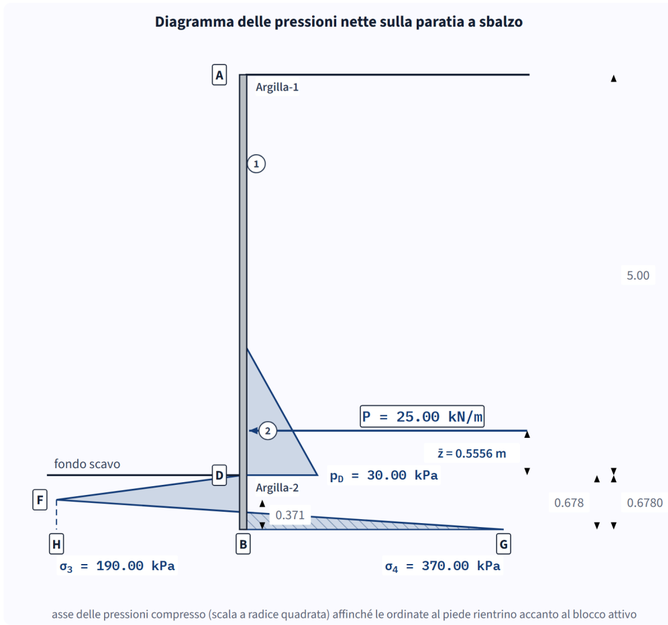
Presentazione didattica di geotecnica · Paratie di palancole e scavi puntonati

Paratia di palancole a sbalzo in argilla

Lezione: progetto di una paratia di palancole a sbalzo in argilla (pressione netta non drenata, profondità di infissione, momento, sezione, sisma, sollevamento del fondo scavo); un esempio di calcolo per ogni argomento.



Paratia di palancole a sbalzo

Argilla non drenata (φ = 0)

Profondità di infissione · momento massimo

Sollevamento del fondo scavo

Sisma · spostamento

Che cosa si impara in questa lezione?

Perché la paratia di palancole a sbalzo in argilla si analizza con un'analisi **non drenata, in tensioni totali ($\varphi = 0$)**; $K_a = K_p = 1$

La spinta attiva dell'argilla trattenuta è **$\sigma_v - 2c_u$**, la **fessura di trazione z_c** e la risultante P_1 al di sopra del fondo scavo

In argilla, sotto il fondo scavo una **pressione netta costante $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$** e al piede σ_7

Equazione di secondo grado per D dall'equilibrio orizzontale e dei momenti; z' e M_{max}

Profondità di progetto (f, K_p/FS_p, profondità assegnata); effetto della **fessura riempita d'acqua** e di un diverso livello della falda

Verifica della paratia di palancole (EN 1993-1-1, AISC 360-22), **sisma**, spostamento e verifica del **sollevamento del fondo scavo**

SVOLGIMENTO DELLA LEZIONE

Ogni argomento è trattato in **tre passaggi**:

1 · **Teoria**: qual è la regola e perché è così?

2 · **Traccia**: dati e richiesto

3 · **Soluzione**: passo per passo, con i numeri

Muro di esempio: sopra il fondo scavo L = 5 m di argilla (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), al di sotto argilla più consistente (c_u = 70 kPa); assenza di acqua, assenza di sovraccarico. Nella soluzione manuale la fessura di trazione è asciutta; nei valori predefiniti del modulo è piena d'acqua. Le forze sono per metro di muro.

Come funziona, come ruota?

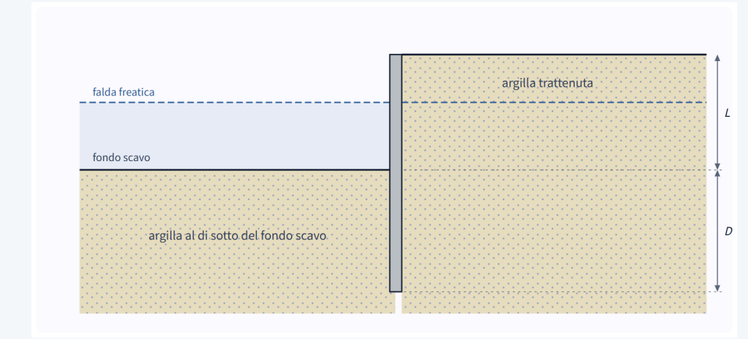
TEORIA

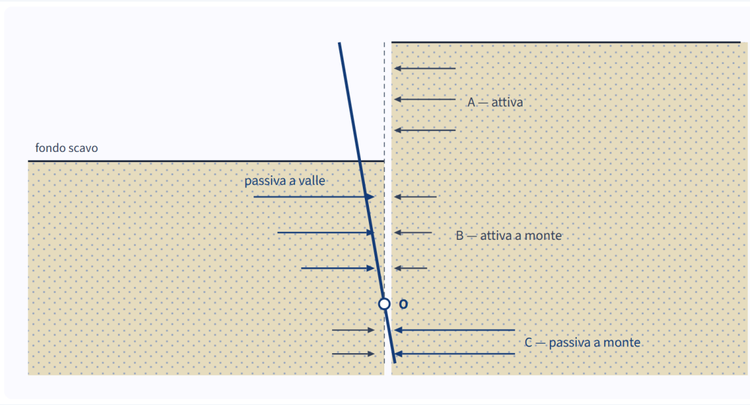
La paratia di palancole trattiene il terreno sopra il fondo scavo (L) e si mantiene in equilibrio grazie alla **profondità di infissione D**. La paratia **a sbalzo** non ha altri supporti; è tenuta solo dalla resistenza passiva del terreno in cui è infissa, per cui risulta economica fino a circa 6 m sopra il fondo scavo.

