



**Comune di
Paisco Loveno**



**Provincia di
Brescia**

PROGETTO ESECUTIVO

**Opere di messa in sicurezza degli abitati di Paisco e Grumello
in Comune di Paisco Loveno**

DATA

Gennaio 2020

SCALA

/

TAV. N.

1C

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

A G G I O R N A M E N T I		Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
	f					
	e					
	d					
	c					
	b					
	a					

Progettista dell'opera

Committente

STUDIO TECNICO
Dott. Antonioli Ing. Emilio
Via Mazzini n°. 16 25043 Breno (BS)
Tel.0364/326561 Fax.0364/326560
Azienda certificata UNI EN ISO 9001
Certificato n. SQ031436



**COMUNE DI
PAISCO LOVENO**
Via Nazionale, 21
25050 - Paisco Loveno (BS)
Tel. 0364636010
info@comune.paisco-loveno.bs.it

INDICE:

1) PREMESSA.....	2
2) ANALISI DEI CARICHI.....	2
3) NUOVA BRIGLIA LUNGO IL TORRENTE ALLIONE	4
4) PALIFICATA A VALLE DELL'ABITATO DI PAISCO	22
5) PALIFICATA IN LOCALITA' GRUMELLO.....	58

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

1) Premessa

Il progetto prevede lavori di completamento della sistemazione del versante a valle delle frazioni Paisco e Grumello in Comune di Paisco Lovenio; per la realizzazione delle opere sono necessari i seguenti manufatti in cemento armato e acciaio:

- Intervento A: nuova briglia lungo il Torrente Allione a valle dell'abitato di Paisco;
- Intervento D: completamento palificata a valle dell'abitato di Piasco;
- Intervento F: palificata a valle dell'abitato di Piasco

Nell'intervento A si deve realizzare una nuova briglia: la struttura sarà realizzata in cemento armato e massi ciclopici, avrà una lunghezza complessiva pari a 25 m, di cui una parte centrale di lunghezza pari a 14 m e altezza massima di 4m in cui si trova la gaveta di luce 9 m e due parti laterali di lunghezza pari a 5,5 m e altezza massima pari 4 m per mezzo delle quali la briglia è ancorata al versante.

Nell'intervento D si deve realizzare una palificata, in prosecuzione di quella esistente, costituita da micropali in acciaio diametro ϕ 152,4 mm spessore 10 mm interasse 1 m lunghezza 37 m, e tiranti in acciaio armonico di lunghezza pari a 45,00 m, interasse 4 m, tesatura per complessive 100 ton.

Nell'intervento F si deve realizzare una palificata costituita da micropali in acciaio diametro ϕ 152,4 mm spessore 10 mm interasse 1 m lunghezza 37 m, e tiranti in acciaio armonico di lunghezza pari a 30,00 m, interasse 4 m, tesatura per complessive 100 ton.

Dalla Relazione Geologica redatta dallo studio Co.Geo s.n.c a firma del Dott. Geol. Albertelli Luca Maffeo, si ricavano i parametri necessari per la verifica di stabilità delle opere.

Caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati:

- | | |
|-------------------------------|-----------------------------|
| - calcestruzzo classe C25/30: | $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ |
| | $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ |
| | $f_{cd} = 14,2 \text{ MPa}$ |
| - acciaio B450C: | $f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$ |
| | $f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$ |
| | $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$ |

2) Analisi dei carichi

Peso proprio terreno:

$$G_t = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

Peso proprio strutture armate:

$$G_m = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

Pendenza media terrapieno:

$$p = 5\%$$

Carico neve con $a_s > 200$ m s.l.m.:

$$2,90 \text{ kN/m}^2$$

Parametri caratteristici del sito:

☐ Ricerca per coordinate
☒ Ricerca per comune
☐ Isole

Longitudine: 10,292 Latitudine: 46,081

Nodi del reticolo

9612 9613
9834 9835

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,026	2,534	0,185
50	0,032	2,597	0,204
72	0,036	2,618	0,218
101	0,039	2,635	0,236
140	0,044	2,625	0,250
201	0,049	2,652	0,266
475	0,062	2,702	0,295
975	0,075	2,761	0,313
2475	0,098	2,762	0,335

Regione: Lombardia Provincia: Brescia (BS)
Comune: Paisco Loveno

OK Annulla

Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una validazione ad hoc.
Elaborazione aprile 2004

V_R 50 Stato Limite SLV \rightarrow a_g 0,0619 F_o 2,7024 T_c^* 0,2949

Suolo D S_s 1,8000 Topo T1 h/H 0 S_T 1,0000

a_{max} 0,1114 g β_m 0,1800 k_h 0,0201 k_v 0,0100

- Zona sismica: zona 4 ($PGA < 0,05g$);
- Altezza media s.l.m.: 853 m;
- Coordinate Geografiche:

sistema sessagesimale

46° 4' 48,00" N
10° 17' 36,96" E

sistema decimale

46,0800° N
10,2936° E

- Categoria del suolo: D;

- Categoria topografica: T1
- Peso di volume naturale γ : $18 \div 22 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo di attrito interno ϕ : $28 \div 38^\circ$;
- Coesione c : 0 kPa;
- Modulo Elastico E : $40 \div 50 \text{ MPa}$.

3) Nuova briglia lungo il Torrente Allione

Normative di riferimento:

NTC2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_A :

$\delta < (\beta - \phi - \epsilon)$ secondo Muller-Breslau

- γ_t Peso unità di volume del terreno;
- β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- δ Angolo di attrito terra-muro;
- ϵ Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
- H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\epsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ϵ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori: $K_h = \beta_m \times (a_{max}/g)$ $K_v = \pm 0,5 \times K_h$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

OPCM 3274

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$k_h = S (a_g/g)/r \quad k_v = 0,5 k_h$$

in cui $S(a_g/g)$ rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico.

Suolo di tipo A - $S=1$;
 Suolo di tipo B - $S=1.25$;
 Suolo di tipo C - $S=1.25$;
 Suolo di tipo E - $S=1.25$;
 Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Al fattore r viene può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).

D.M. 88

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_h in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_h=0.1$; II Cat. $K_h=0.07$; III Cat.

$K_h=0.04$;

Eurocodice 8

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_A \times Q \times \sin \beta / \sin(\beta + \epsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H altezza muro

k_v coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

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

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \epsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata

q pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c Fattore di forma

$s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

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

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n -tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n -tratti.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

Gaveta:

Il dimensionamento della gaveta, la cui funzione è quella di allontanare la corrente dalle sponde, avviene considerando il tipo di corrente (veloce o lenta) con cui la portata di progetto transita nel tratto di torrente in esame. In caso di **corrente lenta** si assimila il comportamento della briglia a quello di uno stramazzone a larga soglia, attraverso la quale la corrente transita con lo stato critico ($2/3 H$) e la cui altezza di chiamata allo sbocco è legata alla portata di progetto dalla

$$Q = \mu \sigma \sqrt{2gh}$$

dove:

μ vale 0.385 e σ è l'area della sezione di chiamata allo sbocco.

In caso di corrente veloce il tirante idrico è quello determinato dalle condizioni di monte mentre in caso di corrente lenta il passaggio nella gaveta, attraverso lo stato critico, va imposta come condizione al contorno di valle. In definitiva si fissa la larghezza della gaveta b e se ne calcola la profondità.

In caso di forma trapezia

$$Q = \mu (b + 4/15 b_1) h \sqrt{2gh}$$

dove b è la larghezza alla base della gaveta (base minore del trapezio) e b_1 è la differenza tra la base maggiore corrispondente al coronamento della briglia e b .

La dissipazione di energia che si verifica a valle della briglia, richiede la verifica della profondità di escavazione che tale erosione può determinare, al fine di valutare il possibile interessamento della fondazione della briglia e, eventualmente, la necessità di realizzare un piccolo bacino di dissipazione con una controbriglia all'estremità. Occorre perciò identificare sia la profondità sia la posizione del massimo cavo di erosione. Con riferimento ai simboli di *Figura 2*, la profondità del cavo di erosione, t , può essere valutata attraverso la formula di Schoklitsch¹

$$t = 4.75 \frac{y^{0.2}}{d^{0.32}} \left(\frac{Q}{b} \right)^{0.57} - h_v$$

in cui y è il dislivello tra la quota di pelo libero nella sezione a monte della briglia e la quota di

la posizione del massimo cavo di erosione risulta determinata tramite la

$$X = v \sqrt{\frac{2(z + 0.7h_c)}{g}}$$

dove z è l'altezza del paramento di valle della briglia e $0.7 h_c$ è la stima dell'altezza di chiamata allo sbocco della gaveta.

Se la profondità e la posizione del cavo di erosione risultano incompatibili con la quota del piano di posa della fondazione della briglia, una riduzione della profondità di erosione si può ottenere, aumentando la quota di pelo libero di valle, h_v . Ciò può essere ottenuto collocando una controbriglia, posizionata a valle del cavo di erosione, caratterizzata da un'altezza tale da garantire un valore di corrente lenta, h_v , che, determini un valore del cavo di erosione accettabile.

Verifiche tensionali:

A favore di sicurezza si trascura il contributo del rivestimento in pietrame nelle verifiche di stabilità.

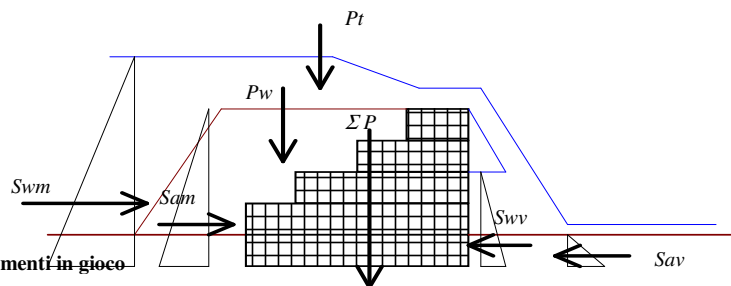
La struttura in esame è realizzata a gradoni interni, la stessa anche qualora fosse realizzata in gabbioni, che per loro natura risultano permeabili, viene considerata nei calcoli a vantaggio di sicurezza impermeabile.

(Anche se fosse in gabbioni questi ad un certo punto della loro vita si intaserebbero divenendo impermeabili)

Pertanto nel calcolo della spinta idrostatica, la struttura è considerata completamente impermeabile poiché non esiste una forma semplificata che esprima questa spinta al variare della permeabilità; si rileva che questa ipotesi pone comunque in condizioni di sicurezza.

Il percorso seguito nei calcoli è il seguente:

inizialmente vengono calcolate tutte le forze agenti con i relativi bracci e momenti, viene fatta la verifica di stabilità al ribaltamento, allo scivolamento e al sifonamento; viene fatta anche una verifica di schiacciamento per il terreno di fondazione calcolando le tensioni che la traversa trasmette al terreno sottostante.



Calcolo delle forze e dei momenti in gioco

Spinta del terreno

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

coefficiente di spinta attiva K_a secondo la teoria di Rankine

spinta attiva del terreno di monte

$$b_{Samh} = \frac{(f_g - h_f)}{3}$$

braccio della componente orizzontale della spinta attiva del terreno di monte b_{Samh}

$$S_{am} = 0.5[\gamma_t - \gamma_w(1-n)](f_g - h_f)^2 K_a$$

$$M_{Samh} = S_{amh} b_{Samh}$$

momento della componente orizzontale della spinta attiva del terreno di monte

$$b_{Samv} = l_f$$

braccio della componente verticale della spinta attiva del terreno di monte

$$M_{Samv} = S_{amv} b_{Samv}$$

momento della componente verticale della spinta attiva del terreno di monte

Spinte idrostatiche

Spinta idrostatica di monte

$$S_{wm} = 0,5 \gamma_w \left[(z_0 - h_f)^2 - (z_0 - f_g)^2 \right]$$

$$b_{Swm} = \frac{\frac{(z_0 - h_f)^3}{3} - \left[\frac{(z_0 - f_g)}{3} + f_g - h_f \right] (z_0 - f_g)^2}{(z_0 - h_f)^2 - (z_0 - f_g)^2}$$

braccio b_{Swm}

$$M_{Swm} = S_{wm} b_{Swm}$$

momento della spinta idrostatica di monte

$$S_{wv} = 0,5 \gamma_w (z_v - h_f)^2$$

spinta idrostatica di valle S_{wv}

$$b_{Swv} = \frac{(z_v - h_f)}{3}$$

braccio b_{Swv}

momento della spinta idrostatica di valle

$$M_{Swv} = S_{wv} b_{Swv}$$

Peso proprio

Peso proprio della briglia

Si scompone la briglia in tanti blocchi pari al numero dei corsi quindi si calcolano i seguenti valori:

$$\Sigma P = \sum_i^{1, N_g} [h_i (X_{mi} - X_{vi}) \gamma_{gi}]$$

b_P , braccio del peso della briglia

$$b_P = \frac{\sum_i^{1, N_g} \{h_i (X_{mi} - X_{vi}) \gamma_{gi} [0,5(X_{mi} - X_{vi}) + (X_{vi} - X_{v1})]\}}{\Sigma P}$$

M_P , momento del peso della briglia

$$M_P = \Sigma P b_P$$

Peso proprio del terreno

$$P_t = \sum_i^{1, N_g} [(X_{ml} - X_{mi}) h_i [\gamma_t - \gamma_w (1-n)]]$$

b_{Pt} , braccio del peso del terreno

$$b_{Pt} = \frac{\sum_i^{1, N_g} \{[(X_{ml} - X_{mi}) h_i [\gamma_t - \gamma_w (1-n)]] [0,5(X_{ml} - X_{mi}) + (X_{mi} - X_{v1})]\}}{P_t}$$

