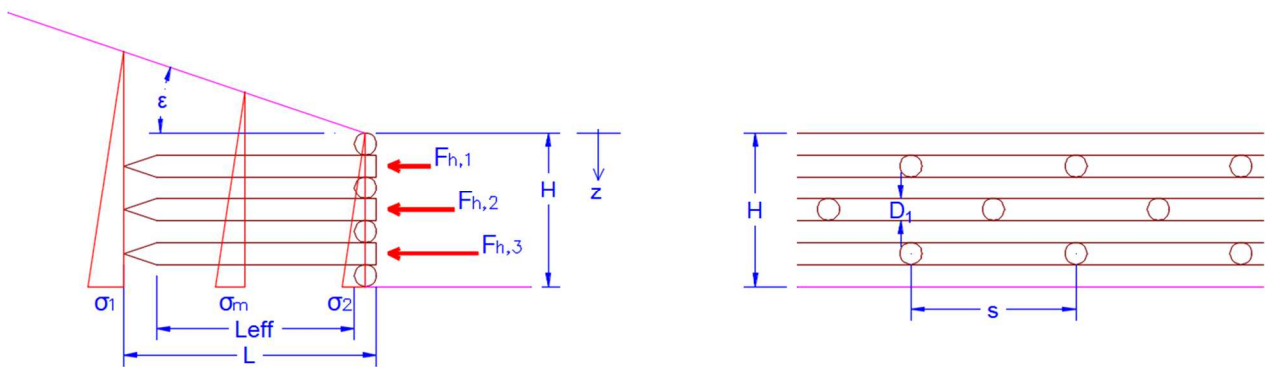


Figura 7-2 – Schema di calcolo delle resistenze offerte dai correnti trasversali.

L'attrito laterale dei pali trasversali infissi alla generica profondità z si calcola tramite la relazione generale:

$$f_z = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta$$

Fleming (1985) suggerisce di stimare empiricamente il valore del coefficiente di spinta legandolo al valore del coefficiente di capacità portante. Inoltre, si assume l'angolo di attrito a volume costante, in quanto si devono escludere la presenza di fenomeno di dilatanza. L'attrito laterale risulta, quindi, valutato tramite l'espressione:

$$f_z = N_q / 50 \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi'_{cv}$$

con:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$$

La tensione geostatica efficace σ'_{vo} (σ'_m in figura) viene determinata nel punto medio della lunghezza del palo effettivamente infisso L_{eff} (escludendo il tratto iniziale dove avviene il contatto con i pali longitudinali e la punta). Pertanto, si calcola come la media delle tensioni geostatiche sulla punta (σ'_1) e in superficie (σ'_2) del palo.

Le tensioni geostatiche in funzione della profondità z si determinano tramite le seguenti espressioni:

$$\sigma_1 = \gamma_t \cdot (z + L \cdot \tan \epsilon)$$

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale del Parco Naturale la Mandria

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

$$\sigma_2 = \gamma_t \cdot z$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$$

A questo punto, la resistenza del palo trasversale è data dalla superficie laterale (considerando la lunghezza effettiva L_{eff}), dalla spaziatura, dall'attrito laterale, valutabile tramite la relazione:

$$F_{Rd,h,i} = \frac{\pi \cdot D \cdot L_{eff} \cdot f_z}{s \cdot \gamma_R}$$

con γ_R coefficiente parziale di sicurezza per pali infissi oggetto ad attrito laterale in trazione pari a 1.25 (tab. 6.4.II NTC2018).

Il calcolo della resistenza dei pali trasversali, posizionati alla profondità z di 0.25 m, 0.75 m e 1.25 m ed aventi interasse di 1.5 m, è mostrato nello specchio seguente. In grassetto si evidenziano le forze di interesse.

gammaT	18.5	kN/mc		
H	1.5	m		
L	1.5	m		
Leff	1.1	m		
epsilon	30	°		
fi	31	°		
Nq	20.631	-		
s	1.5	m		
D1	0.2	m		
gammaR	1.25	-		
z	sigma	fs	FRd,h	
m	kN/mq	kN/mq	kN	
0	5.87	1.456	0.54	
0.25	10.50	2.603	0.96	
0.5	15.12	3.750	1.38	
0.75	19.75	4.896	1.80	
1	24.37	6.043	2.23	
1.25	29.00	7.190	2.65	5.41
1.5	33.62	8.336	3.07	

Figura 7-3 – Calcolo della resistenza trasversale dei pali trasversali.

Nota la resistenza offerta dalla palificata a parete singola, si procede alla verifica al ribaltamento, considerando ora la struttura come una palizzata dove il paramento è costituito dalla palificata e gli elementi verticali sono i pali di rinforzo verticali infissi davanti. La spinta del terreno viene in parte ridotta dalla resistenza intrinseca offerta dalla palificata semplice.

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

La verifica/dimensionamento della palizzata in legno è condotta al modello semplificato di Blum per paratie a sbalzo. In particolare consiste in una verifica al ribaltamento dell'opera e nel dimensionamento degli elementi verticali, quelli che direttamente assolvono la funzione di trasmettere i carichi agli orizzonti più profondi del terreno.

Si assumono le seguenti ipotesi:

- problema di deformazione piana
- palizzata infinitamente rigida
- palizzata perfettamente verticale
- caratteristiche geotecniche del terreno costanti ed omogenee
- comportamento meccanico del terreno definito dal solo angolo di attrito
- peso del terreno pari al peso specifico apparente
- sistema in condizioni drenate
- assenza di moti di filtrazione
- assenza di condizioni di instabilità globale del pendio

Le forze che agiscono sulla palizzata sono quelle prodotte dal terreno, dagli eventuali sovraccarichi accidentali e le resistenze della palificata che sono trasmesse al suolo dai pali infissi. Queste spinte gravano in parte direttamente sul palo verticale ed in parte sono trasmesse ad esso dagli elementi orizzontali.