Il muro ruota rigidamente attorno al punto O (vicino al piede): **A** (sopra il fondo scavo) attiva; **B** (fondo scavo–O) attiva a monte, passiva a valle; **C** (sotto O) passiva a monte, attiva a valle.

La fonte sostituisce la distribuzione reale (curva) con **un'idealizzazione lineare**: la pressione netta sotto il fondo scavo e il blocco rotazionale alla punta; l'equilibrio orizzontale e quello dei momenti forniscono la profondità di infissione.

Nell'argilla un terreno caricato rapidamente non può drenare: l'analisi si esegue **non drenata, in tensioni totali** ($\varphi = 0$, c_u); entrambi i coefficienti di Rankine valgono 1. La condizione drenata a lungo termine (c', φ') non viene verificata in questo modulo.





$\sigma_v - 2c_u$, fessura di trazione z_c, P_1

TEORIA

L'argilla trattenuta al di sopra del fondo scavo spinge con la sua pressione attiva non drenata: tensione verticale totale meno $2c_u$ ($K_a = 1$ per $\varphi = 0$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

In prossimità della superficie σ_a è negativa: l'argilla tenderebbe a tirare il muro. Tale **suction non viene computata**; la pressione è nulla fino alla profondità z_c (fessura di trazione) e cresce linearmente al di sotto. In un'argilla unica il diagramma è un triangolo da z_c al fondo scavo; P_1 agisce a $\bar{z}_1$ sopra il fondo scavo.

La fessura può essere piena d'acqua (valore predefinito del modulo): lungo la fessura la pressione idrostatica dell'acqua, $\frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$, si somma a P_1; se la fessura è considerata **asciutta** (equazioni della fonte), non si somma. Al di sotto della falda freatica l'acqua riempie la fessura fino a un livello costante.

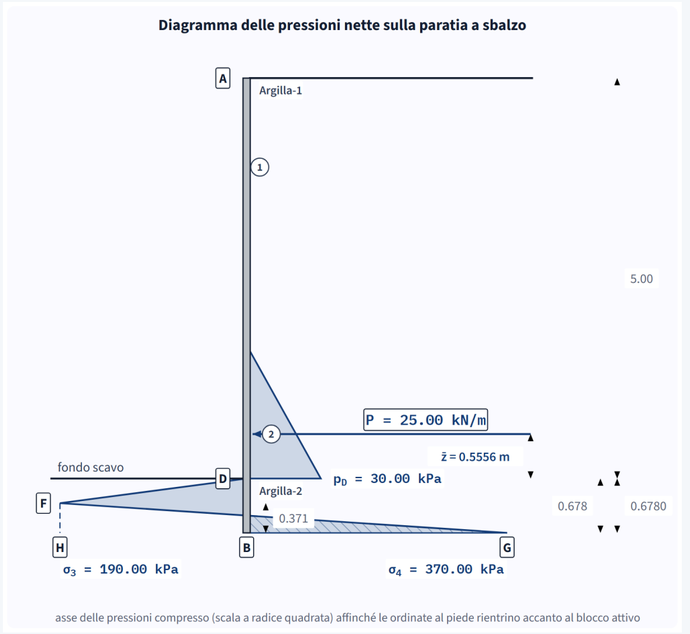


Diagramma della pressione netta (paratia in apertura con fessura piena d'acqua).

Traccia

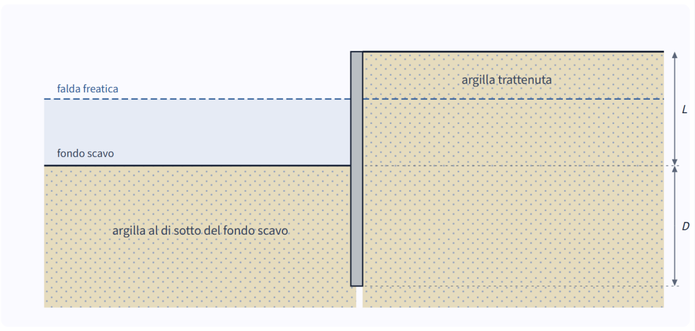
ESEMPIO

Dati

Terreno	**argilla trattenuta: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; al di sotto argilla consistente $c_u = 70$ kPa**
Muro	**$L = 5$ m; senza acqua, senza sovraccarico; fessura di trazione asciutta (equazioni della fonte)**

RICHIESTO

z_c, **$\sigma_a(L)$**, **P_1** e il suo braccio **$\bar{z}_1$** (dal fondo scavo).



Soluzione

SOLUZIONE

1 Profondità della fessura di trazione e spinta attiva al fondo scavo

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 Risultante del diagramma triangolare e suo braccio

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{al di sopra del fondo scavo})$$

Nei primi **3.33 m** di profondità l'argilla non esercita spinta attiva (fessura); al fondo scavo σ_a raggiunge 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, a 0.556 m sopra il fondo scavo.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Pressione netta costante σ_6 e σ_7 alla punta

TEORIA

L'argilla caricata rapidamente, come da un muro, non può drenare: φ = 0, i coefficienti valgono 1, e le pressioni laterali alla superficie sono la tensione totale verticale ∓ $2c_u$:

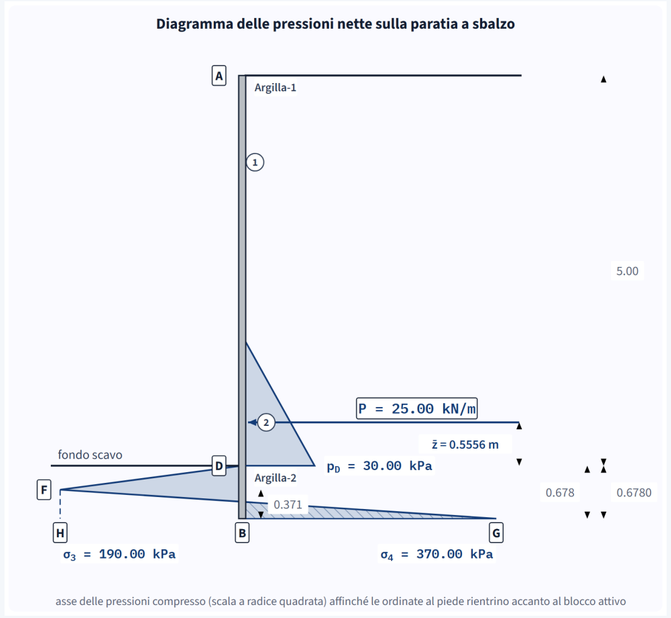
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Immediatamente sotto il fondo scavo il lato trattenuto spinge con il carico che porta $(\gamma L_1 + \gamma' L_2) - 2c_u$; il fronte di scavo, che non porta ancora alcun carico, resiste con $2c_u$. Più in basso entrambi i fronti acquistano lo stesso carico e **la differenza non cambia**: la pressione netta è costante ed è diretta verso il terreno trattenuto. Nella zona di inversione i lati si scambiano:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

σ_6 deve essere positiva: un muro di argilla che non superi il carico alla base dello scavo pari a $4c_u$ non può essere sostenuto, il calcolo del modulo si interrompe.

Il punto zero è E, il fondo scavo stesso; al di sotto del fondo scavo la pressione netta è costante pari a σ_6 e al piede ritorna a σ_7 con un blocco di altezza L_4.



Traccia

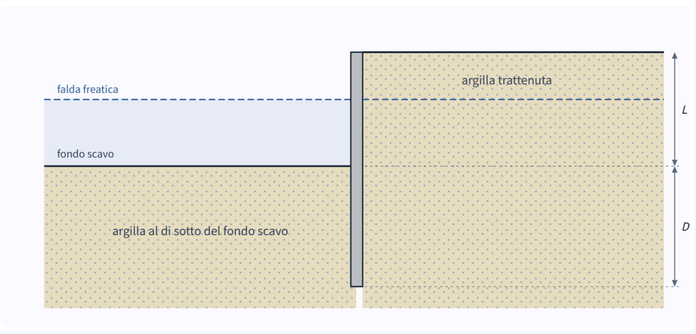
ESEMPIO

Dati

Dati	**Esempio 1: $\gamma = 18$ kN/m³, $L = 5$ m (senza acqua): $\gamma L = 90$ kPa; nell'argilla di incastro $c_u = 70$ kPa**

RICHIESTO

La pressione netta costante **σ_6** al di sotto del fondo scavo e **σ_7** alla punta; σ_6 è positiva?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Pressione netta sotto il fondo scavo (verso il lato trattenuto)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 Ordinata di rotazione all'estremità

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

Pressione netta σ_6 = **190 kPa**, positiva: l'argilla consistente è in grado di trattenere il muro. Alla punta la pressione si inverte: σ_7 = 370 kPa. Al di sotto del fondo scavo la stessa pressione netta di **190 kPa** agisce a ogni profondità (diagramma costante).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

L_4 dall'equilibrio orizzontale, equazione di secondo grado in D

TEORIA

Al di sopra del fondo scavo agisce la risultante P_1 (braccio $\bar{z}_1$); al di sotto, σ_6 agisce su tutta la profondità di infissione (D) e il blocco di piede (altezza L_4) riporta la pressione a σ_7. L'equilibrio orizzontale fornisce L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

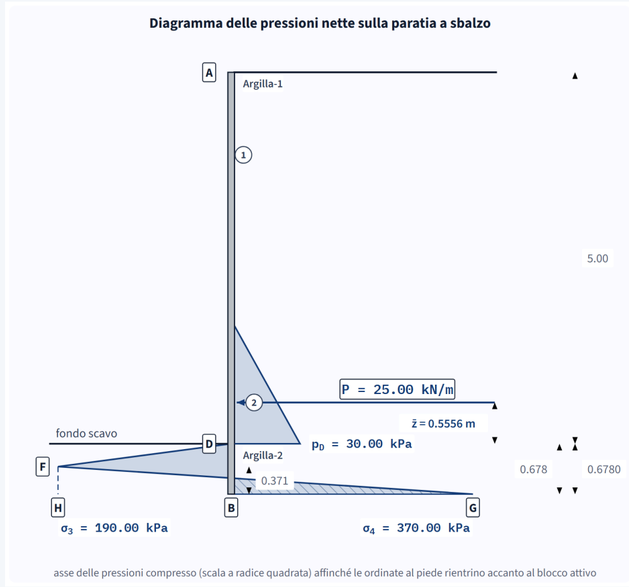
Con L_4 posto dall'equilibrio dei momenti rispetto allo spigolo, rimane un'equazione di **secondo grado** in D:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

Il taglio è nullo alla profondità z′ (al di sotto del fondo scavo) in cui la pressione netta costante annulla P_1; qui il momento è massimo. $D_{teorica}$ è la radice positiva di questa equazione; la resistenza passiva è completamente mobilitata, senza margine.