M_{Pt} , momento del peso del terreno

$$M_{Pt} = P_t b_{Pt}$$

Peso proprio dell'acqua

Così come il terreno, anche l'acqua sovrastante la briglia esplica un'azione di peso che è a favore della stabilità, però, non potendo conoscere con esattezza il punto in cui ho z_0 , il peso proprio dell'acqua P_w viene calcolato considerando che l'altezza critica si estenda su tutta la briglia, questo per lavorare in favore di sicurezza,;

$$P_w = (z_g - f_g) (X_{m1} - X_{vN_g}) \gamma_w$$

b_{Pw} , braccio del peso proprio dell'acqua

$$b_{Pw} = \frac{(X_{m1} - X_{vN_g})}{2} + X_{v1}$$

M_{Pw} , momento del peso proprio dell'acqua

$$M_{Pw} = P_w b_{Pw}$$

Sottospinte

La sottopressione ai due estremi viene calcolata già tenendo conto di una perdita del carico a seguito della filtrazione, per cui si hanno i seguenti valori

$$S_{pwm} = \gamma_w \left[(z_0 - h_f) - Y_m \frac{(z_0 - z_3)}{L_f} \right] \frac{Sot}{100}$$

S_{pwm} , sottopressione dell'acqua all'estremo di monte delle fondazioni

$$S_{pww} = \gamma_w \left[(z_0 - h_f) - Y_v \frac{(z_0 - z_3)}{L_f} \right] \frac{Sot}{100}$$

S_{pww} , sottopressione dell'acqua all'estremo di valle delle fondazioni:

$$V_w = 0,5 (S_{pwm} - S_{pww}) l_f$$

Note le sottopressioni ai due estremi della briglia è immediato calcolare la sottospinta dell'acqua V_w come

$$b_{Vw} = \left[1 + \frac{S_{pwm}}{(S_{pwm} + S_{pww})} \right] \frac{l_f}{3}$$

braccio b_{Vw}

momento della sottospinta dell'acqua M_{Vw}

$$M_{Vw} = V_w b_{Vw}$$

Calcolo delle forze e dei momenti risultanti

$$N = \Sigma P + S_{amv} + P_w + P_t - V_w$$

$$T = S_{amh} + S_{wm} - S_{wv} - S_{av}$$

$$M_{stab} = M_{S_{amv}} + M_{S_{av}} + M_P + M_{Pw} + M_{Pt} + M_{S_{wv}}$$

$$M_{nb} = M_{Snmh} + M_{Vw} + M_{Swm}$$

Verifiche di sicurezza

$$\eta_{scor} = \frac{f N}{T} \geq 1,3$$

$$\eta_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq 1,3$$

verifica al sifonamento, utilizzando la legge di Bligh e calcolando un coefficiente η_{sif} :

$$\eta_{sif} = \frac{L_f}{C_b(z_0 - z_3)} \geq 1$$

Verifiche di resistenza

$$e = \frac{l_f}{2} - \frac{(M_{stab} - M_{rib})}{N} \quad \sigma_v = \left(1 + \frac{6e}{l_f}\right) \frac{N}{l_f 10^4} \quad \sigma_m = \left(1 - \frac{6e}{l_f}\right) \frac{N}{l_f 10^4}$$

Se $\sigma_m \leq 0$ allora si considera $\sigma_m = 0$ e σ_v viene ricalcolato utilizzando la seguente formula:

$$\sigma_v = \frac{2N}{3l_f} \quad \text{dove} \quad u = \frac{l_f}{2} - e$$

pendenza media 10,17 %

sezione torrente TRAPEZIA

B		14 m
SCARPATA DX	Sd	1
SCARPATA SX	Ss	1

portata T=50 anni 100 m³s⁻¹

Terreno

γ_s 2500 kg/m³

γ_{H_2O} 1000 kg/m³

Ks Scabrezza Strickler 10 m^{0,33}s⁻¹

D50 0,18 m

TORRENTE

1 CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE IN CONDIZIONI DI PROGETTO

h 1,5 m oppure h 1,54

Q 100 m³/s

Q Ks A R^{2/3} i^{1/2}

Ks 10

i 0,101667

A 23,250 m²

P 18,243 m

R 1,274 m

Q 106,663 m³/s

Bs 17,000 m

A/Bs 1,368 m

v 3,748 m/s

θ 0,480 > 0,057 Corrente veloce EROSIONE DEL FONDO per D=18cm

GAVETA

2 CALCOLO DELLA GAVETA

h	2,5 m	3,28	0,7	3,90	0,83
-----	-------	------	-----	------	------

L	13 m
-----	------

α	45
----------	----

$1/\operatorname{tg}\alpha$	1
-----------------------------	---

β	45
---------	----

$1/\operatorname{tg}\beta$	1
----------------------------	---

Q	101,09 m
-----	----------

L_{sup}	18 m
------------------	------

Z	4 m
-----	-----

coronamento	S	1,16
-------------	-----	------

	S	1,3
--	-----	-----

Titolo : Briglia Paisco

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno φ° 35
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ° 23
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione φ_f° 23
 Altezza parete (m) h2 2 Peso spec. terre [kN/m³] γ_t 18
 Spessore in testa (m) s2 1,5 Peso spec. muro [kN/m³] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 2 Dati Sisma K_v 0,0062 K_h 0,0124
 Altezza fondazione (m) h3 2 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0
 Larghezza totale fond. L2 2,5

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	5	0,5	10

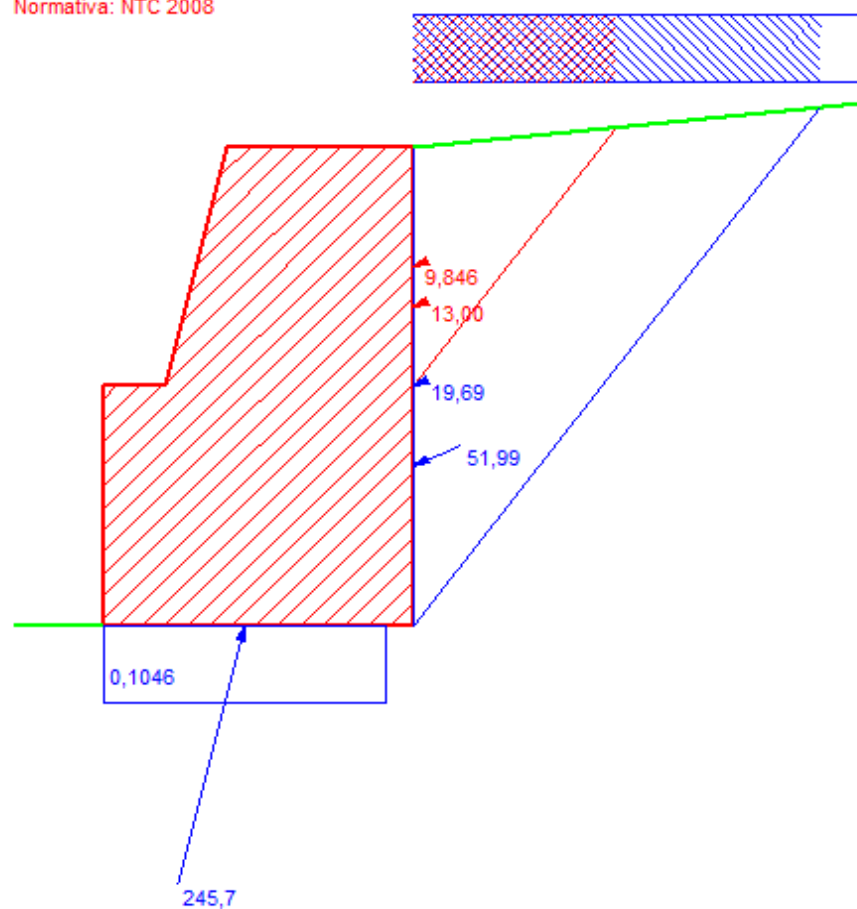
Calcolo Visualizza

Parete
 St 13,00 kN
 Sq 9,846 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M -1,261 kNm
 N 87,68 kN
 V 21,03 kN
 ?1

Fondazione
Ribaltamento
 St 51,99 ?1
 Sq 19,69
 Ss 0
 Si 0
 Mr 30,04
 Ms 268,1
 Ms/Mr 8,925
Scorrimento
 St 47,26 ?3
 Sq 13,13
 Ss 1,329
 Si 2,635
 V 59,45
 N 235,3
 c.scor. 1,344
Schiacciamento
 St 47,26 ?2
 Sq 13,13
 Ss 2,078
 Si 2,635
 M 26,48
 N 238,2
 V 60,14

Sbalzi Fondazione
 M valle 6,824
 M monte 0
 $\sigma_{t, valle}$ 0,1046 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0
 % comp. 91,11
 Verifiche più gravose ▾

Briglia Paisco
Normativa: NTC 2008



Dati

$\phi = 35^\circ$
 $\delta = 23^\circ$
 $\phi_f = 23^\circ$
 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$
 $k_h = 0,0124; k_v = 0,0062$
 $N_i = 0$
 $dN = 0$
 $V_i = 0$
 $V_f = 0$

Sollecitazioni Parete

$S_t = 13,00$
 $S_q = 9,846$
 $S_s = 0$
 $S_i = 0$
 $M = -1,261$
 $N = 87,68$
 $V = 21,03$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento

$S_t = 51,99$
 $S_q = 19,69$
 $S_s = 0$
 $S_i = 0$
 $M_r = 30,04$

Verifiche Fondazione

Sicurezza ribaltamento = 8,925
 Sicurezza scorrimento = 1,344
 $M = 26,48$
 $N = 238,2$
 $\sigma_{t, \text{valle}} = 0,1046 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, \text{monte}} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{\text{sbalzo valle}} = 6,824$
 $M_{\text{sbalzo monte}} = 0$

Titolo : Briglia Paisco ala

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno φ^o 35
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 23
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione φ_f^o 23
 Altezza parete (m) h2 2,5 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 18
 Spessore in testa (m) s2 0,9 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 1,5 Dati Sisma K_v 0,0062 K_h 0,0124
 Altezza fondazione (m) h3 2 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0
 Larghezza totale fond. L2 2 Calcolo Visualizza

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	5	0,5	0

Parete

St 20,31 kN
 Sq 0 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 0,3455 kNm
 N 75,43 kN
 V 18,69 kN
 ?1

Fondazione

Ribaltamento
 St 65,80 ?1
 Sq 0
 Ss 0
 Si 0
 Mr 39,43
 Ms 183,7
 Ms/Mr 4,658

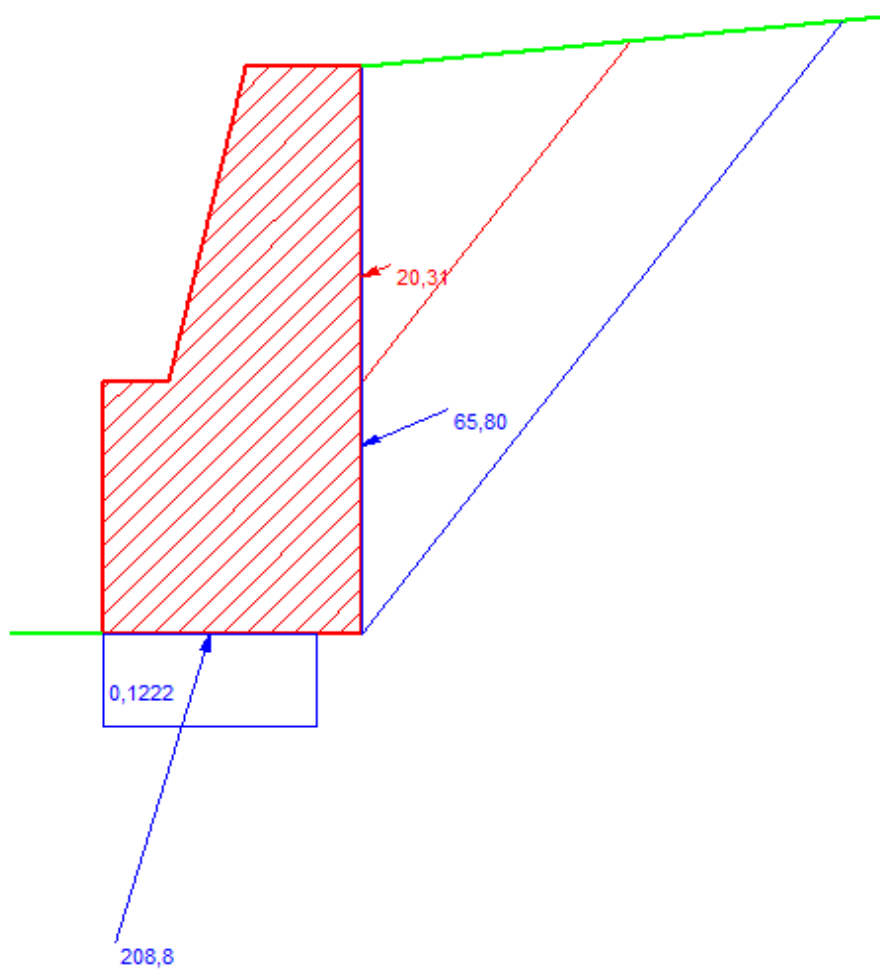
Scorrimento
 St 59,82 ?3
 Sq 0
 Ss 1,317
 Si 2,170
 V 58,44
 N 197,8
 c. scor. 1,149

Schiacciamento
 St 59,82 ?2
 Sq 0
 Ss 2,058
 Si 2,170
 M 36,18
 N 200,3
 V 59,13

Sbalzi Fondazione

M valle 9,026
 M monte 0
 $\sigma_{t, valle}$ 0,1222 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0
 % comp. 81,93
 Verifiche più gravose

Briglia Paisco ala
Normativa: NTC 2008



Dati

$\varphi = 35^\circ$
 $\delta = 23^\circ$
 $\varphi_f = 23^\circ$
 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$
 $k_h = 0,0124$; $k_v = 0,0062$
 $N_i = 0$
 $dN = 0$
 $V_i = 0$
 $V_i = 0$

Sollecitazioni Parete

$St = 20,31$
 $Sq = 0$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $M = 0,3455$
 $N = 75,43$
 $V = 18,69$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento

$St = 65,80$
 $Sq = 0$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $Mr = 39,43$

Verifiche Fondazione

Sicurezza ribaltamento = 4,658
 Sicurezza scorrimento = 1,149
 $M = 36,18$
 $N = 200,3$
 $\sigma_{t, \text{valle}} = 0,1222 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, \text{monte}} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{\text{sbalzo valle}} = 9,026$
 $M_{\text{sbalzo monte}} = 0$