Le forze in gioco sono quelle mostrate nella figura seguente e sono responsabili sia dei fenomeni di instabilità globale dell'opera, sia delle sollecitazioni sui singoli elementi di cui è costituita la palizzata.

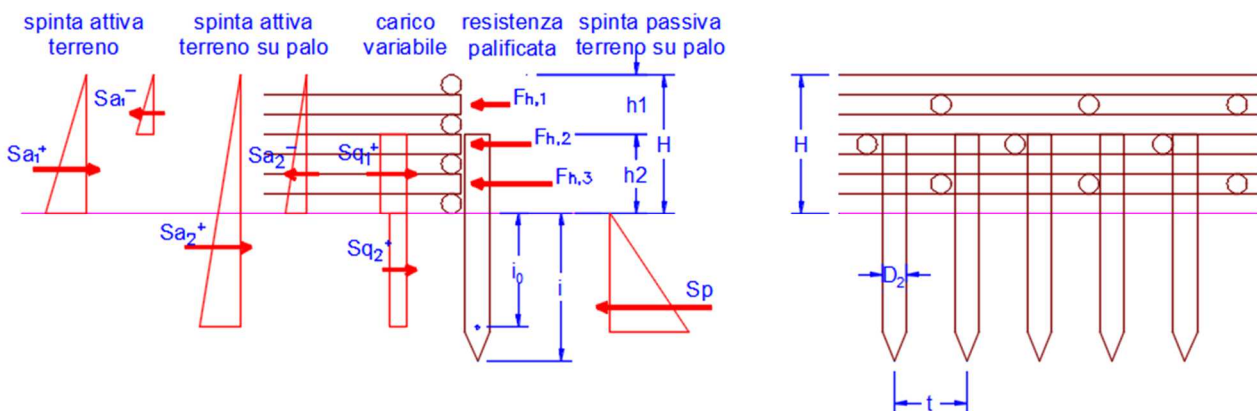


Figura 7-4 – Schema delle forze agenti sulla palizzata.

Si distinguono le seguenti categorie:

- forze responsabili del fenomeno di instabilizzazione della palizzata (spinte attive S_a e S_q), che sono la spinta del terreno a monte della palizzata e la spinta prodotta dall'eventuale

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

sovraccarico accidentale. Si fa notare che per la parte in elevazione le forze agiscono sull'area di influenza t dei pali verticali, mentre per la parte interrata le forze agiscono solo su metà della superficie laterale del singolo palo;

- forze responsabili del fenomeno di stabilizzazione dell'opera (spinta passiva S_p), che sono prodotte dalla spinta del terreno a valle della palizzata (agenti su metà della superficie laterale del singolo palo), e dalle resistenze della palificata a parete semplice ($F_{h,i}$).

Nel caso in esame, in cui alcune parti in elevazione della palizzata non sono sostenute da pali verticali, si procede comunque a determinare il valore delle azioni che non contribuiscono e che quindi andranno sottratte a quelle agenti.

Le grandezze agenti risultano:

D_2	diametro pali infissi
γ_i	coefficienti parziali di sicurezza
H	altezza dell'opera
h_1	altezza libera opera
h_2	altezza coperta dai pali infissi
i	profondità infissione palo verticale rispetto al piano di scavo
i_0	profondità di calcolo
k_a	coefficiente di spinta attiva
k_p	coefficiente di spinta passiva
L	lunghezza totale palo
t	distanza pali verticali
t_{max}	distanza massima pali verticali
M_{Sd}	momento sollecitante di progetto
M_{Rd}	momento resistente di progetto
q	carico accidentale
S_a	spinta attiva terreno
S_q	spinta carico accidentale
S_p	spinta passiva terreno
$M(z)$	legge variazione momento flettente
$F(z)$	leggete variazione taglio
W	modulo di resistenza del palo
γ_t	peso specifico terreno
φ	angolo attrito terreno
σ_{amm}	tensione ammissibile a flessione legno
β	inclinazione paramento controterra
ε	inclinazione terreno retrostante opera
δ	$2/3 \cdot \varphi$

Pertanto, le forze agenti sulla palizzata risultano:

$$S_{a1}^+ = \frac{1}{2} \gamma_t k_a H^2 t$$

$$S_{a1}^- = \frac{1}{2} \gamma_t k_a h_1^2 t$$

$$S_{a2}^+ = \frac{1}{2} \gamma_t k_a (H + i_0)^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

$$S_{a2}^- = \frac{1}{2} \gamma_t k_a H^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

$$S_{q1}^+ = q k_a h_2 t$$

$$S_{q2}^+ = q k_a (H + i_0 - H) \frac{\pi D_2}{2}$$

$$S_p^{\square} = \frac{1}{2} \gamma_t k_p i_0^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

dove, per terreni incoerenti, vale la teoria di Muller-Breslau (1857) per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva (nelle formule β corrisponde ad α):

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

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

Il metodo di Blum individua quale meccanismo di instabilizzazione globale il ribaltamento dell'opera intorno ad un centro di rotazione C posto alla profondità i_0 dal piano di scavo, pari a:

$$i_0 = 0.83 \cdot i$$

La condizione di verifica al ribaltamento viene ricercata equilibrando il momento, calcolato rispetto al centro di rotazione C, delle spinte attive (momento ribaltante M_{sd}) e delle spinte passive (momento stabilizzante M_{rd}):

$$M_{sd} = \gamma_G \left[S_{a1}^+ \left(i_0 + \frac{H}{3} \right) + S_{a2}^+ \left(\frac{i_0 + H}{3} \right) - S_{a1}^- \left(i_0 + h_2 + \frac{h_1}{3} \right) - S_{a2}^- \left(i_0 + \frac{H}{3} \right) \right] + \gamma_Q \left[S_{q1}^+ \left(i_0 + \frac{h_2}{3} \right) + S_{q2}^+ \left(\frac{i_0}{2} \right) \right]$$

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_R} \left[S_p \left(\frac{i_0}{2} \right) + F_{h,1}(i_0 + a_1) + F_{h,2}(i_0 + a_2) + F_{h,3}(i_0 + a_3) \right]$$

Il valore di γ_R dovrebbe essere quello desunto dalla tab. 6.5.I delle NTC2018 (ovvero 1.15), ma per sicurezza, data l'estrema variabilità dell'opera e dei suoi elementi costruttivi, si pone tale valore pari a 1.50.