Traccia

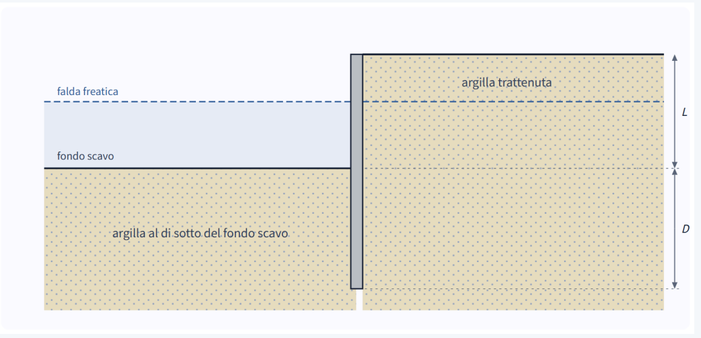
ESEMPIO

Dati

Dati	**Esempio 1–2:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

RICHIESTO

Coefficienti dell'equazione; $\mathbf{D_{teorica}}$; altezza del cuneo di piede $\mathbf{L_4}$.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Coefficienti

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$
$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$
$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 Radice positiva e blocco di estremità

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \mathrm{m}$$
$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \mathrm{m}$$

La profondità di infissione teorica è solo **D = 0.678 m**: poiché l'argilla in cui è infissa la paratia è consistente (c_u = 70 kPa) e la fessura è asciutta, è sufficiente un'infissione molto ridotta sotto il fondo scavo. Il blocco terminale è 0.371 m.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

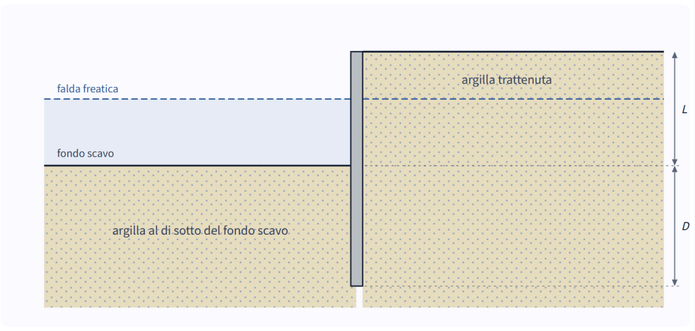
ESEMPIO

Dati

Dati	**Esempio 1–3: $P_1 = 25.00$ kN/m, $\bar{z}_1 = 0.5556$ m, $\sigma_6 = 190$ kPa**

RICHIESTO

La **z′** e la **M_{max}** in corrispondenza delle quali il taglio è nullo.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Profondità a cui il taglio è nullo (dal fondo scavo)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \mathrm{m}$$

2 Momento massimo

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m, appena 0.13 m sotto il fondo scavo. Poiché la pressione netta è costante, il taglio diminuisce linearmente lungo z′ e il momento raggiunge il suo valore massimo molto vicino al fondo scavo.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Modi per introdurre un margine di sicurezza

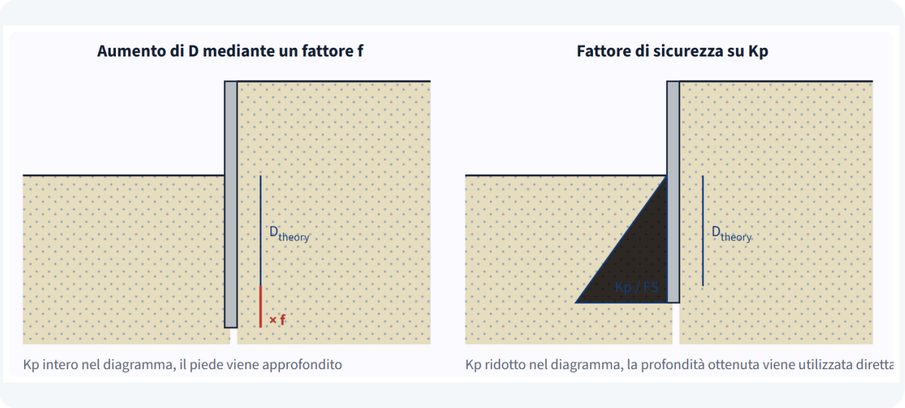
TEORIA

Alla profondità teorica non vi è tolleranza. Due procedimenti (figura):

Aumentare la profondità: $D_{progetto} = f \cdot D_{teorica}$; per l'argilla si assume f = 1.4–1.6 (valore predefinito del modulo 1.5). Le pressioni e il momento sono quelli del muro teorico.

Fattore di sicurezza sulla spinta passiva: il diagramma si costruisce fin dall'inizio con σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$); la profondità che ne risulta si utilizza così com'è e **il momento aumenta**.

Profondità assegnata: si verifica rispetto alla profondità necessaria ($D_{assegnata} \geq D_{di\ progetto,necessaria}$); con $\sigma_p/FS_{p,mob}$ il diagramma risulta completamente equilibrato alla profondità assegnata. Le sollecitazioni interne si studiano per entrambi i casi e la paratia di palancole si sceglie in base al **momento maggiore**; il momento relativo alla profondità assegnata può risultare maggiore di quello della profondità necessaria.



Traccia

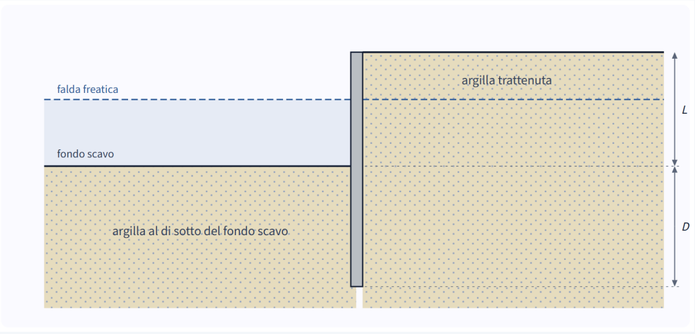
ESEMPIO

Dati

Muro	**paratia con fessura di trazione riempita d'acqua (valore predefinito del modulo): $L = 5$ m, $c_u = 30/70$ kPa; se la fessura è asciutta, D = 0.678 m (Esempio 3)**
Strade	**$f = 1.5$; $FS_p = 1.5$; dati $D = 5.0$ m; palancole S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m ($\gamma_F = 1.35$)**

RICHIESTO

Per ciascuna soluzione **$D_{progetto}$**, la lunghezza totale, **M_{max}** e il rapporto di utilizzazione delle palancole **η**.