4) Palificata a valle dell'abitato di Paisco

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

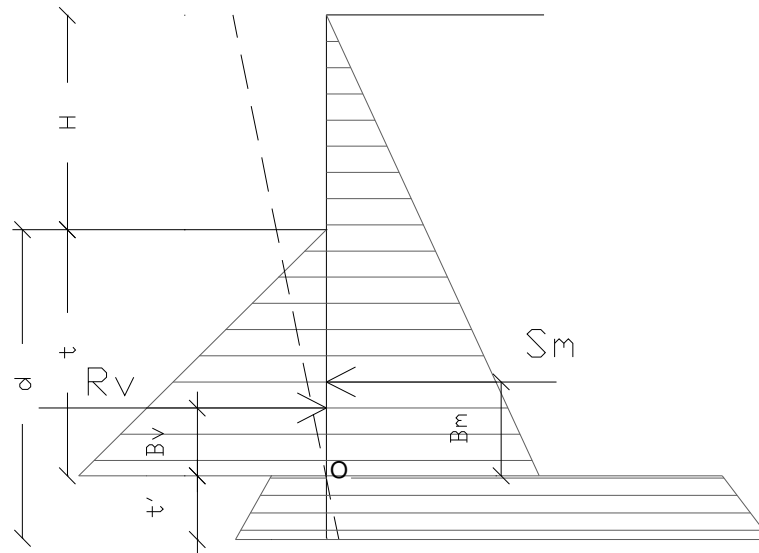


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

- t = Peso unità di volume del terreno;
- □□ Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- □□ Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- □□ Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;
- □□ Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left([1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda] \cdot [1 - 0.3 \cdot \lambda^3] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \cos ec(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- φ è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l' angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

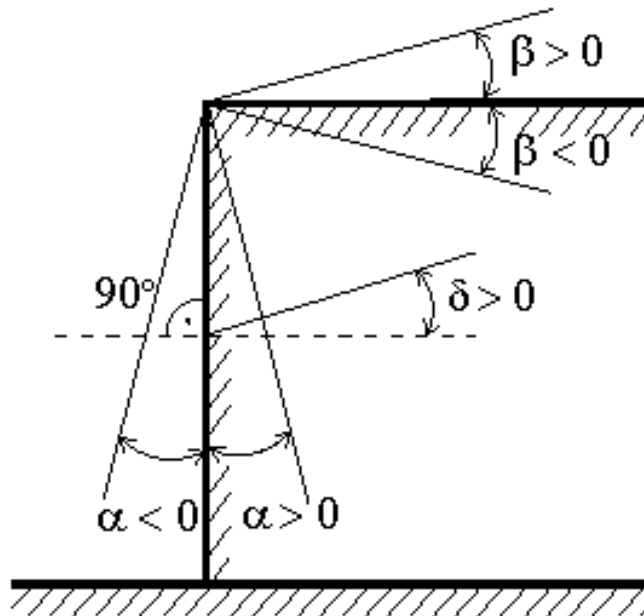


Figura: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

- □ Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

α = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

K_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$A = x_2 \sin^2 \alpha - x_1 \sin^2 \alpha$$

$$B = x_2 \cos \alpha - x_1 \cos \alpha$$

$$\Delta\theta = \arctg(z/x_1) - \arctg(z/x_2)$$

$$\Delta\theta = \arctg(z/x_1) - \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T = Intensità del carico [F/L^2]

$D = 4 \log[\sin \alpha \cos \alpha]$

$E = \sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha$

Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z , possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V = Intensità del carico espressa in [F/L];

X = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{K_a}} - \left\{ \frac{\left[Q \times \sin \beta / \sin(\beta + \varepsilon) \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ = Peso unità di volume del terreno

α = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

β = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

K_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

K_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo α della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \alpha = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \gamma_t z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \epsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta + \epsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \epsilon \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

con valori limite pari a: □□□□□□□□ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\phi$											
α [°]	ϕ [°]	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							.

	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 I	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a $H/2$ (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$Pc = 2c \times \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \quad (\text{Metodo di Blum})$$

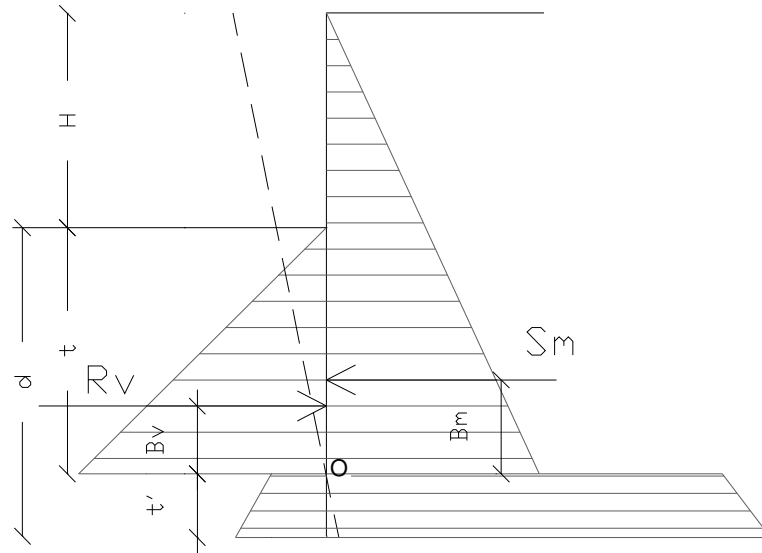


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Noto t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ($t+t'$) che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

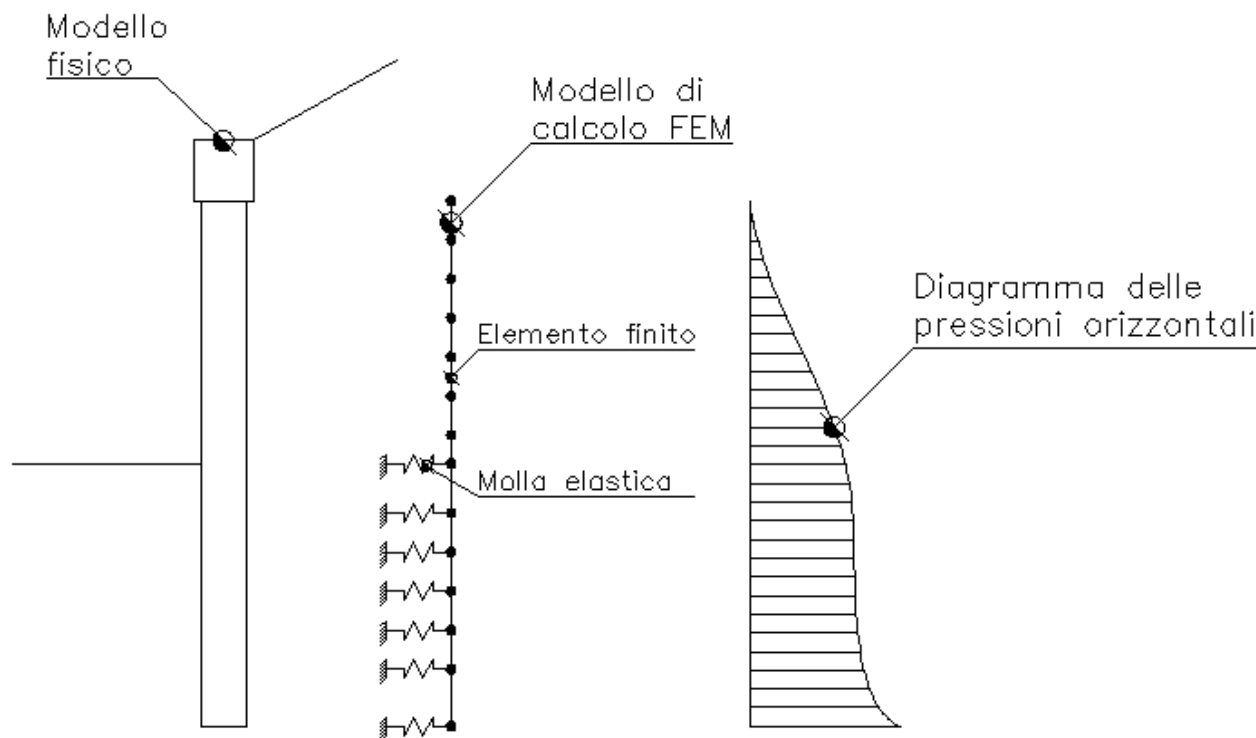


Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$
- B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \cdot G \cdot N_q$
- Z = Profondità in esame
- C = 40 nel sistema internazionale SI
- n = $\frac{1}{2} \cdot \tan \phi$

$$N_q = \exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot z + c \cdot \cot \phi]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_g = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif}=3.5-4$ Indicando con:

i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setti):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M' , M' , T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

GEOMETRIA SEZIONE

	Sezione	Circolare	Tubolare
Calcestruzzo		C20/25	
Acciaio		S355H	
Nome	Tubolare	Diam 152,2x10	
Diametro		0,22 m	
Disposizione		Singola fila	
Interasse Longitudinale		1 m	
Armatura: Profilato			
Base/Diametro		152,2 mm	
Altezza		0 mm	
Spessore[Sa]		10 mm	
Spessore[Sw]		0 m m	

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1,5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm

Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	17 m
Incremento profondità infissione	0,2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Ancolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	19,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20,0	20,0	Frana
2	20,0	0,0	80,0	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,0	20,0	Rock 1
3	21,0	0,0	270,0	33,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,0	15,0	Rock 2
4	22,0	0,0	340,0	40,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20,0	0,0	Rock 3

Tiranti

Descrizione	x [m]	z [m]	Inclinazione [°]	Interasse [m]	Angolo attrito [°]	Adesione [kN/m ²]	Tipologia	Cordolo	Attivo Passivo	Tiro iniziale [kN]
Tiranti 6 trefoli	0	-0,2	37	4	33	22	6 Trefoli	2	Attivo	0

Analisi Paratia

Profondità massima di infissione

17 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo	1 [m]
Tipo:	S.L.U. [STR]
Nome:	A1+M1+R1
Coefficienti sismici:	Kh = 0,0167 , Kv = 0,0084

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	Tiranti 6 trefoli	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

5	Angolo di attrito terra parete	1
---	--------------------------------	---

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 36,00 [m]
 Pressione massima terreno 11,15 [kPa]
 Momento massimo 0,90 [kNm/m]
 Taglio massimo 0,74 [kN/m]

Carico limite tiranti

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
Tiranti 6 trefoli	19,16	5,50	363,99	68670,15	6698,92	1220,90	Acciaio

Tiranti 6 trefoli

Reazione tirante 10,81 [kN]
 Fattore sicurezza 112,97

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1,33	11,15	20,44	0,08	-0,74	0,0541	25513,17
2,67	--	21,68	-0,90	0,71	0,0043	25513,17
4,00	0,55	22,93	0,05	-0,01	-0,0021	25513,17
5,33	0,01	24,17	0,03	-0,02	0,0000	25513,17
6,67	-0,02	25,41	0,00	0,00	0,0001	25513,17
8,00	0,00	26,65	0,00	0,00	0,0000	25513,17
9,33	0,00	27,90	0,00	0,00	0,0000	25513,17
10,67	0,00	29,14	0,00	0,00	0,0000	25513,17
12,00	0,00	30,38	0,00	0,00	0,0000	25513,17
13,33	0,00	31,62	0,00	0,00	0,0000	25513,17
14,67	0,00	32,87	0,00	0,00	0,0000	25513,17
16,00	0,00	34,11	0,00	0,00	0,0000	25513,17
17,33	0,00	35,35	0,00	0,00	0,0000	25513,17
18,67	0,00	36,59	0,00	0,00	0,0000	25513,17
20,00	0,00	37,84	0,00	0,00	0,0000	25513,17
20,81	0,00	38,59	0,00	0,00	0,0000	61935,61
21,62	0,00	39,35	0,00	0,00	0,0000	61935,61
22,43	0,00	40,10	0,00	0,00	0,0000	61935,61
23,24	0,00	40,85	0,00	0,00	0,0000	61935,61
24,05	0,00	41,61	0,00	0,00	0,0000	61935,61
24,86	0,00	42,36	0,00	0,00	0,0000	61935,61
25,67	0,00	43,12	0,00	0,00	0,0000	449476,90
26,48	0,00	43,87	0,00	0,00	0,0000	449476,90

27,29	0,00	44,63	0,00	0,00	0,0000	449476,90
28,10	0,00	45,38	0,00	0,00	0,0000	449476,90
28,90	0,00	46,14	0,00	0,00	0,0000	449476,90
29,71	0,00	46,89	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
30,52	0,00	47,64	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
31,33	0,00	48,40	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
32,14	0,00	49,15	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
32,95	0,00	49,91	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
33,76	0,00	50,66	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
34,57	0,00	51,42	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
35,38	0,00	52,17	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
36,19	0,00	52,93	0,00	0,00	0,0000	1115748,00

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

1 [m]

S.L.U. [GEO]

A2+M2+R1

Kh = 0,0167 , Kv = 0,0084

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	Tiranti 6 trefoli	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione

36,00 [m]

Pressione massima terreno

14,82 [kPa]

Momento massimo

1,77 [kNm/m]

Taglio massimo

2,32 [kN/m]

Carico limite tiranti

Descrizione	Profondità Media bulbo	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo	Carico limite terreno	Resistenza aderenza	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
-------------	---------------------------	------------------------	--------------------------	--------------------------	------------------------	-----------------------	-----------------------

	[m]		[kPa]	[kN]	[kN]		
Tiranti 6 trefoli	19,16	5,50	363,99	68670,15	6698,92	1220,90	Acciaio

Tiranti 6 trefoli

Reazione tirante

17,71 [kN]