Facendo variare la profondità di infissione i_0 è possibile determinare la condizione in cui i momenti stabilizzanti uguagliano i momenti instabilizzanti, ovvero:

$$M_{sd} = M_{rd}$$

Il calcolo dell'infissione e la relativa verifica di sicurezza al ribaltamento sono mostrati nello specchio seguente.

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

Si ottiene che la lunghezza di infissione di calcolo i_0 è pari a 0.78 m, mentre la lunghezza i reale è pari a 0.94 m. Pertanto, l'infissione del palo sarà di 1 m, mentre la lunghezza complessiva di 2 m (1 m infisso e 1 m fuori terra) e la spaziatura fra un palo e l'altro t pari a 0.5 m.

h1	0.5 m	gammaT	18.5 kN/m3		
h2	1 m	ϕ'	31 °	0.541	rad
H	1.5 m	δ	20.66667 °	0.361	rad
i	0.94 m	α	90 °	1.571	rad
i_0	0.78 m	ϵ_{monte}	30 °	0.524	rad
		ϵ_{valle}	0 °	0.000	rad
D2	0.25 m	Ka	0.270		
t	0.50 m	Kp	6.679 -		
q	2.00 kN/m2	F1h	0.96 kN	a1	1.25 m
gammaG	1.10 -	F2h	1.80 kN	a2	0.75 m
gammaQ	1.50 -	F3h	2.65 kN	a3	0.25 m
gammaR	1.50 -				
Sa1+	2.81 kN	Sa1-	0.31 kN		
Sa2+	5.11 kN	sa2-	2.20 kN		
Sq1+	0.27 kN				
Sq2+	0.17 kN				
Sp	14.88 kN				
MSd	5.07 kNm				
MRd	5.07 kNm				
Δ	0.00 kNm				
L	1.94 m				
Larrotond	2.00 m				

Figura 7-5 – Calcolo della lunghezza di infissione e verifica al ribaltamento della palizzata.

7.1.2 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica dello scorrimento sul piano di posa non è possibile condurla, in quanto il modello di calcolo della stabilità dell'opera adottato non si basa sulla condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale, ma sull'equilibrio alla rotazione e, inoltre, per l'opera non esiste fisicamente il piano di posa.

7.1.3 CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE

La verifica è condotta congiuntamente alla verifica al ribaltamento, poiché tale verifica coinvolge anche la mobilitazione del terreno a monte e valle dell'opera.

7.1.4 STABILITÀ GLOBALE

Con riferimento al par. §7.1, la verifica della stabilità globale deve essere condotta seguente l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Si ipotizza una superficie di rottura circolare passante per il punto più profondo del palo infisso, avente raggio pari a circa 2.3 volte l'altezza della palizzata (ovvero 3.5 m) e con il centro che passa lungo sull'asse del palo infisso.

Il metodo impiegato è quello di Fellenius, che consiste nel suddividere il pendio in n conci rigidi e calcolare le azioni che interessano ciascun concio:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \sum [c'_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi']$$

$$S_d = \sum W_i \sin \alpha_i$$

dove:

- c'_i coesione del terreno (supposta pari a 0 kPa)
- W_i peso del concio, comprensivo di eventuali sovraccarichi
- u_i pressione idrostatica alla base del concio (ignorata)
- φ' angolo resistenza al taglio terreno
- l_i lunghezza del concio
- α_i angolo fra la secante al cerchio critico, per ogni concio, e l'orizzontale

La verifica risulta essere soddisfatta se viene rispettata la condizione:

$$R_d > S_d$$

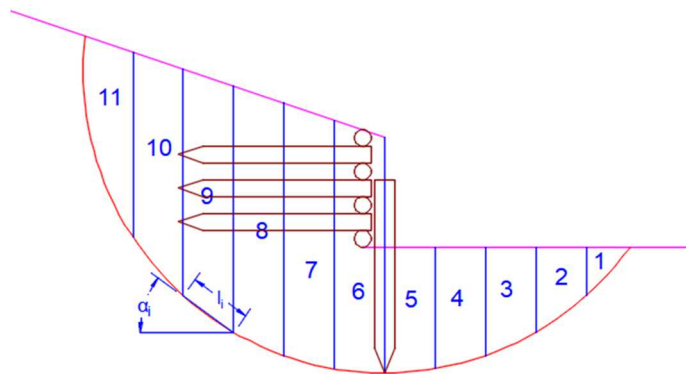


Figura 7-6 – Superficie di scorrimento e suddivisione in conci.

Pertanto, tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza da impiegare per questa specifica verifica (A2+M2+R2), che il taglio sollecitante $S_{d,i}$ dei conci a valle dell'opera (numerati da 1 a 5) è nullo poiché contribuiscono alla resistenza, si ottengono i seguenti valori:

$$R_d = 88.55 \text{ kN}$$

$$S_d = 87.01 \text{ kN}$$

$$R_d = 88.55 \text{ kN} > S_d = 87.01 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

7.1.5 RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

L'ultima verifica agli SLU consiste nel verificare che nella condizione STR il palo verticale infisso della palificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

A partire dalla lunghezza del palo determinata nel par. §7.1.1, è necessario tracciare i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione, con riferimento alla larghezza di influenza del singolo palo verticale t .