Soluzione

SOLUZIONE

1 $D_{progetto} = f \cdot D_{teorica}$ (momento invariato); il diagramma è ricostruito lungo il percorso di K_p

Strada	$D_{progetto}$ (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Nota
Fessura asciutta, f = 1.5 (Esempio 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{teorica}$ = 0.678 m
Fessura riempita d'acqua, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{teorica}$ = 2.288 m
Riempito d'acqua, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	la profondità e il momento aumentano
Riempito d'acqua, dato D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

Una fessura piena d'acqua introduce un carico molto maggiore: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{teorica}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Esempio 6). Il valore assegnato D = 5.0 m è maggiore della profondità di progetto (3.43 m) e mobilita solo 1/5.2 della resistenza passiva; tuttavia la condizione di profondità necessaria fornisce un **momento maggiore** (209.7 kN·m/m) di quello di quel caso (181.9): la paratia di palancole si sceglie in base al valore maggiore.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Acqua nella fessura di trazione e livelli d'acqua differenti

TEORIA

Fessura riempita d'acqua (impostazione predefinita del modulo): la pressione idrostatica lungo la fessura $P_w = ½\gamma_w z_c^2$ si somma alla spinta attiva (braccio nel terzo inferiore della fessura); totale $P_1 = P_w + ½\sigma_a(L)(L - z_c)$. Se la fessura è impostata **asciutta**, valgono le equazioni della fonte.

Stesso livello d'acqua sui due lati: le pressioni idrostatiche sopra il fondo scavo si annullano; sotto la falda freatica si utilizza il peso dell'unità di volume immerso γ′ dell'argilla, in assenza di falda si applica ovunque il γ naturale.

Livelli differenti (oltre la sorgente): al di sopra del fondo scavo la pressione idraulica netta si somma alla pressione attiva (assenza di filtrazione). Poiché l'argilla è analizzata in termini di tensione totale, al posto di $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ si utilizza $\Delta q = q_r - q_e$, differenza tra le tensioni verticali totali sui due lati; i livelli d'acqua all'interno dell'argilla non entrano nell'analisi non drenata.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{ciascun termine} \geq$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

Traccia

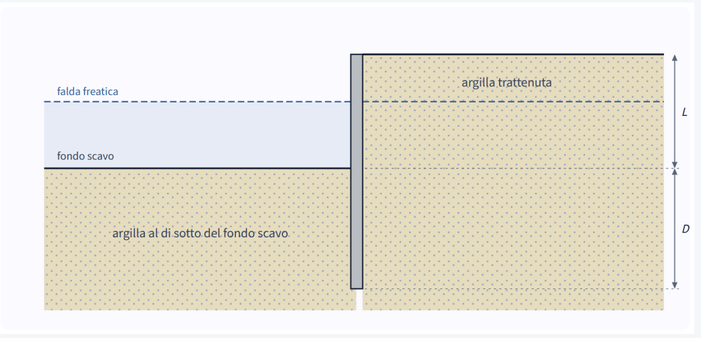
ESEMPIO

Dati

Muro	**Muro degli Esempi 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Casi	**(a) fessura asciutta; (b) fessura riempita d'acqua (predefinito); (c) acqua a 2 m a monte, a 6 m sul lato scavo (pressione netta dell'acqua)**

RICHIESTO

Per il caso (b), $\mathbf{P_1}$ e $\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$ (a mano); i valori di $\mathbf{D_{teorica}}$ e $\mathbf{M_{max}}$ per i tre casi.



Soluzione

SOLUZIONE

1 (b) Si aggiunge la pressione dell'acqua nella fessura (profondità della fessura z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50\ \text{kN/m} \quad (\text{braccio } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778\ \text{m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50}\ \text{kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790}\ \text{m}$$

2 Sintesi dei tre casi (stesse equazioni; per D e M si risolve l'equazione di secondo grado)

Condizione	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{teorica}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Fessura asciutta	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Fessura piena d'acqua	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Diverso livello dell'acqua	115.70	1.754	187	2.765	238.79

Una fessura piena d'acqua porta P_1 da 25.0 a **79.5 kN/m**: l'infissione passa da 0.68 a **2.29 m**, il momento da 15.5 a **181.9 kN·m/m**. Un livello d'acqua diverso (pressione dell'acqua netta) fornisce P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m. Trascurare l'acqua nella fessura di trazione cade a sfavore di sicurezza.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

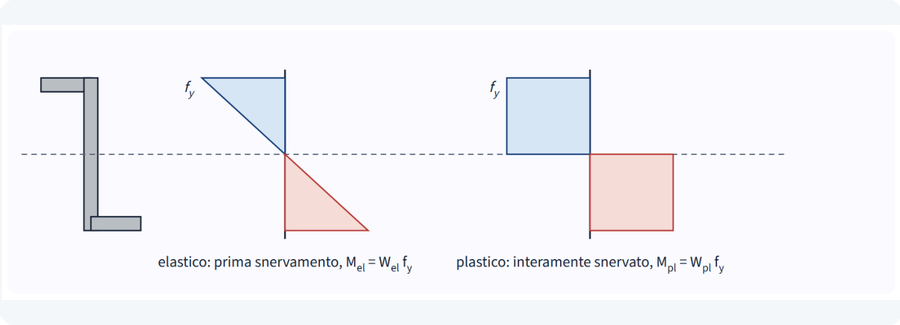
EN 1993-1-1 e AISC 360-22

TEORIA

Via classica: S = M_{max}/σ_{amm}. Il modulo esegue la verifica agli stati limite: il momento del diagramma delle pressioni nette è un'azione caratteristica; il coefficiente parziale lo porta al valore di progetto:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

La tabella riporta **W_{el}** (prima plasticizzazione, fino alla classe 3) e **W_{pl}** (completamente plastico, classi 1–2). Il contributo della profondità di infissione non viene ulteriormente moltiplicato per il coefficiente della norma sulle strutture in acciaio.