Fattore sicurezza

68,94

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1,33	14,82	21,74	1,32	-2,32	0,1238	12026,74
2,67	--	22,98	-1,77	1,17	0,0218	12026,74
4,00	0,70	24,23	-0,22	0,23	-0,0058	12026,74
5,33	0,21	25,47	0,09	-0,05	-0,0018	12026,74
6,67	-0,03	26,71	0,02	-0,02	0,0002	12026,74
8,00	-0,01	27,95	0,00	0,00	0,0001	12026,74
9,33	0,00	29,20	0,00	0,00	0,0000	12026,74
10,67	0,00	30,44	0,00	0,00	0,0000	12026,74
12,00	0,00	31,68	0,00	0,00	0,0000	12026,74
13,33	0,00	32,92	0,00	0,00	0,0000	12026,74
14,67	0,00	34,17	0,00	0,00	0,0000	12026,74
16,00	0,00	35,41	0,00	0,00	0,0000	12026,74
17,33	0,00	36,65	0,00	0,00	0,0000	12026,74
18,67	0,00	37,89	0,00	0,00	0,0000	12026,74
20,00	0,00	39,14	0,00	0,00	0,0000	12026,74
20,81	0,00	39,89	0,00	0,00	0,0000	38581,52
21,62	0,00	40,65	0,00	0,00	0,0000	38581,52
22,43	0,00	41,40	0,00	0,00	0,0000	38581,52
23,24	0,00	42,16	0,00	0,00	0,0000	38581,52
24,05	0,00	42,91	0,00	0,00	0,0000	38581,52
24,86	0,00	43,66	0,00	0,00	0,0000	38581,52
25,67	0,00	44,42	0,00	0,00	0,0000	205570,90
26,48	0,00	45,17	0,00	0,00	0,0000	205570,90
27,29	0,00	45,93	0,00	0,00	0,0000	205570,90
28,10	0,00	46,68	0,00	0,00	0,0000	205570,90
28,90	0,00	47,44	0,00	0,00	0,0000	205570,90
29,71	0,00	48,19	0,00	0,00	0,0000	415675,60
30,52	0,00	48,95	0,00	0,00	0,0000	415675,60
31,33	0,00	49,70	0,00	0,00	0,0000	415675,60
32,14	0,00	50,45	0,00	0,00	0,0000	415675,60
32,95	0,00	51,21	0,00	0,00	0,0000	415675,60
33,76	0,00	51,96	0,00	0,00	0,0000	415675,60
34,57	0,00	52,72	0,00	0,00	0,0000	415675,60
35,38	0,00	53,47	0,00	0,00	0,0000	415675,60
36,19	0,00	54,23	0,00	0,00	0,0000	415675,60

Fase: 2 Analisi geotecnica Fase: 2 - Combinazione: 1

Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

12 [m]

S.L.U. [STR]

A1+M1+R1

Kh = 0,0167 , Kv = 0,0084

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	Tiranti 6 trefoli	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	25,00 [m]
Pressione massima terreno	100,37 [kPa]
Momento massimo	496,06 [kNm/m]
Taglio massimo	313,63 [kN/m]

Carico limite tiranti

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
Tiranti 6 trefoli	19,16	30,00	363,99	371409,00	6698,92	1220,90	Acciaio

Tiranti 6 trefoli

Reazione tirante	498,36 [kN]
Fattore sicurezza	2,45

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1,33	14,11	112,29	159,97	101,16	77,6981	--
2,67	24,89	113,53	294,85	67,97	138,6486	--
4,00	35,67	114,77	385,48	20,41	178,1581	--
5,33	46,46	116,02	412,69	-41,54	189,7050	--
6,67	57,24	117,26	357,31	-117,86	171,4984	--
8,00	68,02	118,50	200,17	-208,55	127,9070	--

9,33	78,81	119,74	-77,90	-313,63	70,8892	--
10,67	89,59	120,99	-496,06	174,21	21,4227	--
12,00	100,37	122,23	-263,78	212,90	0,8690	25513,17
13,33	--	123,47	20,08	-8,94	-0,6521	25513,17
14,67	-1,46	124,72	8,16	-6,99	0,0057	25513,17
16,00	-5,77	125,96	-1,16	0,70	0,0226	25513,17
17,33	0,37	127,20	-0,22	0,21	-0,0015	25513,17
18,67	0,18	128,44	0,05	-0,03	-0,0007	25513,17
20,00	-0,02	129,69	0,01	-0,01	0,0001	25513,17
20,81	-0,02	130,44	0,00	0,00	0,0000	61935,61
21,62	0,00	131,19	0,00	0,00	0,0000	61935,61
22,43	0,00	131,95	0,00	0,00	0,0000	61935,61
23,24	0,00	132,70	0,00	0,00	0,0000	61935,61
24,05	0,00	133,46	0,00	0,00	0,0000	61935,61
24,86	0,00	134,21	0,00	0,00	0,0000	61935,61
25,67	0,00	134,97	0,00	0,00	0,0000	449476,90
26,48	0,00	135,72	0,00	0,00	0,0000	449476,90
27,29	0,00	136,48	0,00	0,00	0,0000	449476,90
28,10	0,00	137,23	0,00	0,00	0,0000	449476,90
28,90	0,00	137,98	0,00	0,00	0,0000	449476,90
29,71	0,00	138,74	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
30,52	0,00	139,49	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
31,33	0,00	140,25	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
32,14	0,00	141,00	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
32,95	0,00	141,76	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
33,76	0,00	142,51	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
34,57	0,00	143,27	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
35,38	0,00	144,02	0,00	0,00	0,0000	1115748,00
36,19	0,00	144,77	0,00	0,00	0,0000	1115748,00

Fase: 2 - Combinazione: 2

Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

12 [m]

S.L.U. [GEO]

A2+M2+R1

Kh = 0,0167 , Kv = 0,0084

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	Tiranti 6 trefoli	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 25,00 [m]
 Pressione massima terreno 133,34 [kPa]
 Momento massimo 579,58 [kNm/m]
 Taglio massimo 405,44 [KN/m]

Carico limite tiranti

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
Tiranti 6 trefoli	19,16	30,00	363,99	371409,00	6698,92	1220,90	Acciaio

Tiranti 6 trefoli

Reazione tirante 671,91 [KN]
 Fattore sicurezza 1,82

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1,33	17,41	144,98	217,08	139,60	111,5704	--
2,67	31,90	146,23	403,22	97,07	200,4203	--
4,00	46,39	147,47	532,64	35,21	259,9015	--
5,33	60,88	148,71	579,58	-45,97	280,6817	--
6,67	75,38	149,96	518,29	-146,47	259,5797	--
8,00	89,87	151,20	323,00	-266,29	201,4873	--
9,33	104,36	152,44	-32,05	-405,44	121,2902	--
10,67	118,85	153,68	-572,64	47,99	45,7900	--
12,00	133,34	154,93	-508,65	342,76	5,4842	12026,74
13,33	--	156,17	-51,63	58,91	-1,7702	12026,74
14,67	56,39	157,41	26,91	-16,28	-0,4689	12026,74
16,00	-8,59	158,65	5,20	-4,83	0,0714	12026,74
17,33	-4,08	159,90	-1,23	0,62	0,0340	12026,74
18,67	0,22	161,14	-0,41	0,32	-0,0018	12026,74
20,00	0,28	162,38	0,02	0,05	-0,0023	12026,74
20,81	0,15	163,14	0,07	-0,06	-0,0004	38581,52
21,62	-0,05	163,89	0,02	-0,02	0,0001	38581,52
22,43	-0,03	164,64	0,00	0,00	0,0001	38581,52
23,24	0,00	165,40	0,00	0,00	0,0000	38581,52
24,05	0,00	166,15	0,00	0,00	0,0000	38581,52
24,86	0,00	166,91	0,00	0,00	0,0000	38581,52
25,67	0,00	167,66	0,00	0,00	0,0000	205570,90
26,48	0,00	168,42	0,00	0,00	0,0000	205570,90
27,29	0,00	169,17	0,00	0,00	0,0000	205570,90
28,10	0,00	169,93	0,00	0,00	0,0000	205570,90

28,90	0,00	170,68	0,00	0,00	0,0000	205570,90
29,71	0,00	171,43	0,00	0,00	0,0000	415675,60
30,52	0,00	172,19	0,00	0,00	0,0000	415675,60
31,33	0,00	172,94	0,00	0,00	0,0000	415675,60
32,14	0,00	173,70	0,00	0,00	0,0000	415675,60
32,95	0,00	174,45	0,00	0,00	0,0000	415675,60
33,76	0,00	175,21	0,00	0,00	0,0000	415675,60
34,57	0,00	175,96	0,00	0,00	0,0000	415675,60
35,38	0,00	176,72	0,00	0,00	0,0000	415675,60
36,19	0,00	177,47	0,00	0,00	0,0000	415675,60

Carico limite verticale

Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	110,422
Fattore Nq	93,653
Carico limite punta	2370,330 kN
Carico limite laterale	4492,429 kN
Carico limite totale	6862,759 kN

Forza verticale agente	52,926 kN
Fattore sicurezza	129,668 kN

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	110,422
Fattore Nq	93,653
Carico limite punta	2370,330 kN
Carico limite laterale	4492,429 kN
Carico limite totale	6862,759 kN

Forza verticale agente	54,226 kN
Fattore sicurezza	126,558 kN

Fase 2 Combinazione 1

Fattore Nc	110,422
Fattore Nq	93,653
Carico limite punta	2370,330 kN
Carico limite laterale	4492,429 kN
Carico limite totale	6862,759 kN

Forza verticale agente	144,775 kN
Fattore sicurezza	47,403 kN

Fase 2 Combinazione 2

Fattore Nc	110,422
Fattore Nq	93,653
Carico limite punta	2370,330 kN
Carico limite laterale	4492,429 kN
Carico limite totale	6862,759 kN

Forza verticale agente	177,470 kN
Fattore sicurezza	38,670 kN

Fase 3 Combinazione 1

Fattore Nc	110,422
Fattore Nq	93,653
Carico limite punta	924,205 kN

Carico limite laterale 2568,078 kN
Carico limite totale 3492,284 kN

Forza verticale agente 361,450 kN
Fattore sicurezza 9,662 kN

Fase 3 Combinazione 2

Fattore Nc 110,422
Fattore Nq 93,653
Carico limite punta 924,205 kN
Carico limite laterale 2568,078 kN
Carico limite totale 3492,284 kN

Forza verticale agente 433,996 kN
Fattore sicurezza 8,047 kN

Risultati analisi strutturale

Fase: 1 Risultati analisi strutturale

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Fless.
1,33	Tubolare Diam 152,2x10	20,44	0,08	-0,74		--	--	79,20	Verificata
2,67	Tubolare Diam 152,2x10	21,68	-0,90	0,71		--	--	47,61	Verificata
4,00	Tubolare Diam 152,2x10	22,93	0,05	-0,01		--	--	72,34	Verificata
5,33	Tubolare Diam 152,2x10	24,17	0,03	-0,02		--	--	69,45	Verificata
6,67	Tubolare Diam 152,2x10	25,41	0,00	0,00		--	--	66,70	Verificata
8,00	Tubolare Diam 152,2x10	26,65	0,00	0,00		--	--	63,65	Verificata
9,33	Tubolare Diam 152,2x10	27,90	0,00	0,00		--	--	60,83	Verificata
10,67	Tubolare Diam 152,2x10	29,14	0,00	0,00		--	--	58,24	Verificata
12,00	Tubolare Diam 152,2x10	30,38	0,00	0,00		--	--	55,85	Verificata
13,33	Tubolare Diam 152,2x10	31,62	0,00	0,00		--	--	53,66	Verificata
14,67	Tubolare	32,87	0,00	0,00		--	--	51,63	Verificata

	Diam 152,2x10								
16,00	Tubolare Diam 152,2x10	34,11	0,00	0,00		--	--	49,75	Verificata
17,33	Tubolare Diam 152,2x10	35,35	0,00	0,00		--	--	48,00	Verificata
18,67	Tubolare Diam 152,2x10	36,59	0,00	0,00		--	--	46,37	Verificata
20,00	Tubolare Diam 152,2x10	37,84	0,00	0,00		--	--	44,85	Verificata
20,81	Tubolare Diam 152,2x10	38,59	0,00	0,00		--	--	43,97	Verificata
21,62	Tubolare Diam 152,2x10	39,35	0,00	0,00		--	--	43,13	Verificata
22,43	Tubolare Diam 152,2x10	40,10	0,00	0,00		--	--	42,32	Verificata
23,24	Tubolare Diam 152,2x10	40,85	0,00	0,00		--	--	41,54	Verificata
24,05	Tubolare Diam 152,2x10	41,61	0,00	0,00		--	--	40,78	Verificata
24,86	Tubolare Diam 152,2x10	42,36	0,00	0,00		--	--	40,06	Verificata
25,67	Tubolare Diam 152,2x10	43,12	0,00	0,00		--	--	39,35	Verificata
26,48	Tubolare Diam 152,2x10	43,87	0,00	0,00		--	--	38,68	Verificata
27,29	Tubolare Diam 152,2x10	44,63	0,00	0,00		--	--	38,02	Verificata
28,10	Tubolare Diam 152,2x10	45,38	0,00	0,00		--	--	37,39	Verificata
28,90	Tubolare Diam 152,2x10	46,14	0,00	0,00		--	--	36,78	Verificata
29,71	Tubolare Diam 152,2x10	46,89	0,00	0,00		--	--	36,19	Verificata
30,52	Tubolare Diam 152,2x10	47,64	0,00	0,00		--	--	35,62	Verificata
31,33	Tubolare Diam 152,2x10	48,40	0,00	0,00		--	--	35,06	Verificata