È necessario fissare un sistema di riferimento (z) con origine sulla sommità della palizzata e con l'asse positivo rivolto verso il basso, dall'equazione alla traslazione, è possibile scrivere la legge di variazione del taglio $T(z)$ e, dall'equilibrio alla rotazione, quella del momento flettente $M(z)$. La rotazione si considera sempre all'altezza della profondità di calcolo i_0 , corrispondente al centro di rotazione C del par. §7.1.1.

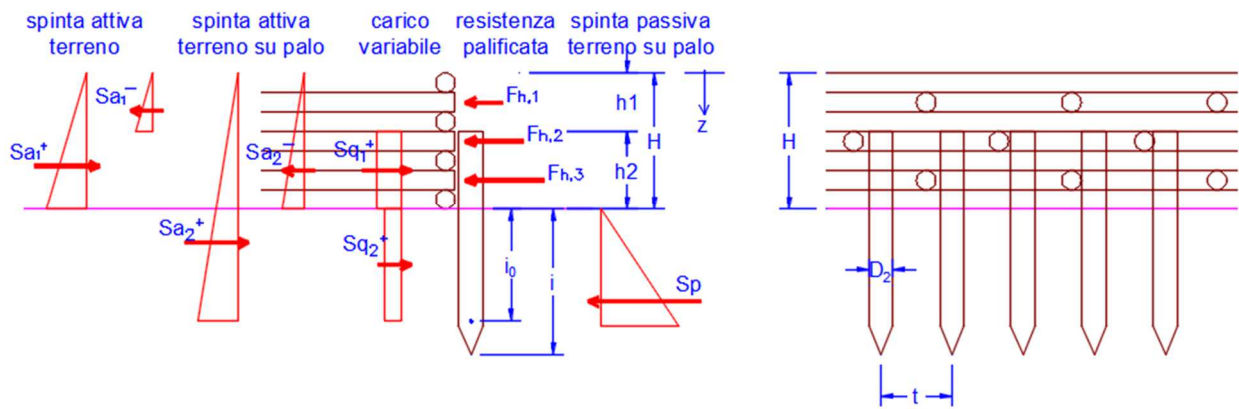


Figura 7-7 – Sollecitazioni agenti sul palo verticale infisso.

$$S_{a1}^i = \frac{1}{2} \gamma_t k_a h_i^2 t$$

$$S_{a2}^i = \frac{1}{2} \gamma_t k_a h_i^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

$$S_{q1} = q k_a h_i^2 t$$

$$S_{q2} = q k_a h_i^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

$$S_{p,i} = \frac{1}{2} \gamma_t k_p h_i^2 \frac{\pi D_2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z < h_1 \quad T(z) = 0 \\ h_i < z < H \quad T(z) = \gamma_{G, sfav} (S_{a1}^+ - S_{a1}^-) + \gamma_Q (S_{q1}^+) - \gamma_{G, fav} (F_{h1} + F_{h2} + F_{h3}) \\ z > H \quad T(z) = \gamma_{G, sfav} (S_{a1}^+ - S_{a1}^- + S_{a2}^+ - S_{a2}^-) + \gamma_Q (S_{q1}^+ + S_{q2}^+) - \frac{\gamma_{G, fav}}{\gamma_R} (F_{h1} + F_{h2} + F_{h3} + S_p) \end{array} \right.$$

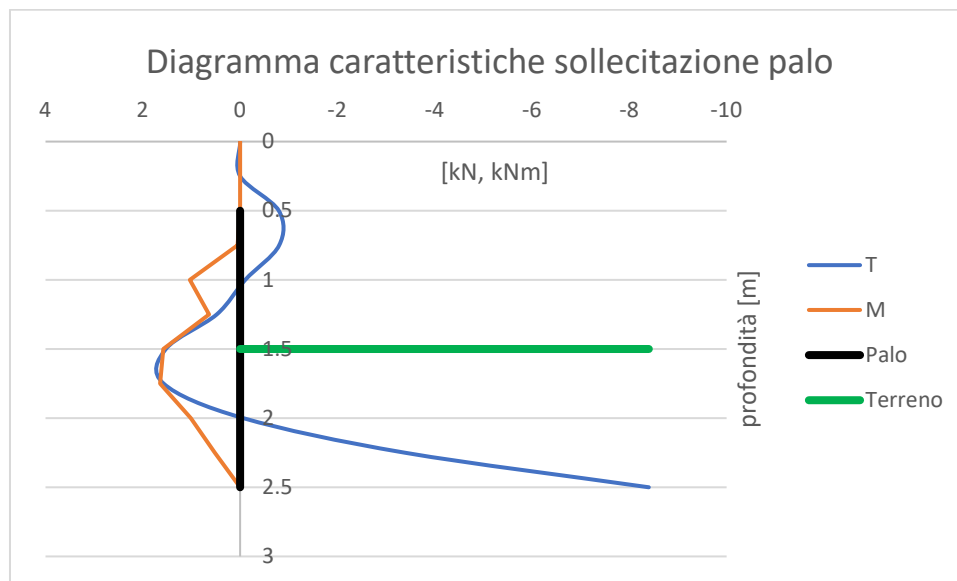
$$\left\{ \begin{array}{l} z < h_1 \quad M(z) = 0 \\ h_i < z < H \quad M(z) = \gamma_{G, sfav} (S_{a1}^+ b_{Sa1+} - S_{a1}^- b_{Sa1-}) + \gamma_Q (S_{q1}^+ b_{Sq1+}) - \gamma_{G, fav} (F_{h1} b_{Fh1} + F_{h2} b_{Fh2} + F_{h3} b_{Fh3}) \\ z > H \quad M(z) = \gamma_{G, sfav} (S_{a1}^+ b_{Sa1+} - S_{a1}^- b_{Sa1-} + S_{a2}^+ b_{Sa2+} - S_{a2}^- b_{Sa2-}) + \gamma_Q (S_{q1}^+ b_{Sq1+} + S_{q2}^+ b_{Sq2+}) \\ \quad \quad \quad - \frac{\gamma_{G, fav}}{\gamma_R} (F_{h1} b_{Fh1} + F_{h2} b_{Fh2} + F_{h3} b_{Fh3} + S_p b_{Sp}) \end{array} \right.$$