$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \leq \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \leq \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$ (sezione compatta) oppure $F_y S$ allo snervamento iniziale; la pressione del terreno è assunta pari alla spinta delle terre H: γ_H = 1.6 in LRFD, 1.0 in ASD.

Traccia

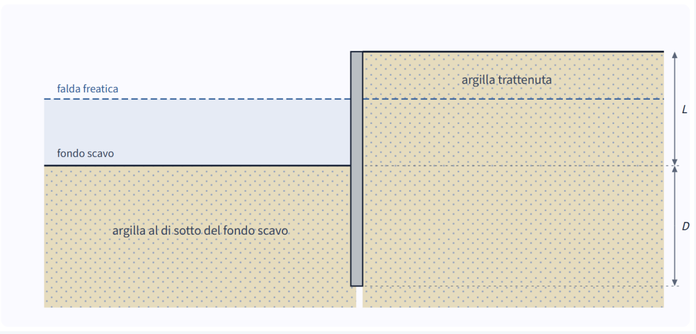
ESEMPIO

Dati

Sezione	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Momento	**Muro con fessura piena d'acqua: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

RICHIESTO

Per EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; per AISC LRFD e ASD: η.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \mathrm{kN\cdot m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN\cdot m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638}\ \leq 1\ \checkmark$$

La palancola selezionata è adeguata: η = **0.638**; W richiesto = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(181.91) = 291.06\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$$

$$\text{ASD: } M_a = 181.91\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$$

Adeguato anche con AISC: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; in EN 1993-1-1, 0.638. I rapporti differiscono perché le filosofie di sicurezza delle norme sono diverse.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Cuneo non drenato quasi statico

TEORIA

Il sisma conserva lo schema di equilibrio limite statico aggiungendo ai cunei di terreno forze d'inerzia costanti ($k_h W$ orizzontale, $k_V W$ verticale). In argilla non è possibile applicare Mononobe–Okabe ($\varphi = 0$); il modulo assume un **cuneo non drenato con piano critico a 45°** (ipotesi GeoTerva):

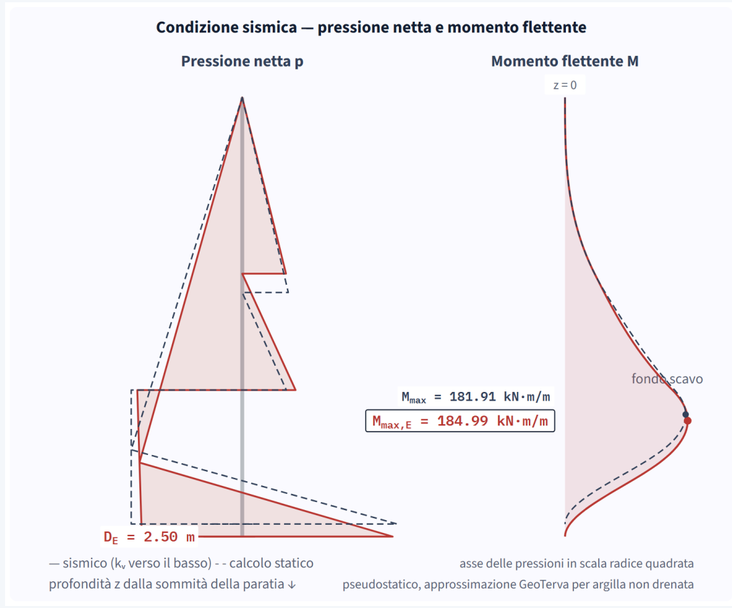
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{pressione: } (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$$

L'acqua interstiziale dell'argilla si muove sempre insieme al terreno (impedita); l'acqua libera si presenta solo in terreni molto permeabili. Si controllano **entrambe le direzioni di k_V**.

Verifica: il diagramma delle pressioni nette si costruisce come in statica; le due equazioni di equilibrio forniscono **D_E**. Il sisma è una condizione legata al collasso, pertanto sul lato passivo non si applica alcun coefficiente: il muro resiste se **$D_E \le D_{progetto}$**. Nella paratia a sbalzo le pressioni sismiche sono distribuite in proporzione alla tensione efficace, come in statica.

Nella combinazione sismica gli effetti si assumono con 1.0: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Traccia

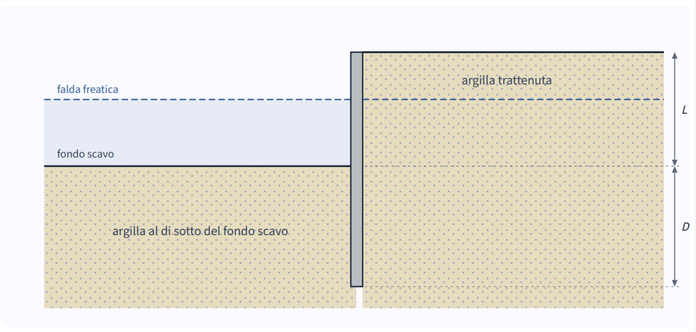
ESEMPIO

Dati

Muro	**Esempio 6(b): muro con fessura riempita d'acqua, $D_{design} = 3.43$ m, $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Sisma	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ **(due direzioni)**