32,14	Tubolare Diam 152,2x10	49,15	0,00	0,00		--	--	34,52	Verificata
32,95	Tubolare Diam 152,2x10	49,91	0,00	0,00		--	--	34,00	Verificata
33,76	Tubolare Diam 152,2x10	50,66	0,00	0,00		--	--	33,49	Verificata
34,57	Tubolare Diam 152,2x10	51,42	0,00	0,00		--	--	33,00	Verificata
35,38	Tubolare Diam 152,2x10	52,17	0,00	0,00		--	--	32,53	Verificata
36,19	Tubolare Diam 152,2x10	52,93	0,00	0,00		--	--	32,06	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
1,33	--	--	--	--	488,94	662,83	Verificata	--
2,67	--	--	--	--	488,94	684,68	Verificata	--
4,00	--	--	--	--	488,94	35423,17	Verificata	--
5,33	--	--	--	--	488,94	20079,27	Verificata	--
6,67	--	--	--	--	488,94	265590,99	Verificata	--
8,00	--	--	--	--	488,94	648415,67	Verificata	--
9,33	--	--	--	--	488,94	4581139,69	Verificata	--
10,67	--	--	--	--	488,94	23754700,84	Verificata	--
12,00	--	--	--	--	488,94	99785650,11	Verificata	--
13,33	--	--	--	--	488,94	1083512280,83	Verificata	--
14,67	--	--	--	--	488,94	2475989349,69	Verificata	--
16,00	--	--	--	--	488,94	100165762638,99	Verificata	--
17,33	--	--	--	--	488,94	67691004666,65	Verificata	--
18,67	--	--	--	--	488,94	2176423344139,41	Verificata	--
20,00	--	--	--	--	488,94	1417564002309,37	Verificata	--
20,81	--	--	--	--	488,94	9899637807484,79	Verificata	--
21,62	--	--	--	--	488,94	24376353748226,30	Verificata	--
22,43	--	--	--	--	488,94	71493645188402,40	Verificata	--
23,24	--	--	--	--	488,94	1003824565196130,00	Verificata	--
24,05	--	--	--	--	488,94	7684299292	Verificata	--

						41758,00		
24,86	--	--	--	--	488,94	1669168131 1449800,00	Verificata	--
25,67	--	--	--	--	488,94	8998233470 801280,00	Verificata	--
26,48	--	--	--	--	488,94	6063011343 9032300,00	Verificata	--
27,29	--	--	--	--	488,94	1365253451 739280000, 00	Verificata	--
28,10	--	--	--	--	488,94	5981503024 025390000, 00	Verificata	--
28,90	--	--	--	--	488,94	2367913378 5254400000 ,00	Verificata	--
29,71	--	--	--	--	488,94	1653012378 3800800000 0,00	Verificata	--
30,52	--	--	--	--	488,94	1008969280 6231000000 00,00	Verificata	--
31,33	--	--	--	--	488,94	5814527408 1026200000 00,00	Verificata	--
32,14	--	--	--	--	488,94	3302242898 0812400000 000,00	Verificata	--
32,95	--	--	--	--	488,94	1868804998 8057400000 0000,00	Verificata	--
33,76	--	--	--	--	488,94	1056703314 7456300000 00000,00	Verificata	--
34,57	--	--	--	--	488,94	5975365912 5697600000 00000,00	Verificata	--
35,38	--	--	--	--	488,94	3404756757 1555000000 000000,00	Verificata	--
36,19	--	--	--	--	488,94	2354193947 6697700000 0000000,00	Verificata	--

Analisi di stabilità dei pendii conBISHOP

Normativa	NTC 2018
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	25,04 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	74,96 m
Ordinata vertice destro superiore ys	101,92 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0167
Coefficiente azione sismica verticale	0,008 4

Vertici profilo

N	X m	y m
1	7,84	23,0
2	14,61	23,0
3	22,13	28,0
4	28,64	33,0
5	35,2	38,0
6	41,63	43,0
7	47,15	48,0
8	49,0	49,0
9	50,0	49,0
10	50,0	50,0
11	55,42	53,0
12	63,95	58,0
13	72,6	63,0
14	80,09	68,0
15	87,08	73,0
16	94,26	78,0
17	103,65	83,0
18	115,77	88,0
19	126,19	93,0
20	134,04	98,0
21	141,93	103,0
22	157,61	108, 0

Vertici strato1

N	X	y
---	---	---

	(m)	(m)
1	7,84	14,71
2	157,61	69,17

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	7,84	6,71
2	157,61	61,17

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	7,84	3,75
2	157,61	43,83

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		32	1937,43	1937,43	4,00	Frana	
2	0,81576		22	2039,4	2039,4	0,00	Rock 1	
3	2,75319		33	2141,37	2141,37	0,00	Rock 2	
4	3,46698		40	2243,34	2243,34	0,00	Rock 3	

Tiranti

N°	x (m)	y (m)	Lunghezza libera (m)	Lunghezza ancorata (m)	Diametro del bulbo (m)	Inclinazione (°)	Tiro (Kg)
1	50	49,8	18	27	0,4	37	1102

Risultati analisi pendio [A1+M1+R1]

Fs minimo individuato	2,35
Ascissa centro superficie	47,5 m
Ordinata centro superficie	89,44 m
Raggio superficie	76,76 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 47,504 yc = 89,443 Rc = 76,758 Fs=2,3528

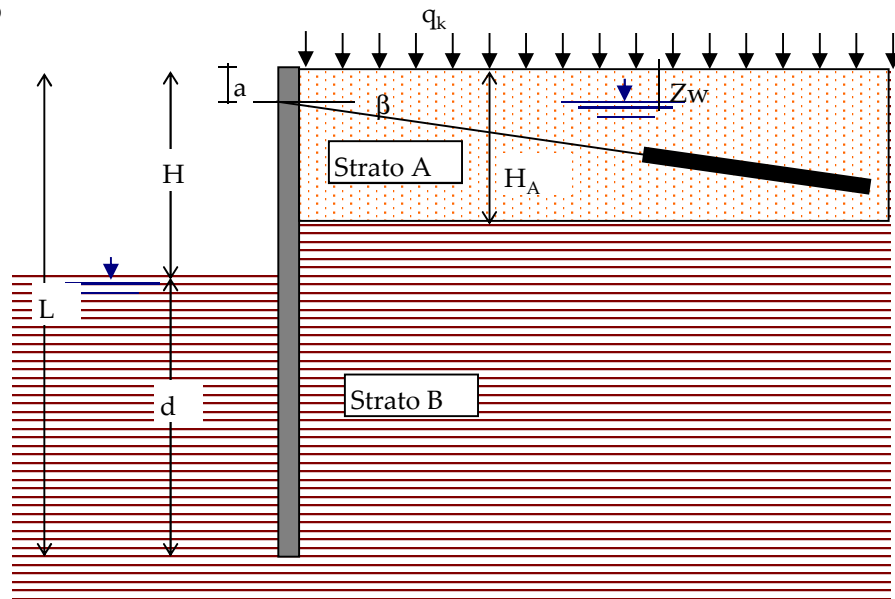
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	13,06	-24,7	14,37	101948,7	1702,54	856,37	0,0	32,0	0,0	127785,1	33937,5

2	13,07	-14,3	13,49	465127,5	7767,63	3907,07	0,82	22,0	0,0	514259,1135065,5
3	11,95	-4,7	11,99	711722,6	11885,77	5978,47	2,75	33,0	0,0	742828,9345345,0
4	8,27	2,8	8,28	632796,5	10567,7	5315,49	3,47	40,0	0,0	616678,3341940,5
5	11,22	10,2	11,4	963753,3	16094,68	8095,53	3,47	40,0	0,0	891882,4486106,1
6	5,96	16,8	6,22	546777,9	9131,19	4592,94	3,47	40,0	0,0	490721,7266672,5
7	7,49	22,1	8,08	714127,3	11925,93	5998,67	3,47	40,0	0,0	631003,1344159,9
8	6,99	28,1	7,92	686231,8	11460,07	5764,35	3,47	40,0	0,0	601128,3331124,7
9	7,18	34,3	8,69	710718,9	11869,0	5970,04	2,75	33,0	0,0	665596,6285395,6

Paratia ancorata a valle dell'abitato di Paisco

Verifiche agli Stati Limite Ultimi di una palificata con un ordine di tiranti in accordo con le NTC2018.

Schema di calcolo



Si eseguono le verifiche a lungo termine, in tensioni efficaci (condizione di norma più gravosa per la stabilità) con filtrazione in regime permanente nello strato B.

Si eseguono le verifiche di stabilità con il metodo del supporto libero (struttura di elevata rigidezza).

Dati geometrici

altezza di terreno da sostenere:	$H =$	8 m	
profondità del vincolo da p.c.:	$a =$	1 m	
angolo di inclinazione del tirante:	$\beta =$	37 ° = rad	0,6457718
Spessore dello strato A:	$H_A =$	6 m	
Profondità di infissione (da determinare)	$d =$	6,40 m	

Dati sulla falda

profondità della falda a monte da p.c.:	$Z_{w,m} =$	0 m
profondità della falda a valle da p.c.:	$Z_{w,v} =$	0 m
peso di volume dell'acqua:	$\gamma_w =$	10 kN/m ³

Si assume che la perdita di carico avvenga solo nello Strato B, in modo lineare lungo una linea di flusso aderente alla parete.

perdita di carico:	$\Delta h =$	0 m
--------------------	--------------	-----

Dati geotecnici

Valori caratteristici

Strato A:

Peso di volume medio sopra falda:	$\gamma_A =$	18 kN/m ³	
Peso di volume medio sotto falda:	$\gamma_{sat,A} =$	20 kN/m ³	
Angolo di resistenza al taglio:	$\phi'_{kA} =$	28 ° = rad	0,4887
Angolo d'attrito parete-terreno:	$\delta_{kA} = 2/3 \phi'_{kA} =$	19 ° = rad	0,3258

Strato B:

Peso di volume medio:	$\gamma_B =$	20 kN/m ³	
Angolo di resistenza al taglio:	$\phi'_{kB} =$	35 ° = rad	0,6109
Coesione efficace:	$c'_{kB} =$	5 kPa	
Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo):	$\delta_{kB,a} = 2/3 \phi'_{kB} =$	23 ° = rad	0,4072

Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo): $\delta_{kB,p} = 1/2 \phi'_{kB} = 18^\circ = \text{rad}$ 0,3054

Dati sul carico accidentale:

carico uniforme a monte (azione variabile): $q_k = 0 \text{ kPa}$

Calcolo della profondità di infissione minima

Verifica SLU (GEO) DA1-C2 (A2+M2+R1) § 6.5.3.1.2

coeff. parz. sui par. di resistenza del terreno (M2) $\gamma_M = 1,25$

Valori di progetto

altezza del vincolo da piano scavo: $T = H - a = 7 \text{ m}$

profondità nominale dello scavo: $H_d = H + \min(0.5; 0.1T) = 8,5 \text{ m}$ § 6.5.2.2

profondità di infissione di progetto $d_d = d - \min(0.5; 0.1T) = 5,90 \text{ m}$

lunghezza del percorso di filtrazione: $L_f = 2d_d + (H_d - H_A) = 14,30 \text{ m}$

essendo d_d la profondità di infissione della parete dal fondo scavo di progetto

gradiente idraulico di progetto: $i_d = \Delta h / L_f = 0,000$

Strato A:

Angolo di resistenza al taglio: $\phi'_{dA} = \arctan(\tan \phi'_{kA} / \gamma_M) = 23,0^\circ = \text{rad}$ 0,4022

Angolo d'attrito parete-terreno: $\delta_{dA} = 2/3 \phi'_{dA} = 15^\circ = \text{rad}$ 0,2681

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva: $K_{Ad,A} = 0,3892$

Strato B:

Angolo di resistenza al taglio: $\phi'_{dB} = \arctan(\tan \phi'_{kB} / \gamma_M) = 29,3^\circ = \text{rad}$ 0,5106147

Coesione efficace: $c'_{dB} = c'_{kB} / \gamma_M = 4 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo): $\delta_{dB,a} = 2/3 \phi'_{dB} = 19,5^\circ = \text{rad}$ 0,3404098

Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo): $\delta_{dB,p} = 1/2 \phi'_{dB} = 14,6^\circ = \text{rad}$ 0,2553074

Coefficiente di spinta attiva: $K_{Ad,B} = 0,3060$

$$K_P = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta passiva: $K_{Pd,B} = 4,7191$

Carico accidentale di progetto (variabile sfavorevole)

coeff. parziale sulle azioni (A2) $\gamma_Q = 1,3$

carico accidentale di progetto $q_d = \gamma_Q q_k = 0 \text{ kPa}$

Metodo all'equilibrio limite. Condizioni di supporto libero al piede. Sono mobilitate le pressioni limite attiva a monte e passiva a valle.

Tensioni verticali totali

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{v,0} = q_d =$	0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{v1} = \sigma_{v0} + \gamma_A \cdot Z_{w,m} =$	0 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + \gamma_{A,sat} \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	120 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3m} = \sigma_{v2} + \gamma_B \cdot (H_d - H_A) =$	170 kPa
4	$Z = H_d + d_d$	$\sigma_{v4m} = \sigma_{v3m} + \gamma_B \cdot d_d =$	288,0 kPa

a valle (lato resistente)

punto			
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma_{v4v} = \gamma_B \cdot d_d =$	118,0 kPa

Pressioni interstiziali

azione permanente (A2) $\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto			
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$u_1 = 0 =$	0 kPa
2	$Z = H_A$	$u_{2m} = \gamma_w \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	60 kPa
3	$Z = H_d$	$u_{3m} = u_2 + \gamma_w \cdot (H_d - H_A) \cdot (1 - i_d) =$	152,5 kPa
4	$Z = L$	$u_{4m} = u_{3m} + \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 - i_d) =$	211,5 kPa

a valle (lato resistente)

punto			
3	$Z = H_d$	$u_{3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$u_{4v} = \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 + i_d) =$	59,0 kPa

Tensioni verticali efficaci

a monte (lato sostenuto)

punto			
0	$Z = 0$	$\sigma'_{v,0} = \sigma_{v,0} =$	0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} =$	0 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma'_{v2} = \sigma_{v2} - u_2 =$	60 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3m} = \sigma_{v3m} - u_{3m} =$	17,5 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4m} = \sigma_{v4m} - u_{4m} =$	76,5 kPa

a valle (lato resistente)

punto			
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4v} = \sigma_{v4v} - u_{4v} =$	59,0 kPa

Tensioni orizzontali efficaci

Per le spinte della terra, azione permanente (A2)

$\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto			
0	$Z = 0$	$\sigma'_{h0} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v0} =$	0,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{h1} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v1} =$	0,0 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2sup} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v2} =$	23,4 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2inf} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v2} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	13,9 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3m} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v3m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	0,9 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4m} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v4m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	19,0 kPa

a valle (lato resistente)

punto			
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3v} = 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	17,4 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4v} = K_{Pd,B} \cdot \sigma'_{v4v} + 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	295,8 kPa