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale del Parco Naturale la Mandria

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

Diagrammando i valori calcolati, è possibile determinare il valore massimo del momento sollecitante di progetto $M_{f,max}$, calcolato sulla larghezza di influenza del singolo palo t.

h1	0.50	m	gammaT	18.5	kN/m3								
h2	1.00	m	phi'	31	°	0.541	rad						
H	1.50	m	delta	20.667	°	0.361	rad						4
i	0.94	m	alpha	90	°	1.571	rad						
i0	0.78	m	emonte	30	°	0.524	rad						
Ltot	2.00	m	evalle	0	°	0.000	rad						
D2	0.25	m	Ka	0.270									
t	0.50	m	Kp	6.679	-								
q	2	kN/m2	F1h	0.960	kN	a1	1.25	m					
gammaG	1.1	-	F2h	1.805	kN	a2	0.75	m					
gammaQ	1.5	-	F3h	2.650	kN	a3	0.25	m					
gammaR	1.5	-											
gammaQf	0.9	-											
z	Sa1+	Sa1-	Sa2+	Sa2-	Sq1+	Sq2+	F1h	F2h	F3h	Sp	T	M	
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.31	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.33	0.00	-0.80	0.00
0.75	0.70	0.31	0.00	0.00	0.07	0.00	0.00	0.90	0.90	1.33	0.00	-0.81	0.05
1	1.25	0.31	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00	0.90	0.90	1.33	0.00	-0.10	1.03
1.25	1.95	0.31	0.00	0.00	0.20	0.00	0.48	0.90	0.90	1.33	0.00	0.48	0.63
1.5	2.81	0.31	2.20	2.20	0.27	0.00	0.48	0.90	0.90	1.33	0.00	1.53	1.58
1.75	2.81	0.31	3.00	2.20	0.27	0.05	0.48	0.90	0.90	1.33	1.52	1.57	1.64
2	2.81	0.31	3.92	2.20	0.27	0.11	0.48	0.90	0.90	1.33	6.07	-0.07	1.01
2.25	2.81	0.31	4.96	2.20	0.27	0.16	0.48	0.90	0.90	1.33	13.65	-3.39	0.52
2.5	2.81	0.31	6.12	2.20	0.27	0.21	0.48	0.90	0.90	1.33	24.26	-8.40	0.00



Si ottiene che le massime sollecitazioni del singolo palo verticale sono:

$$T_{max} = 8.40 \text{ kN}$$

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

$$M_{\max} = 1.64 \text{ kNm}$$

Si passa, quindi, alla verifica della sezione del palo, attraverso le note relazione della scienza delle costruzioni, nell'ipotesi di flessione semplice retta:

$$\sigma_{f,amm} = \frac{M_{f,max}}{Wk_{w,f}}$$

con

$$W = \frac{\pi D^3}{32} \quad \text{modulo resistenza elastico sezione cilindrica}$$

D (cm)	< 15	23	26	> 30
k _{w,f}	1.00	0.90	0.85	0.80

Quest'ultimo coefficiente viene introdotto per tenere conto che il legno assume un comportamento diverso a trazione e a compressione.

È bene precisare che per la realizzazione delle opere di ingegneria naturalistica sono utilizzati pali in legno senza particolari caratteristiche e non specificatamente lavorati per questo impiego; nella quasi totalità dei casi non hanno una sezione costante e possono essere rastremati.

Per sfruttare al massimo l'elemento progettato, si calcola il momento flettente massimo della sezione (M_{f,lim}):

$$M_{f,lim} = k_{w,f} \sigma_{f,amm} W$$

Dal rapporto di quest'ultimo (momento flettente) con il momento massimo sollecitante della lunghezza di influenza del palo si determina il massimo valore dell'interasse fra i pali verticali:

$$L_{p,max} = \frac{M_{f,lim}}{M_{f,max}}$$

Si precisa che, che nel dimensionamento e verifica della sezione dei pali verticali è possibile introdurre dei parametri che tengano conto dei fenomeni di decadimento delle caratteristiche elasto-meccaniche degli elementi lignei e dell'incremento di coesione del terreno, indotto dalla crescita dell'apparato radicale delle piante. Per questo motivo, la lunghezza di progetto fra i pali tiene conto di un coefficiente di sicurezza pari a 3.

$$L_{p,d,max} = L_{p,max} / 3$$

diametro palo	D	0.25	m
modulo resistenza	W	1.53E+06	mm ³
tensione ammissibile	sigma _f	10	N/mm ²
coefficiente flessione	k _{w,f}	0.85	-
momento resistente	M _{f,lim}	13.04	kNm
momento sollecitante	MS _d	1.64	kNm
tensione esercizio palo verticale	sigma	1.26	N/mm ²
interasse massimo pali	t _{max}	7.95	m
coefficiente sicurezza	-	3	-
interasse progetto massimo palo	t _{d,max}	2.65	m

Pertanto, l'interasse di 0.5 m adottato fra i pali verticali risulta essere molto inferiore a quello massimo calcolato di 2.65 m.

Si procede al dimensionamento del palo ad infissione rapida in acciaio, della lunghezza di 2.20 m, che viene collocato sul corrente più in alto della palificata in legname a parete singola.