RICHIESTO

Coefficienti sismici; $\mathbf{D_E}$ (due direzioni di k_V), $\mathbf{M_{max,E}}$; il muro in condizioni statiche è in grado di resistere a questo sisma?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Coefficienti sismici (statico: attivo = passivo = 1) e risultati per le due direzioni

k_v	f_v	tan θ	attiva: $f_v + k_h$	passiva: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 Verifica e sezione

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \leq\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \leq 1\ \checkmark$$

Il progetto statico **resiste** a questo sisma: il diagramma sismico richiede solo **2.50 m** di infissione (progetto 3.43 m); il momento è 185.0 kN·m/m (statico 181.9), quasi identico, e la paratia di palancole è sufficiente. Poiché nell'argilla la pressione netta è costante, il sisma modifica molto poco il diagramma.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Metodo del coefficiente di reazione del terreno

TEORIA

L'equilibrio limite fornisce la profondità di infissione e il momento, ma non **quanto si sposta** il muro. Per lo spostamento in condizioni di esercizio si assume il muro come trave elastica (EI) e il terreno su ciascun paramento come molle indipendenti (Winkler):

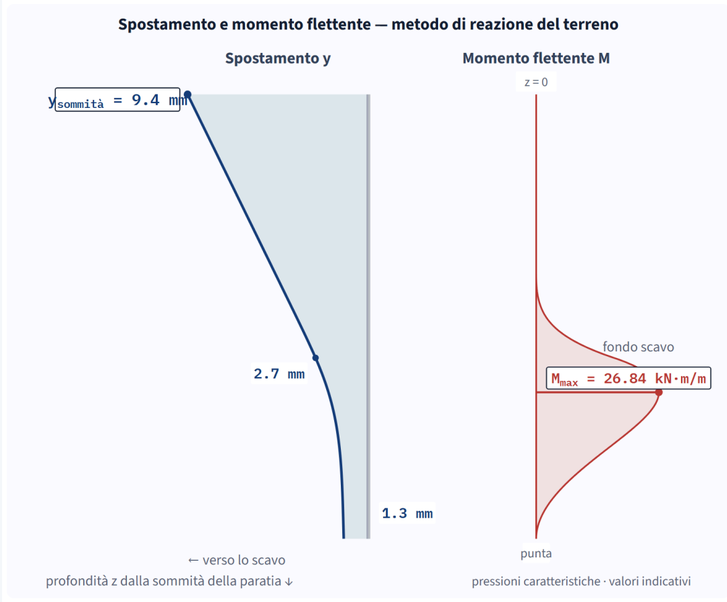
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Le molle partono dalla spinta a riposo, variano in proporzione allo spostamento e non superano il limite attivo e passivo. k_h è più un **parametro del modello** che una proprietà del terreno. Poiché nell'argilla φ = 0, si ha $K_0 = 1$.

Il muro è alla lunghezza di progetto (L + $D_{progetto}$), libero a entrambe le estremità; le pressioni sono caratteristiche, senza fattore di sicurezza. Lo scavo è in un'unica fase, il muro è già in opera.

La soluzione si ottiene con elementi finiti, iterando finché le molle raggiungono lo stato elastico/attivo/passivo; il risultato è fornito come **stima non limitata**.



Traccia

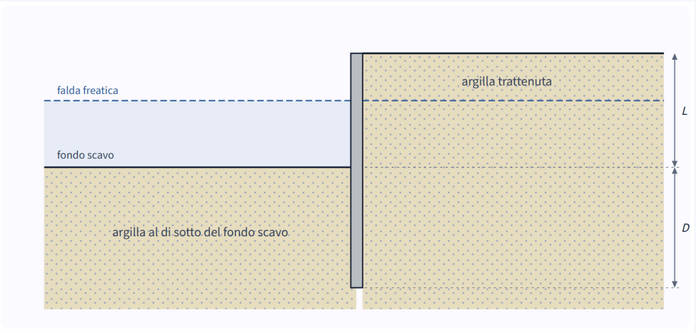
ESEMPIO

Dati

Muro	**Esempio 6(b): lunghezza di progetto $L + D = 8.43$ m**
Palancole	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Terreno	$k_h = 15$ **MN/m³ (argilla superiore),** 30 **MN/m³ (argilla inferiore)**

RICHIESTO

Spostamento in sommità al muro, al fondo scavo e alla punta; il momento massimo del modello è uguale al momento dell'equilibrio limite?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Modello

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \ (\text{elementi finiti, molle elastiche/attive/passive})$$

2 Risultato (verso lo scavo)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN}\cdot\text{m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

La testa del muro si sposta verso lo scavo di **9.4 mm**, il fondo scavo di 2.7 mm e il piede di 1.3 mm. Il momento del modello in condizioni di esercizio (26.8 kN·m/m) è **molto inferiore** al momento dell'equilibrio limite (181.9): le molle utilizzano solo il 48% del limite passivo; l'equilibrio limite descrive l'istante di collasso del muro e quello è il **momento di progetto**.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Sollevamento del fondo scavo

TEORIA

Per quanto piccola sia la profondità di infissione fornita dall'equilibrio laterale, esso non dice nulla sul fondo scavo. In argilla il fondo **può sollevarsi**: l'argilla sotto lo scavo viene compressa verso l'interno dal peso del terreno circostante (rottura per capacità portante inversa). La verifica usuale per gli scavi confronta la resistenza al taglio sulla superficie di rottura con tale peso:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2 \dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B è la larghezza dello scavo, L_{exc} la lunghezza in pianta (per uno scavo lungo il termine di forma decade), T la profondità dello strato rigido sotto il fondo (se non inserita, la superficie è limitata dalla sola larghezza); c_u è la coesione dell'argilla sotto il fondo, c_{side} la coesione media sull'altezza trattenuta, $\sigma_v(H)$ la tensione totale laterale al livello del fondo.