Tensioni orizzontali totali

punto			
0	$Z = 0$	$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} =$	0,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{h1} = \sigma'_{h1} =$	0,0 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma_{h2sup} = \sigma'_{hv2sup} + u_{2m} =$	83,4 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma_{h2inf} = \sigma'_{hv2inf} + u_{2m} =$	73,9 kPa

3	Z = H _d	$\sigma_{h3m} = \sigma'_{h3m} + u_{3m} =$	153,4 kPa
4	Z = L	$\sigma_{h4m} = \sigma'_{h4m} + u_{4m} =$	230,5 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	Z = H _d	$\sigma_{h3v} = \sigma'_{h3v} + u_{3v} =$	17,4 kPa
4	Z = L	$\sigma_{h4v} = \sigma'_{h4v} + u_{4v} =$	354,8 kPa

a monte (lato sostenuto)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
0	0	0	0	0	0,0	0,0
1	1	0	0	0	0,0	0,0
2sup	6	120	60	60	23,4	83,4
2inf	6	120	60	60	13,9	73,9
3	8,5	170	85,0	85,0	21,6	106,6
4	14,40	288,0	144,0	144,0	39,6	183,6

a valle (lato resistente)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
3	8,5	0	0	0	17,4	17,4
4	14,40	118,0	59,0	59,0	295,8	354,8

Area	forma	b (kPa)	h (m)	br. (m)	ΔS (kN/m)	ΔS br
1	rett.	0,00	1	-0,50	0,00	0,0
2	triang.	0,00	1	-0,33	0,00	0,0
3	rett.	0,00	5,00	2,50	0,00	0,0
4	triang.	83,35	5,00	3,33	208,38	694,6
5	rett.	73,94	8,40	9,20	621,06	5713,8
6	triang.	109,71	8,40	10,60	460,77	4884,1
7	rett.	-17,38	5,90	10,45	-102,53	-1071,5
8	triang.	-337,43	5,90	11,43	-995,41	-11380,8

$$\Sigma(\Delta S \text{ br}) = \underline{\underline{-1159,8 \text{ kNm/m}}}$$

$$T_H = \Sigma \Delta S = 192,26 \text{ kN/m}$$

$$T = T_H / \cos \beta = 240,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{taglio massimo positivo} = 196,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{taglio massimo negativo} = -309,67 \text{ kN/m}$$

$$\text{momento massimo positivo} = 478,67 \text{ kNm/m}$$

$$\text{momento massimo negativo} = -479,90 \text{ kNm/m}$$

Verifica strutturale

Calcolo delle sollecitazioni

DA1-C1 (A1+M1+R1)

§ 6.5.3.1.2

coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1)

 $\gamma_M =$

1

Valori di progetto

altezza del vincolo da piano scavo:

$$T = H - a =$$

7 m

profondità nominale dello scavo:

$$H_d = H + \min(0.5; 0.1T) =$$

8,5 m

§ 6.5.2.2

profondità di infissione di progetto

$$d_d = d - \min(0.5; 0.1T) =$$

5,90 m

lunghezza del percorso di filtrazione:

$$L_f = 2d_d + (H_d - H_A) =$$

14,30 m

essendo d_d la profondità di infissione della parete dal fondo scavo di progetto

gradiente idraulico di progetto:

$$i_d = \Delta h / L_f =$$

0,000

Strato A:

Angolo di resistenza al taglio:

$$\phi'_{dA} = \arctan(\tan \phi'_{kA} / \gamma_M) =$$

28,0 ° = rad

0,489

Angolo d'attrito parete-terreno:

$$\delta_{dA} = 2/3 \phi'_{dA} =$$

19 ° = rad

0,326

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva:

$$K_{Ad,A} =$$

0,3213

Strato B:

Angolo di resistenza al taglio:

$$\phi'_{dB} = \arctan(\tan \phi'_{kB} / \gamma_M) =$$

35,0 ° = rad

0,611

Coesione efficace:

$$c'_{dB} = c'_{kB} / \gamma_M =$$

5 kPa

Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo):

$$\delta_{dB,a} = 2/3 \phi'_{dB} =$$

23,3 ° = rad

0,407

Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo):

$$\delta_{dB,p} = 1/2 \phi'_{dB} =$$

17,5 ° = rad

0,305

Coefficiente di spinta attiva:

$$K_{Ad,B} =$$

0,244

$$K_P = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$K_{P,B} =$$

9,962

Coefficiente di riduzione della spinta (da determinare)

$$\gamma_{Rid} =$$

2,18

Coefficiente di spinta passiva di equilibrio:

$$K_{Pd,B} =$$

4,570

Carico accidentale di progetto (variabile sfavorevole)

coeff. parziale sulle azioni (A1)

$$\gamma_Q =$$

1,5

carico accidentale di progetto

$$q_d = \gamma_Q q_k =$$

0 kPa

Tensioni verticali totali

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{v,0} = q_d =$	0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{v1} = \sigma_{v0} + \gamma_A \cdot Z_{w,m} =$	0 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + \gamma_{A,sat} \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	120 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3m} = \sigma_{v2} + \gamma_B \cdot (H_d - H_A) =$	170 kPa
4	$Z = H_d + d_d$	$\sigma_{v4m} = \sigma_{v3m} + \gamma_B \cdot d_d =$	288,0 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma_{v4v} = \gamma_B \cdot d_d =$	118,0 kPa

Pressioni interstiziali

azione permanente (A2) $\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

1	$Z = Z_{w,m} = a$	$u_1 = 0 =$	0,0 kPa
2	$Z = H_A$	$u_{2m} = \gamma_w \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	60,0 kPa
3	$Z = H_d$	$u_{3m} = u_2 + \gamma_w \cdot (H_d - H_A) \cdot (1 - i_d) =$	152,5 kPa
4	$Z = L$	$u_{4m} = u_{3m} + \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 - i_d) =$	211,5 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$u_{3v} = 0 =$	0,0 kPa
4	$Z = L$	$u_{4v} = \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 + i_d) =$	59,0 kPa

Tensioni verticali efficaci

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{v,0} = \sigma_{v,0} =$	0,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} =$	0,0 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma'_{v2} = \sigma_{v2} - u_{2m} =$	60,0 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3m} = \sigma_{v3m} - u_{3m} =$	17,5 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4m} = \sigma_{v4m} - u_{4m} =$	76,5 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4v} = \sigma_{v4v} - u_{4v} =$	59,0 kPa

Per le spinte della terra, azione permanente (A1)

Spinta attiva (sfavorevole) $\gamma_{G1} =$ 1,3 Tab. 6.2.1

Spinta passiva (favorevole) $\gamma_{G1} =$ 1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{h0} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v0} =$	0,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{h1} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v1} =$	0,0 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2sup} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v2} =$	25,1 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2inf} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v2} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	12,6 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3m} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v3m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	-0,9 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4m} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v4m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	17,9 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3v} = 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	21,4 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4v} = K_{Pd,B} \cdot \sigma'_{v4v} + 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	291,0 kPa

Tensioni orizzontali totali

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} =$	0,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{h1} = \sigma'_{h1} =$	0,0 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma_{h2sup} = \sigma'_{hv2sup} + u_{2m} =$	85,1 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma_{h2inf} = \sigma'_{hv2inf} + u_{2m} =$	72,6 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{h3m} = \sigma'_{h3m} + u_{3m} =$	151,6 kPa

4 $Z = L$ $\sigma_{h4m} = \sigma'_{h4m} + u_{4m} =$ 229,4 kPa
a valle (lato resistente)
punto
3 $Z = H_d$ $\sigma_{h3v} = \sigma'_{h3v} + u_{3v} =$ 21,4 kPa
4 $Z = L$ $\sigma_{h4v} = \sigma'_{h4v} + u_{4v} =$ 350,0 kPa

a monte (lato sostenuto)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
0	0	0	0	0	0,00	0,0
1	1	0	0	0	0,00	0,0
2sup	6	120	60	60	25,06	85,1
2inf	6	120	60	60	12,64	72,6
3	8,5	170	85,0	85,0	20,58	105,6
4	14,40	288,0	144,0	144,0	39,33	183,3

a valle (lato resistente)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
3	8,5	0	0	0	21,38	21,4
4	14,40	118,0	59,0	59,0	291,0	350,0
Area	forma	b (kPa)	h (m)	br. (m)	ΔS (kN/m)	ΔS br
1	rett.	0,00	1,00	-0,50	0,00	0,0
2	triang.	0,00	1,00	-0,33	0,00	0,0
3	rett.	0,00	5,00	2,50	0,00	0,0
4	triang.	85,06	5,00	3,33	212,65	708,8
5	rett.	72,64	8,40	9,20	610,15	5613,4
6	triang.	110,69	8,40	10,60	464,90	4927,9
7	rett.	-21,38	5,90	10,45	-126,12	-1318,0
8	triang.	-328,60	5,90	11,43	-969,38	-11083,3

$$\Sigma(\Delta S \text{ br}) = \underline{\underline{-1151,1}} \text{ kNm/m}$$

$$T_H = \Sigma \Delta S = 192,19 \text{ kN/m}$$

$$T = T_H / \cos \beta = 192,19 \text{ kN/m}$$

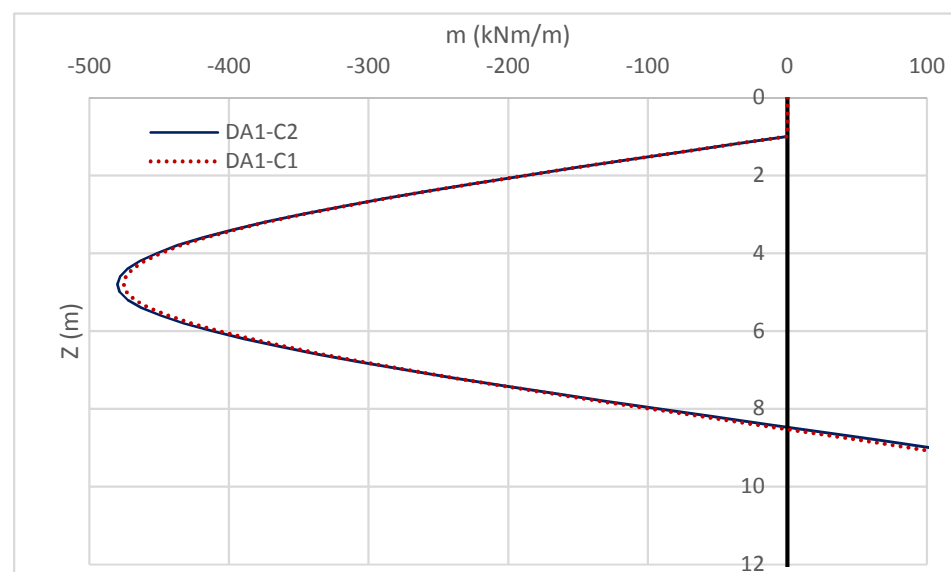
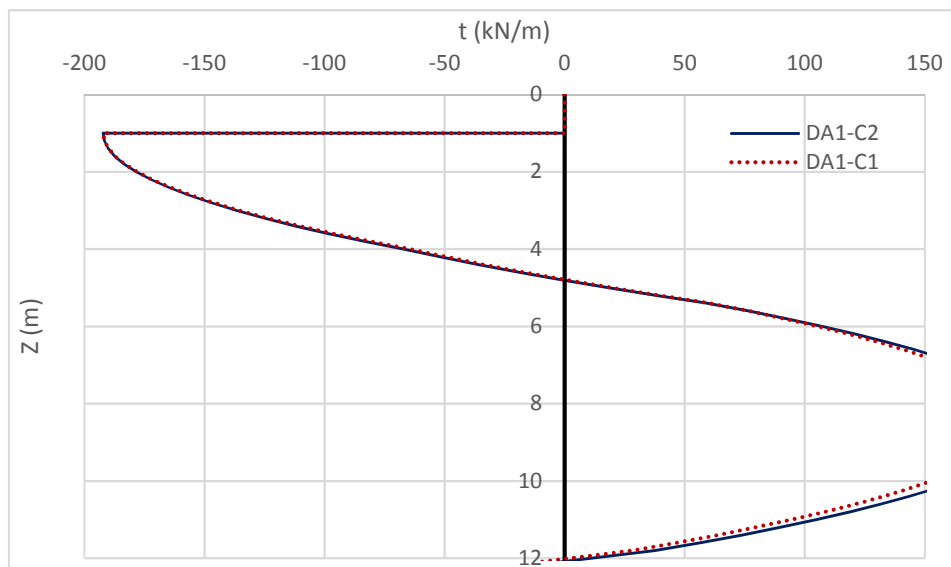
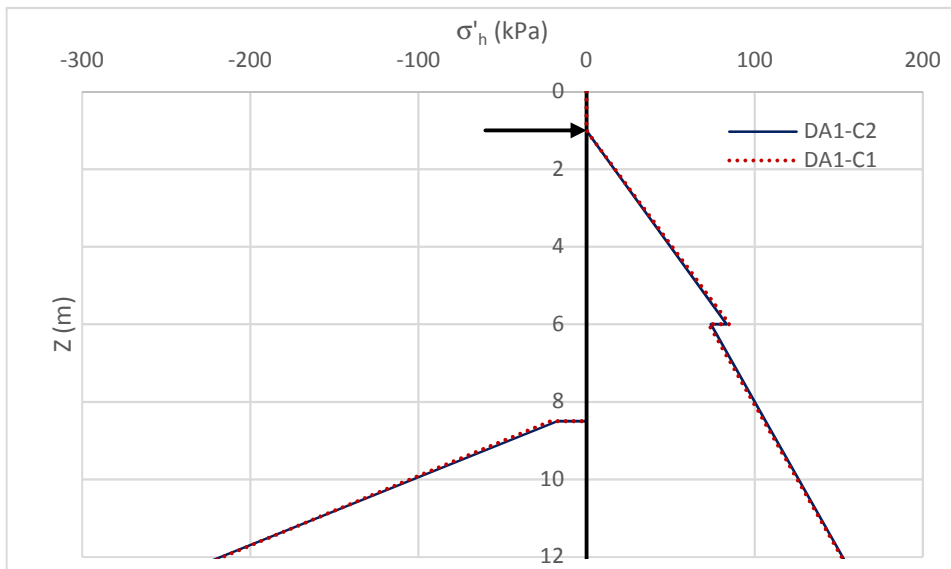
$$\text{taglio massimo positivo} = 187,33 \text{ kN/m}$$