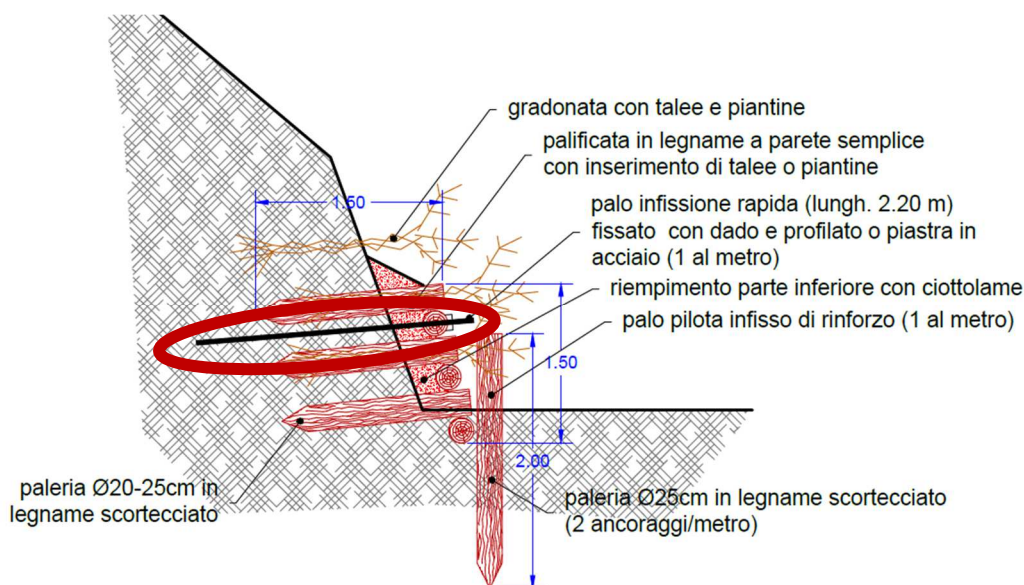


Figura 7-8 – Palo ad infissione rapida.

La spinta agente sul corrente superiore S_{a1}^- è desumibile dal par. §7.1.1:

$$S_{a1}^- = 0.31 \text{ kN}$$

Tale valore è riferito alla larghezza di influenza del singolo palo verticale t , pertanto il valore a metro unitario di lunghezza di opera è dato da:

$$S_{a1,tot}^- = S_{a1}^- / t = 0.31 / 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

Nello stesso paragrafo è desumibile la forza resistente per attrito (a metro di lunghezza unitario) che il traverso orizzontale superiore riesce a sviluppare:

$$F_{1h} = 0.96 \text{ kN}$$

Risulta pertanto che $F_{1h} > S_{a1,tot}^-$, quindi non sarebbero necessari pali ad infissione rapida a stabilizzare l'opera.

Si tenga presente che il manufatto viene realizzato all'interno dell'alveo, quindi soggetto ad elevate sollecitazioni dovute, in caso di piena, al materiale flottante trasportato. Per questo motivo si decide di inserire pali ad infissione rapida aventi interasse di 1 m per rinforzare la parte sommitale dell'opera.

8 SCOGLIERA

Si procede al dimensionamento della scogliera in progetto sulla sponda sinistra del rio Collesia a valle dell'attraversamento. Le dimensioni risultano essere le seguenti:

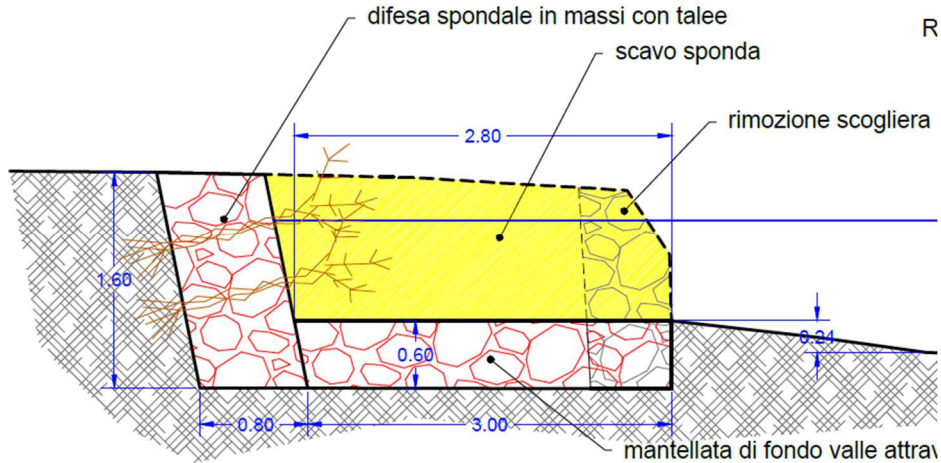


Figura 8-1 – Scogliera in progetto di sponda sinistra sul rio Collesia a valle dell'attraversamento.

Le verifiche statiche della difesa spondale vengono condotte impiegando il software MAX[®] 10.0 della Aztec Informatica[®].

Sono state prese in considerazione le seguenti ipotesi di calcolo:

- cuneo di spinta calcolato col metodo di Culmann;
- incremento sismico calcolato col metodo Mononobe-Okabe;
- assenza di moto di filtrazione attraverso l'opera.

8.1 Dati geotecnici del terreno

Per le verifiche si utilizzano i valori caratteristici dei parametri geotecnici del par. §6, nuovamente riportati nel seguito:

terreno	Eluvio colluviale
peso volumico	$\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
peso volumico saturo	$\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
angolo attrito	$\varphi' = 31^\circ$
coesione	$c = 0.0 \text{ kPa}$

8.2 Azioni

8.2.1 AZIONI PERMANENTI

8.2.1.1 Spinte attive

I valori di spinta attiva permanenti fanno riferimento al terreno del rilevato, al sovraccarico permanente e alle forze inerziali, riferite sia al caso statico che al caso sismico.

8.2.2 AZIONI VARIABILI

8.2.2.1 Azione sismica [par. 3.2 - NTC 17.01.2018]

Si faccia riferimento al par. §5.2. Nel seguito si riporta solo il valore del coefficiente sismico impiegato nelle verifiche:

- SLV $K_h = 3.65\%$

Le forze inerziali causate dal sisma, applicando il metodo pseudo-statico, si traducono in forze statiche che sollecitano ulteriormente la struttura.