L'infissione della paratia sotto il fondo scavo non viene computata (a favore di sicurezza). Il sovraccarico e i carichi a striscia/concentrati si aggiungono a q come carichi uniformi equivalenti entro B′. Nel caso di più strati la formula si utilizza con l'estensione stratificata di GeoTerva.

$$FS_{req} = 1.5$$

Il fattore di sicurezza richiesto è un dato di input; la verifica vale solo per gli scavi in terreni coesivi.

Traccia

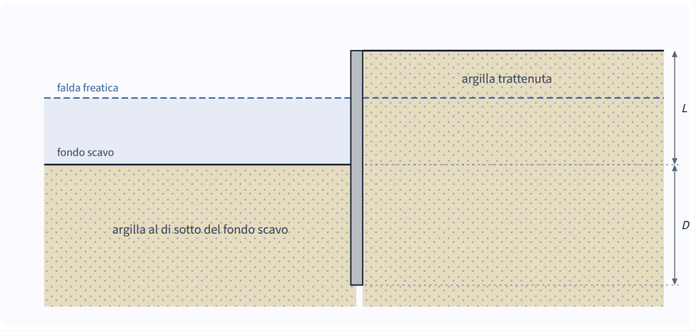
ESEMPIO

Dati

Scavo	**larghezza $B = 10$ m (scavo lungo, strato rigido non raggiunto); muro come nell'Esempio 6 ($H = 5$ m)**
Terreno	**argilla sotto la base $c_u = 70$ kPa; valore medio sull'altezza trattenuta $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; nessun sovraccarico**

RICHIESTO

B′, **FS** (≥ 1.5?); se la larghezza dello scavo fosse B = 5 m e 20 m?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Larghezza efficace (L_{exc} non inserito: nessun termine di forma)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 Fattore di sicurezza

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}:\ \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}:\ \ FS = 4.12$$

Il fattore di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo è **4.23** (richiesto 1.5): il fondo è stabile. All'aumentare della larghezza il margine nei confronti dello scorrimento laterale diminuisce (4.12 per B = 20 m); il valore di c_u dell'argilla sottostante è determinante.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Ambito della soluzione

TEORIA

Ogni strato in argilla è analizzato in **tensione totale non drenata** ($\varphi = 0$): **condizione a breve termine**. La condizione drenata a lungo termine (c', φ') non è verificata; nelle paratie permanenti può essere determinante. Una paratia con riempimento in sabbia è progettata con il modulo per sabbia.

Spinte di Rankine senza aderenza terra-muro: $K_a = K_p = 1$; attiva $\sigma_v - 2c_u$, passiva $\sigma_v + 2c_u$; nessuna suzione al di sopra del fondo scavo (fessura di trazione, per impostazione predefinita piena d'acqua o asciutta; al di sotto della falda freatica la fessura trattiene l'acqua di falda).

Il diagramma semplificato delle pressioni nette della fonte: a ogni profondità le pressioni delle due facce, il blocco terminale dall'equilibrio orizzontale, la profondità dai momenti. Acqua uguale o diversa sulle due facce (assenza di filtrazione); la filtrazione non è modellata.

In condizioni sismiche l'argilla è trattata come un cuneo non drenato in regime pseudostatico con piano critico a 45° (ipotesi di GeoTerva). La paratia di palancole è verificata a flessione; taglio, instabilità locale e corrosione non sono verificati. Lo spostamento è fornito senza limiti con il metodo del coefficiente di reazione del terreno.

Sintesi

Punti chiave

Argilla non drenata ($\varphi = 0$, c_u): attiva $\sigma_v - 2c_u$, passiva $\sigma_v + 2c_u$; la suzione in prossimità della superficie non viene conteggiata: **fessura di trazione $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Al di sotto del fondo scavo la pressione netta è costante: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, al piede $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; se non risulta $\sigma_6 > 0$, l'argilla non è in grado di sostenere il muro

Equilibrio: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; equazione di secondo grado in D (esempio: 0.678 m; 2,288 m con fessura piena d'acqua); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Una **fessura riempita d'acqua** aumenta molto P_1, D e M (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); assumerla asciutta è a sfavore di sicurezza

Profondità di progetto: f = 1.4–1.6 (momento invariato) oppure σ_p/FS_p; alla profondità data si assume il momento maggiore dei due casi

Sezione: EN 1993-1-1 η = 0.638; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Sisma**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; con il metodo del coefficiente di reazione del terreno il picco ≈ 9 mm

Sollevamento del fondo scavo: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; nell'esempio 4.23 ≥ 1.5

Bibliografia

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Progettazione delle strutture di acciaio, regole generali.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. e Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

NOTA

Tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con il motore di calcolo del modulo stesso; il modulo restituisce gli stessi valori. Anche l'esempio di calcolo nella pagina del modulo è questo muro (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Inserire in GeoTerva l'altezza del proprio muro, il profilo stratificato di argilla, l'acqua, la fessura di trazione, la sezione della paratia di palancole e i coefficienti sismici; il modulo fornisce insieme il diagramma delle spinte, la profondità di infissione, il momento, la verifica della sezione, lo spostamento e il sollevamento del fondo scavo.

Aprire dallo smartphone
I moduli di prova non richiedono registrazione.

Aprire il modulo →

Pagina di teoria →

Se si desidera utilizzarli nelle proprie lezioni: info@geoterva.com