$$\text{taglio massimo negativo} = -310,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{momento massimo positivo} = 434,16 \text{ kNm/m}$$

$$\text{momento massimo negativo} = -475,42 \text{ kNm/m}$$

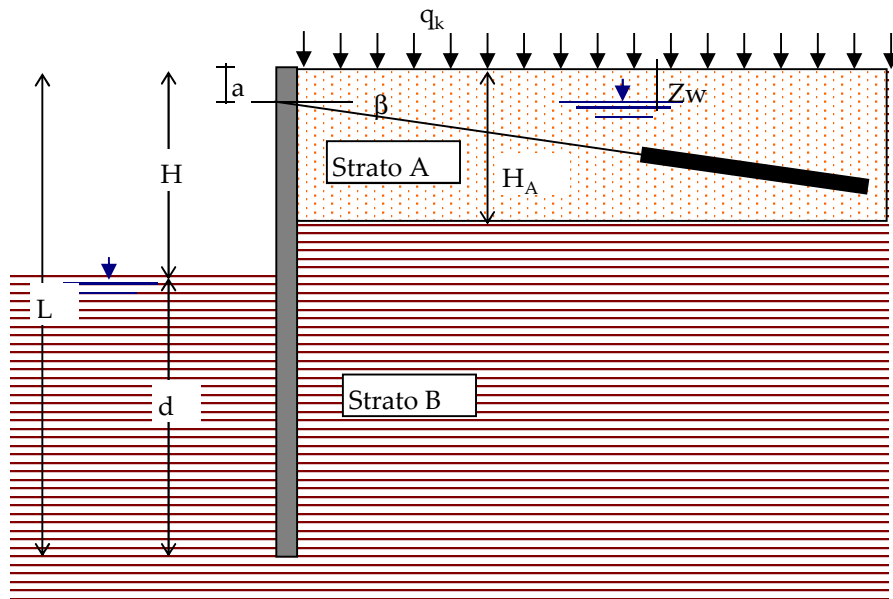
Le Condizioni DA1-C2 (A2+M2+R1) e DA1-C1 (DA1+M1+R1) portano a risultati pressoché identici.



Paratia ancorata in Località Grumello

Verifiche agli Stati Limite Ultimi di una palificata con un ordine di tiranti in accordo con le NTC2018.

Schema di calcolo



Si eseguono le verifiche a lungo termine, in tensioni efficaci (condizione di norma più gravosa per la stabilità) con filtrazione in regime permanente nello strato B.

Si eseguono le verifiche di stabilità con il metodo del supporto libero (struttura di elevata rigidezza).

Dati geometrici

altezza di terreno da sostenere:

$H = 5 \text{ m}$

profondità del vincolo da p.c.:

$a = 1 \text{ m}$

angolo di inclinazione del tirante:

$\beta = 37^\circ = \text{rad} \quad 0,6457718$

Spessore dello strato A:

$H_A = 4 \text{ m}$

Profondità di infissione (da determinare)

$d = 4,09 \text{ m}$

Lunghezza palo

$d = 9,09 \text{ m}$

Dati sulla falda

profondità della falda a monte da p.c.:

$Z_{w,m} = 0 \text{ m}$

profondità della falda a valle da p.c.:

$Z_{w,v} = 0 \text{ m}$

peso di volume dell'acqua:

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Si assume che la perdita di carico avvenga solo nello Strato B, in modo lineare lungo una linea di flusso

aderente alla parete.

perdita di carico:

$\Delta h = 0 \text{ m}$

Dati geotecnici

Valori caratteristici

Strato A:

Peso di volume medio sopra falda:

$\gamma_A = 18 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume medio sotto falda:

$\gamma_{\text{sat},A} = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di resistenza al taglio:

$\phi'_{kA} = 28^\circ = \text{rad} \quad 0,4887$

Angolo d'attrito parete-terreno:

$\delta_{kA} = 2/3 \phi'_{kA} = 19^\circ = \text{rad} \quad 0,3258$

Strato B:

Peso di volume medio:

$\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di resistenza al taglio:

$\phi'_{kB} = 35^\circ = \text{rad} \quad 0,6109$

Coesione efficace:

$c'_{kB} = 5 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo):	$\delta_{kB,a} = 2/3 \phi'_{kB} =$	23 ° = rad	0,4072
Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo):	$\delta_{kB,p} = 1/2 \phi'_{kB} =$	18 ° = rad	0,3054

Dati sul carico accidentale:

carico uniforme a monte (azione variabile) :	$q_k =$	20 kPa
--	---------	--------

Calcolo della profondità di infissione minima

Verifica SLU (GEO)	DA1-C2 (A2+M2+R1)	§ 6.5.3.1.2
--------------------	-------------------	-------------

coeff. parz. sui par. di resistenza del terreno (M2)	$\gamma_M =$	1,25
--	--------------	------

Valori di progetto

altezza del vincolo da piano scavo:	$T = H - a =$	4 m	
profondità nominale dello scavo:	$H_d = H + \min(0.5; 0.1T) =$	5,4 m	§ 6.5.2.2
profondità di infissione di progetto	$d_d = d - \min(0.5; 0.1T) =$	3,69 m	
lunghezza del percorso di filtrazione:	$L_f = 2d_d + (H_d - H_A) =$	8,77 m	
essendo d_d la profondità di infissione della parete dal fondo scavo di progetto			
gradiente idraulico di progetto:	$i_d = \Delta h / L_f =$	0,000	

Strato A:

Angolo di resistenza al taglio:	$\phi'_{dA} = \arctan(\tan \phi'_{kA} / \gamma_M) =$	23,0 ° = rad	0,4022
Angolo d'attrito parete-terreno:	$\delta_{dA} = 2/3 \phi'_{dA} =$	15 ° = rad	0,2681

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva:	$K_{Ad,A} =$	0,3892
--------------------------------	--------------	--------

Strato B:

Angolo di resistenza al taglio:	$\phi'_{dB} = \arctan(\tan \phi'_{kB} / \gamma_M) =$	29,3 ° = rad	0,5106147
Coesione efficace:	$c'_{dB} = c'_{kB} / \gamma_M =$	4 kPa	
Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo):	$\delta_{dB,a} = 2/3 \phi'_{dB} =$	19,5 ° = rad	0,3404098
Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo):	$\delta_{dB,p} = 1/2 \phi'_{dB} =$	14,6 ° = rad	0,2553074
Coefficiente di spinta attiva:	$K_{Ad,B} =$	0,3060	

$$K_P = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta passiva:	$K_{Pd,B} =$	4,7191
---------------------------------	--------------	--------

Carico accidentale di progetto (variabile sfavorevole)

coeff. parziale sulle azioni (A2)	$\gamma_Q =$	1,3
carico accidentale di progetto	$q_d = \gamma_Q q_k =$	26 kPa

Metodo all'equilibrio limite. Condizioni di supporto libero al piede. Sono mobilitate le pressioni limite attiva a monte e passiva a valle.

Tensioni verticali totali

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{v,0} = q_d =$	26 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{v1} = \sigma_{v0} + \gamma_A \cdot Z_{w,m} =$	26 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + \gamma_{A,sat} \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	106 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3m} = \sigma_{v2} + \gamma_B \cdot (H_d - H_A) =$	134 kPa

4	$Z = H_d + d_d$	$\sigma_{v4m} = \sigma_{v3m} + \gamma_B \cdot d_d =$	207,7 kPa
a valle (lato resistente)			
punto			
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma_{v4v} = \gamma_B \cdot d_d =$	73,7 kPa

Pressioni interstiziali

azione permanente (A2) $\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

1	$Z = Z_{w,m} = a$	$u_1 = 0 =$	0 kPa
2	$Z = H_A$	$u_{2m} = \gamma_w \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	40 kPa
3	$Z = H_d$	$u_{3m} = u_2 + \gamma_w \cdot (H_d - H_A) \cdot (1 - i_d) =$	91,8 kPa
4	$Z = L$	$u_{4m} = u_{3m} + \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 - i_d) =$	128,7 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$u_{3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$u_{4v} = \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 + i_d) =$	36,9 kPa

Tensioni verticali efficaci

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{v,0} = \sigma_{v,0} =$	26 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} =$	26 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma'_{v2} = \sigma_{v2} - u_2 =$	66 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3m} = \sigma_{v3m} - u_{3m} =$	42,2 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4m} = \sigma_{v4m} - u_{4m} =$	79,1 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4v} = \sigma_{v4v} - u_{4v} =$	36,9 kPa

Tensioni orizzontali efficaci

Per le spinte della terra, azione permanente (A2)

$\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{h0} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v0} =$	10,1 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{h1} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v1} =$	10,1 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2sup} = K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v2} =$	25,7 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2inf} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v2} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	15,8 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3m} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v3m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	8,5 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4m} = K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v4m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}} =$	19,8 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3v} = 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	17,4 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4v} = K_{Pd,B} \cdot \sigma'_{v4v} + 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	191,3 kPa

Tensioni orizzontali totali

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} =$	10,1 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{h1} = \sigma'_{h1} =$	10,1 kPa

2sup	Z = H _A	$\sigma_{h2sup} = \sigma'_{hv2sup} + u_{2m} = -$				65,7 kPa
2inf	Z = H _A	$\sigma_{h2inf} = \sigma'_{hv2inf} + u_{2m} =$				55,8 kPa
3	Z = H _d	$\sigma_{h3m} = \sigma'_{h3m} + u_{3m} =$				100,3 kPa
4	Z = L	$\sigma_{h4m} = \sigma'_{h4m} + u_{4m} =$				148,4 kPa
a valle (lato resistente)						
punto						
3	Z = H _d	$\sigma_{h3v} = \sigma'_{h3v} + u_{3v} =$				17,4 kPa
4	Z = L	$\sigma_{h4v} = \sigma'_{h4v} + u_{4v} =$				228,1 kPa
a monte (lato sostenuto)						
punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
0	0	26	0	26	10,1	10,1
1	1	26	0	26	10,1	10,1
2sup	4	106	40	66	25,7	65,7
2inf	4	106	40	66	15,8	55,8
3	5,4	134	54,0	80,0	20,1	74,1
4	9,09	207,7	90,9	116,9	31,3	122,2
a valle (lato resistente)						
punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
3	5,4	0	0	0	17,4	17,4
4	9,09	73,7	36,9	36,9	191,3	228,1
Area	forma	b (kPa)	h (m)	br. (m)	ΔS (kN/m)	ΔS br
1	rett.	10,12	1	-0,50	10,12	-5,1
2	triang.	0,00	1	-0,33	0,00	0,0
3	rett.	10,12	3,00	1,50	30,36	45,5
4	triang.	55,57	3,00	2,00	83,35	166,7
5	rett.	55,77	5,09	5,54	283,60	1571,9
6	triang.	66,41	5,09	6,39	168,85	1079,0
7	rett.	-17,38	3,69	6,24	-64,04	-399,8
8	triang.	-210,75	3,69	6,86	-388,30	-2662,5
					$\Sigma(\Delta S \text{ br}) =$	<u>-204,3</u> kNm/m
					$T_H = \Sigma \Delta S =$	123,93 kN/m
					$T = T_H / \cos \beta =$	155,18 kN/m
					taglio massimo positivo	127,01 kN/m
					taglio massimo negativo	-450,29 kN/m
					momento massimo positivo	204,25 kNm/m
					momento massimo negativo	-333,41 kNm/m

Verifica strutturale

Calcolo delle sollecitazioni

DA1-C1 (A1+M1+R1)

§ 6.5.3.1.2

coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1)

 $\gamma_M =$

1

Valori di progetto

altezza del vincolo da piano scavo:

$$T = H - a =$$

4 m

profondità nominale dello scavo:

$$H_d = H + \min(0.5; 0.1T) =$$

5,4 m

§ 6.5.2.2

profondità di infissione di progetto

$$d_d = d - \min(0.5; 0.1T) =$$

3,69 m

lunghezza del percorso di filtrazione:

$$L_f = 2d_d + (H_d - H_A) =$$

8,77 m

essendo d_d la profondità di infissione della parete dal fondo scavo di progetto

gradiente idraulico di progetto:

$$i_d = \Delta h / L_f =$$

0,000

Strato A:

Angolo di resistenza al taglio:

$$\phi'_{dA} = \arctan(\tan \phi'_{kA} / \gamma_M) =$$

28,0 ° = rad

0,489

Angolo d'attrito parete-terreno:

$$\delta_{dA} = 2/3 \phi'_{dA} =$$

19 ° = rad

0,326

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva:

$$K_{Ad,A} =$$

0,3213

Strato B:

Angolo di resistenza al taglio:

$$\phi'_{dB} = \arctan(\tan \phi'_{kB} / \gamma_M) =$$

35,0 ° = rad

0,611

Coesione efficace:

$$c'_{dB} = c'_{kB} / \gamma_M =$$

5 kPa

Angolo d'attrito parete-terreno (lato attivo):

$$\delta_{dB,a} = 2/3 \phi'_{dB} =$$

23,3 ° = rad

0,407

Angolo d'attrito parete-terreno (lato passivo):

$$\delta_{dB,p} = 1/2 \phi'_{dB} =$$

17,5 ° = rad

0,305

Coefficiente di spinta attiva:

$$K_{Ad,B} =$$

0,244

$$K_P = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$K_{P,B} =$$

9,962

Coefficiente di riduzione della spinta (da determinare)

$$\gamma_{Rid} =$$

2,18

Coefficiente di spinta passiva di equilibrio:

$$K_{Pd,B} =$$

4,570

Carico accidentale di progetto (variabile sfavorevole)

coeff. parziale sulle azioni (A1)

$$\gamma_Q =$$

1,5

carico accidentale di progetto

$$q_d = \gamma_Q q_k =$$

30 kPa

Tensioni verticali totali

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{v,0} = q_d =$	30 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{v1} = \sigma_{v0} + \gamma_A \cdot Z_{w,m} =$	30 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + \gamma_{A,sat} \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	110 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3m} = \sigma_{v2} + \gamma_B \cdot (H_d - H_A) =$	138 kPa
4	$Z = H_d + d_d$	$\sigma_{v4m} = \sigma_{v3m} + \gamma_B \cdot d_d =$	211,7 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma_{v4v} = \gamma_B \cdot d_d =$	73,7 kPa