8.2.2.2 Carichi variabili

Si assume un carico uniformemente distribuito a tergo dell'opera avente intensità pari a 2.00 kN/m, assimilabile alla permanenza di piccoli mezzi per le operazioni di manutenzione straordinaria.

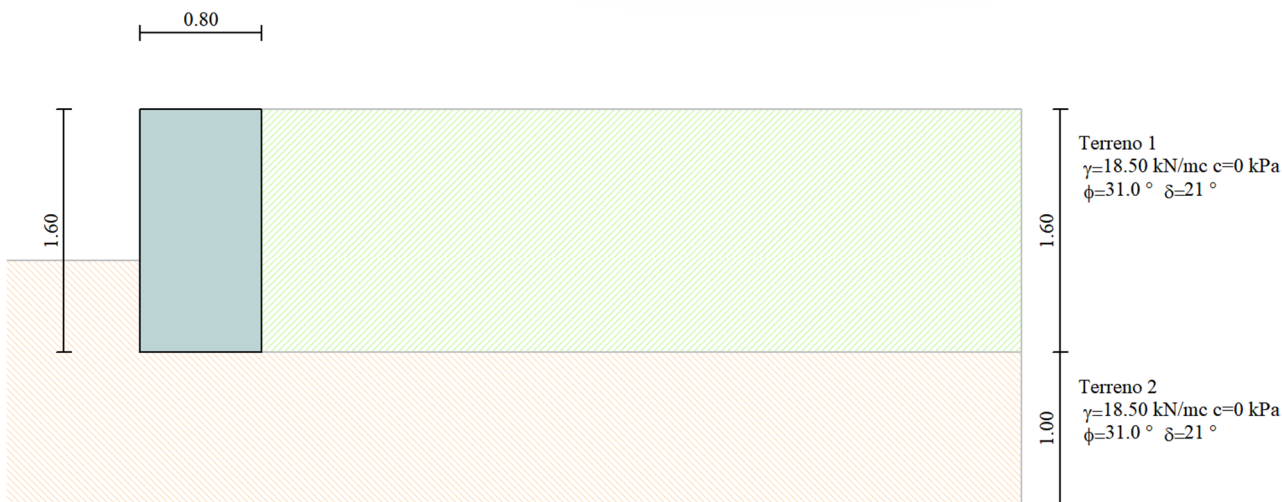
8.3 Verifiche geotecniche

Si rimanda al par. §7.1.

8.4 Descrizione della struttura

Le dimensioni della scogliera sono:

- Paramento: larghezza 0.80 m, altezza 1.60 m
- Peso volumico massi (vuoto per pieno): 19.61 kN/m³



CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

8.4.1 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni utilizzate per le verifiche sono le seguenti.

Si omettono quelle agli SLE in quanto la scogliera non è un'opera monolitica, ma può deformarsi e subire cedimenti.

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale
del Parco Naturale la Mandria
CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

ENTE DI GESTIONE DELLE AREE PROTETTE DEI PARCHI REALI
Lavori di ripristino situazioni di dissesto e miglioramento della sentieristica nell'area regionale del Parco Naturale la Mandria

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

8.4.2 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nel par. §7.1.

Nel seguito si riporta il quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza per ogni combinazione descritta nel paragrafo precedente.

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento ≥ 1.0

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento ≥ 1.0

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite ≥ 1.0

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale ≥ 1.1

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.29	--	4.27	--
2	EQU - [1]	--	--	2.38	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.76
4	A1-M1 - [2]	--	1.14	--	3.46	--
5	EQU - [2]	--	--	1.93	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1.61
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.35	--	4.30	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.35	--	4.41	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.30	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.24	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.63
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.23	--	3.67	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.22	--	3.77	--
15	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.00	--	--
16	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.96	--	--
17	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.52
18	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.52

In grassetto sono evidenziati i coefficienti minimi.

Tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 - 10023 Chieri (TO)

8.4.3 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Come detto in precedenza, si omettono le verifiche agli SLE in quanto la scogliera può deformarsi durante il suo ciclo di vita.

8.5 Verifica al trascinamento dei blocchi

Si procede alla verifica al trascinamento dei blocchi costituenti la scogliera soggetta all'azione della piena.

CUR/RWS (1) ha raccolto le informazioni relative allo stato dell'arte in materia di opere di protezione in massi ed ha proposto la relazione dovuta a PILARCZYK (2), ottenuta anche a seguito di estese indagini sperimentali, che ha la forma:

$$\Delta \cdot D_n = \phi_c \cdot k_t \cdot \frac{0.035}{\psi_{cr}} \cdot \frac{k_h}{k_{sl}} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

in cui:

- Δ densità del materiale litoide relativa all'acqua definita come $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$, quindi, di solito, pari a 1.65, essendo ρ le densità (kg/m³);
- D dimensione caratteristica (m);
- g accelerazione di gravità (9,81 m/s²);
- Φ parametro di stabilità dipendente dal tipo di applicazione. Per difese in massi (*rip-rap* nella terminologia statunitense, che indica propriamente la gettata in massi) o blocchi in calcestruzzo, si applica il valore 1.0 per la porzione di difesa continua, 1.5 per le parti terminali;
- Ψ parametro di Shields avente i valori:
0.035 per opere in massi;
0.050 per difese in blocchi e geobags;
0.070 per mantellate in blocchi;
da 0.07 fino a 0.10 per gabbioni;
- K_T dipendente dal grado di turbolenza e pari a:
1.0 per condizioni normali in aderenza alle spalle di un manufatto;
1.5 nel caso di anse fluviali e a valle di bacini di dissipazione;
2.0 nel caso di elevata turbolenza: risalto idraulico, curve strette, fonti di disturbo localizzate;
3.0÷4.0 a valle di correnti a getto;

(1) CUR/RWS (1995): *Manual on the use of rock in hydraulic engineering*, Report 169 Centre for Civil Engineering Research and Codes, Gouda

(2) Pilarczyk K. (Ed.) (1998): *Dikes and Revetments*, Balkema

CALCOLI VERIFICA STABILITA' STRUTTURALE OPERE DI DIFESA

K_h tiene conto della velocità a contatto con l'opera di protezione e dipende anche dalla misura dello sviluppo del profilo di velocità e dalla scabrezza dell'opera. Il manuale citato raccomanda le seguenti relazioni:

per profilo sviluppato
$$K_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12h}{k_s}\right)\right)^2};$$

per profilo non sviluppato
$$K_h = \left(\frac{h}{k_s}\right)^{-0.2};$$

in regime scabro ($h < 5 k_s$)
$$K_h = 1.0;$$

in cui k_s è la scabrezza equivalente secondo Kikuradse posta pari a due volte il diametro rappresentativo del materiale in caso di opere di difesa in massi (rip-rap), pari allo spessore del manufatto nel caso di geobags, pari a 0.05 per materassi a superficie liscia.

K_{sl} parametro dipendente dalla pendenza del paramento dell'opera di difesa α nel caso si tratti di una difesa longitudinale e dall'angolo di attrito interno del materiale φ (di solito 40° per le opere in massi, 30° - 40° per i *geobags*, 90° per rivestimenti rigidi o mantellate di blocchi di calcestruzzo vincolati da cavi).

La relazione proposta pertanto risulta:

$$K_{sl} = \cos(\alpha) \sqrt{1 - \left(\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\varphi)}\right)^2}$$

I valori dei parametri della formula riferiti al caso in esame sono:

- parametro di stabilità $\Phi = 1.5$ (situazione più cautelativa relativa ai bordi e ai tratti di raccordo dell'opera) con riferimento a "rip-rap" e "placed blocks";
- parametro di Shields $\Psi = 0.035$;
- grado di turbolenza $K_T = 2.0$ per tener conto di disturbi localizzati;
- parametro correttivo della profondità $K_h = 0.81$ relativo alla condizione di profilo non sviluppato a causa della presenza dei massi sul fondo. Si assume che la scabrezza equivalente sia pari a $k_s = 2 D$, ossia 1.20 m, essendo D la dimensione del blocco utilizzato per la difesa;
- parametro dipendente dalla pendenza della sponda $K_{sl} = 1.00$ avendo assunto che l'angolo di attrito interno sia $\theta = 40^\circ$, secondo le indicazioni bibliografiche e in base alla condizione di posa dei blocchi, e che il paramento sia inclinato di 62° , come risulta desumibile dalla sezione tipo della scogliera.

Facendo variare la velocità della corrente V è possibile costruire il grafico recante la correlazione fra il diametro critico D_n di trascinamento dei blocchi e la velocità V della corrente (Figura 8-2).

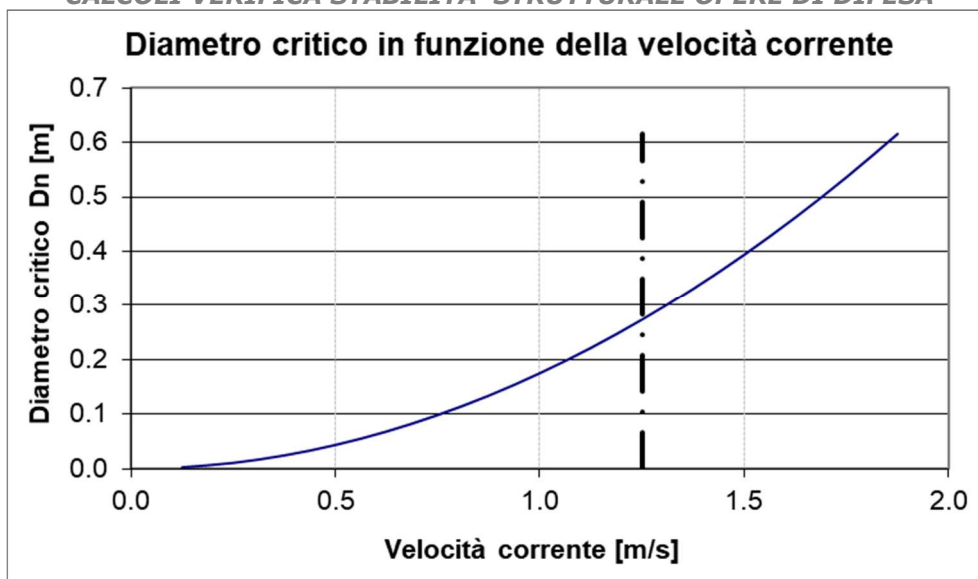


Figura 8-2 – Diagramma mostrante la relazione fra il diametro critico e la velocità della corrente. Ovviamente al crescere della velocità il diametro del blocco deve aumentare per non essere mobilitato. La linea tratto-punto indica la situazione in esame.

I parametri impiegati nella formula risultano:

- h difesa = 1.60 m
- densità materiale litoide $\Delta = 1.65 \text{ kN/m}^3$
- grado di turbolenza elevata
- diametro blocco 0.60 m
- tipologia di difesa in massi
- velocità di contatto a valle di correnti di getto
- inclinazione del paramento della difesa 90°
- velocità corrente (dalla modellazione idraulica) 1.25 m/s, per la determinazione del diametro critico

Dal grafico si desume che il diametro critico D_n di mobilitazione dei blocchi è di circa 0.30 m. Pertanto, si prevede l'impiego di massi di cava aventi diametro medio di 0.60 m.

9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

R. LANCELLOTTA, J. CALAVERA, *Fondazioni*, McGraw-Hill, Milano 1999

R. LANCELLOTTA, *Geotecnica*, Zanichelli, Milano, 2005