Pressioni interstiziali

azione permanente (A2) $\gamma_{G1} =$

1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

1	$Z = Z_{w,m} = a$	$u_1 = 0 =$	0,0 kPa
2	$Z = H_A$	$u_{2m} = \gamma_w \cdot (H_A - Z_{w,m}) =$	40,0 kPa
3	$Z = H_d$	$u_{3m} = u_2 + \gamma_w \cdot (H_d - H_A) \cdot (1 - i_d) =$	91,8 kPa
4	$Z = L$	$u_{4m} = u_{3m} + \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 - i_d) =$	128,7 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$u_{3v} = 0 =$	0,0 kPa
4	$Z = L$	$u_{4v} = \gamma_w \cdot d_d \cdot (1 + i_d) =$	36,9 kPa

Tensioni verticali efficaci

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{v,0} = \sigma_{v,0} =$	30,0 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} =$	30,0 kPa
2	$Z = H_A$	$\sigma'_{v2} = \sigma_{v2} - u_{2m} =$	70,0 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3m} = \sigma_{v3m} - u_{3m} =$	46,2 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4m} = \sigma_{v4m} - u_{4m} =$	83,1 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{v3v} = 0 =$	0 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{v4v} = \sigma_{v4v} - u_{4v} =$	36,9 kPa

Per le spinte della terra, azione permanente (A1)

Spinta attiva (sfavorevole) $\gamma_{G1} =$ 1,3 Tab. 6.2.1

Spinta passiva (favorevole) $\gamma_{G1} =$ 1 Tab. 6.2.1

a monte (lato sostenuto)

punto

0	$Z = 0$	$\sigma'_{h0} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v0} =$	12,5 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma'_{h1} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v1} =$	12,5 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2sup} = \gamma_{G1} \cdot K_{Ad,A} \cdot \sigma'_{v2} =$	29,2 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma'_{h2inf} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v2} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	15,8 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3m} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v3m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	8,3 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4m} = \gamma_{G1} \cdot (K_{Ad,B} \cdot \sigma'_{v4m} - 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Ad,B}}) =$	20,0 kPa

a valle (lato resistente)

punto

3	$Z = H_d$	$\sigma'_{h3v} = 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	21,4 kPa
4	$Z = L$	$\sigma'_{h4v} = K_{Pd,B} \cdot \sigma'_{v4v} + 2c'_{d,B} \cdot \sqrt{K_{Pd,B}} =$	189,8 kPa

Tensioni orizzontali totali

punto

0	$Z = 0$	$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} =$	12,5 kPa
1	$Z = Z_{w,m} = a$	$\sigma_{h1} = \sigma'_{h1} =$	12,5 kPa
2sup	$Z = H_A$	$\sigma_{h2sup} = \sigma'_{hv2sup} + u_{2m} =$	69,2 kPa
2inf	$Z = H_A$	$\sigma_{h2inf} = \sigma'_{hv2inf} + u_{2m} =$	55,8 kPa
3	$Z = H_d$	$\sigma_{h3m} = \sigma'_{h3m} + u_{3m} =$	100,1 kPa

4	Z = L	$\sigma_{h4m} = \sigma'_{h4m} + u_{4m} =$	148,6 kPa
a valle (lato resistente)			
punto			
3	Z = H _d	$\sigma_{h3v} = \sigma'_{h3v} + u_{3v} =$	21,4 kPa
4	Z = L	$\sigma_{h4v} = \sigma'_{h4v} + u_{4v} =$	226,6 kPa

a monte (lato sostenuto)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
0	0	30	0	30	12,53	12,5
1	1	30	0	30	12,53	12,5
2sup	4	110	40	70	29,24	69,2
2inf	4	110	40	70	15,81	55,8
3	5,4	138	54,0	84,0	20,26	74,3
4	9,09	211,7	90,9	120,9	31,97	122,8

a valle (lato resistente)

punto	Z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
3	5,4	0	0	0	21,38	21,4
4	9,09	73,7	36,9	36,9	189,8	226,6
Area	forma	b (kPa)	h (m)	br. (m)	ΔS (kN/m)	ΔS br
1	rett.	12,53	1,00	-0,50	12,53	-6,3
2	triang.	0,00	1,00	-0,33	0,00	0,0
3	rett.	12,53	3,00	1,50	37,59	56,4
4	triang.	56,71	3,00	2,00	85,06	170,1
5	rett.	55,81	5,09	5,54	283,82	1573,1
6	triang.	67,01	5,09	6,39	170,36	1088,6
7	rett.	-21,38	3,69	6,24	-78,77	-491,7
8	triang.	-205,24	3,69	6,86	-378,15	-2592,9

$$\Sigma(\Delta S \text{ br}) = \underline{\underline{-202,7}} \text{ kNm/m}$$

$$T_H = \Sigma \Delta S = 132,44 \text{ kN/m}$$

$$T = T_H / \cos \beta = 132,44 \text{ kN/m}$$

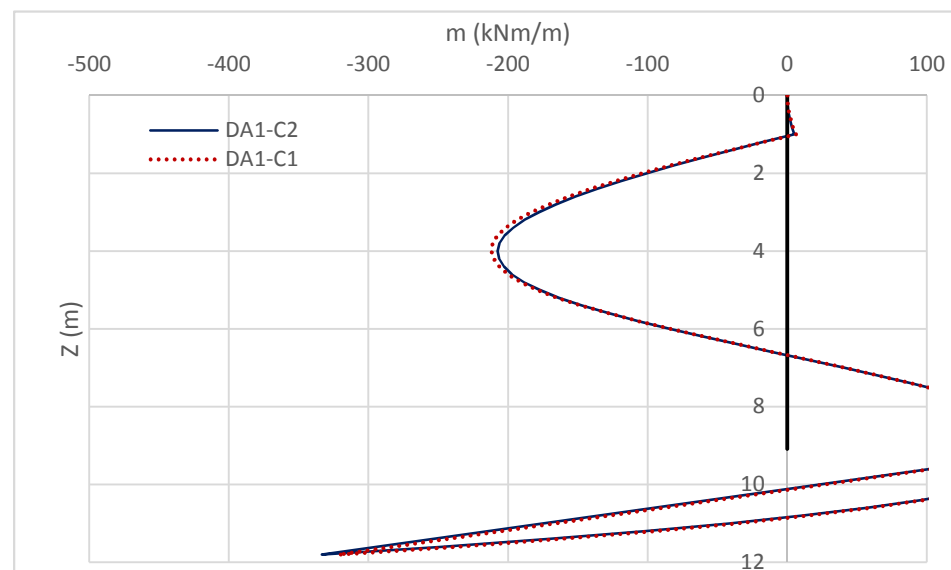
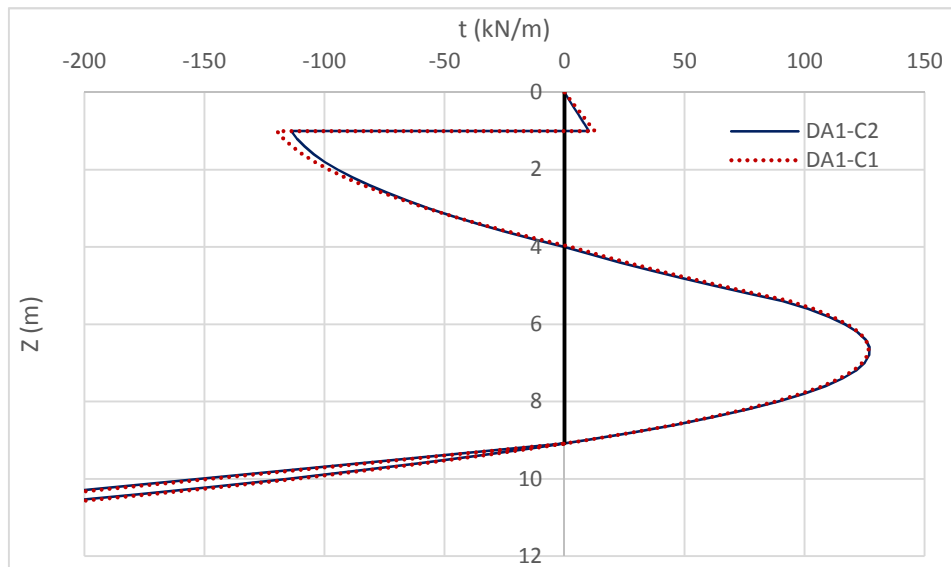
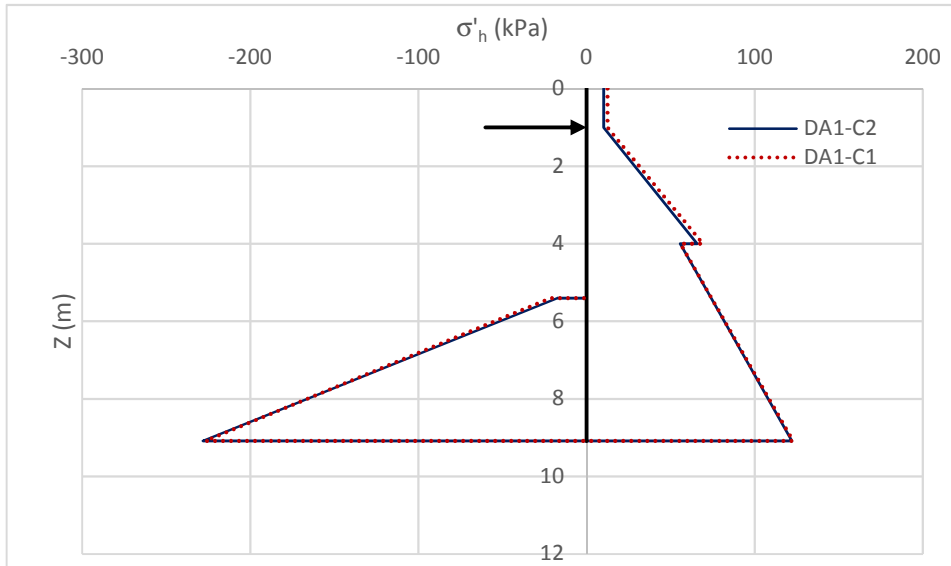
$$\text{taglio massimo positivo} = 126,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{taglio massimo negativo} = -438,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{momento massimo positivo} = 202,68 \text{ kNm/m}$$

$$\text{momento massimo negativo} = -321,69 \text{ kNm/m}$$

Le Condizioni DA1-C2 (A2+M2+R1) e DA1-C1 (DA1+M1+R1) portano a risultati pressoché identici.



RIASSUNTO RISULTATI E VERIFICHE DI RESISTENZA

Tiranti:

Trazione:

Al metro:

Interasse:

Sul singolo tirante

T=

it =

T₁=

4117 Kg/m

4,00 m

16467 Kg

Area tirante

Tensione di trazione:

Modulo elastico longitudinale

Allungamento del tratto inattivo:

Af=

σ_f=

E_f=

ΔL₀=

4,17 cm²

3948,82 Kg/cm²

2010000 Kg/cm²

0,982 cm

Paratia:

Momento flettente massimo positivo

Sforzo Normale associato

Momento flettente massimo negativo

Sforzo normale associato

Sforzo normale massimo

Momento flettente associato

M⁺_{max}=

N=

M⁻_{max}=

N=

N_{max}=

M=

2258 Kgxm/m

4473 Kg/m

2942 Kg/m

4746 Kg/m

4830 Kg/m

1293 Kg/m

condiz. 1

condiz. 2

condiz. 3

Verifica tubolari in acciaio

Tubolare:

φe= 152,4

s= 10

Fe 510

σ_{adm}=

2400 Kg/cm²

N	M	Af	W	σ _N	σ _M	σ _{tot}						
(kg)	(kgm)	(cm ²)	(cm ³)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²					condiz	
4473	2258	44,74	149,54	100,0	1509,8	1609,8					1	
4746	2942	44,74	149,54	106,1	1967,4	2073,5					2	
4830	1293	44,74	149,54	108,0	864,3	972,3					3	

Cordolo:

Massimo momento flettente

M⁺_{max}=

8233 Kgxm

Acciaio

FeB44K

c.l.s.

Rck 300

M	B	H	c	Armatura doppia e simmetrica				Xc	σC	σf	
				n	φ	Af	A'f				
(kgm)	(cm)	(cm)	(cm)		(mm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
8233	100	70	3,0	14	14	21,55	21,55	15,77	-12,58	613,15	

Calcolo della reazione del tirante e taglio al fondo scavo

Ipotesi di Tschebotarioff (il diagramma dei momenti presenta un punto di nullo alla quota di fondo scavo)

Equilibrio alla rotazione attorno al punto fondo scavo della parte in elevazione

$$T \times (H - z_o) \times \cos\alpha - F_o \times H - S \times y = 0 \quad \text{da cui:} \quad T = [F_o \times H + S \times y] / [(H - z_o) \times \cos\alpha]$$

Equilibrio alla traslazione orizzontale della parte in elevazione

$$T_A + T \times \cos\alpha - F_o - S = 0 \quad \text{da cui:} \quad T_A = F_o + S - T \times \cos\alpha$$

sostituendo i seguenti valori: $\alpha = 37,00$ gradi $S = 6,700$ tn $F_o = 0,070$ t/m
 $H = 3,50$ m $y = 1,44$ m $z_o = 0,50$ m

si ottiene:

$$T = [0,070 \times 3,50 + 6,700 \times 1,44] / [(3,50 - 0,50) \times \cos(37,00)] = \mathbf{4,117 \text{ tn}}$$

$$T_A = 0,070 + 6,70 + 4,117 \times \cos(37,00) = \mathbf{3,483 \text{ tn}}$$

Legenda:

T= Sforzo di trazione al m sui tiranti
 α = Inclinazione dei tiranti sull'oriz.
 z_o = quota della testa dei tiranti
H= altezza paratia

Fo= Azione sismica sul cordolo
S= Risultante dei diagrammi di spinta
Y= Punto di applicazione della risultante S
TA= Sforzo di taglio al piede della paratia