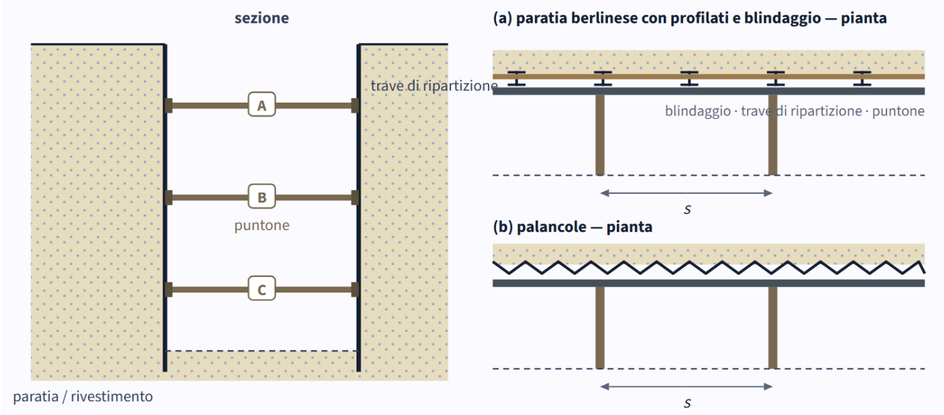
Presentazione didattica di geotecnica · Paratie di palancole e scavi puntonati

Argilla su sabbia: scavo puntonato

Lezione: sabbia e argilla nello stesso scavo (coesione equivalente di Peck); inviluppo, carichi nei puntoni, dimensionamento di palancole e travi di ripartizione, verifica dell'acciaio e sollevamento del fondo scavo; un esempio di calcolo per ogni argomento.

- Sostegno degli scavi
- Argilla equivalente (sabbia + argilla)
- puntone · trave di ripartizione · palancole
- EN 1993 · AISC 360
- Sollevamento del fondo scavo



Introduzione

Che cosa si impara in questa lezione?

Perché la pressione in uno scavo puntonato **non è quella di Rankine** e come si costruiscono gli inviluppi; inviluppi per argilla (con γH/c)

Quando lo scavo attraversa sabbia e argilla si utilizzano la **coesione equivalente** di Peck c_{av} e γ_a; l'inviluppo si sceglie in base a $\gamma_a H/c_{av}$

Come lo scavo del National Plaza (Chicago) prima medii **più argille** per spessore e poi le combini con la sabbia

L'aggiunta del sovraccarico accanto all'inviluppo; a partire dall'inviluppo, i **carichi nei puntoni**, la dimensionamento della **paratia di palancole** e della **trave di ripartizione**

La verifica dell'acciaio secondo **EN 1993-1-1 e AISC 360-22**; la verifica del **sollevamento del fondo scavo** nel profilo stratificato

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

Esempio di scavo: 3 m di sabbia in sommità (γ = 17 kN/m³, φ′ = 30°) su argilla (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa); H = 7.00 m, B = 6.00 m; puntoni alle profondità 1.00 · 3.50 · 6.00 m, interasse orizzontale s = 3.00 m. Le forze sono per metro di muro (i carichi nei puntoni sono moltiplicati per s).

Sistema di sostegno e suoi elementi

TEORIA

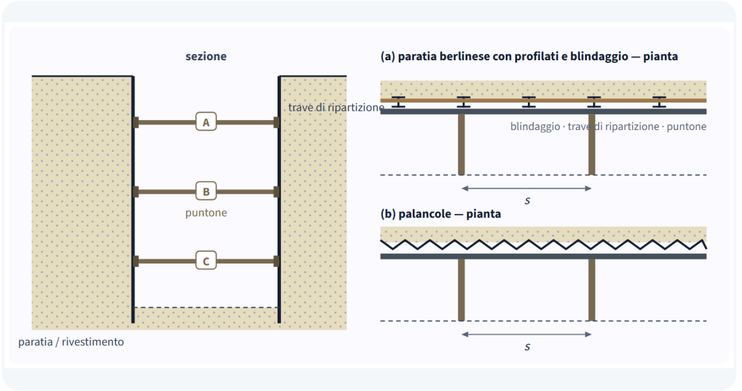
Gli scavi profondi con fronte verticale (interrati in ambito urbano, gallerie a cielo aperto) vengono mantenuti aperti con un **sistema di sostegno** provvisorio. Due disposizioni sono frequenti: **pali verticali** (in acciaio o in legno) infissi in anticipo, tra i quali si dispone il rivestimento orizzontale in legno man mano che lo scavo procede; oppure **palancole** reciprocamente incastrate che formano una parete continua.

A ogni livello di supporto, non appena lo scavo raggiunge tale livello, si installano le **travi di ripartizione** orizzontali (wale); i **puntoni** (strut) sono elementi orizzontali in acciaio che attraversano lo scavo da una trave di ripartizione all'altra e lavorano a compressione.

Per scegliere gli elementi è necessaria la spinta laterale che il sistema di sostegno dovrà assorbire. La teoria fornisce la spinta totale, non la sua **distribuzione**: la distribuzione dipende dal terreno, dalla sequenza e dalla velocità delle lavorazioni, dalla squadra e dalle attrezzature.

Le pressioni di progetto sono pertanto **inviluppi empirici**: tracciati attorno alle pressioni ricavate a ritroso dai carichi sui supporti misurati negli scavi reali.

In fase costruttiva l'interasse dei puntoni in verticale deve essere di almeno circa 2.75 m.



Ruota attorno alla sommità del muro

TEORIA

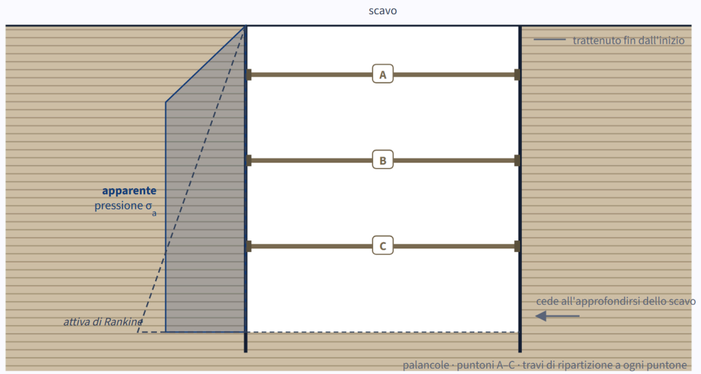
Il muro di sostegno a mensola ruota attorno alla propria base, e la spinta attiva di Rankine (nulla in sommità, massima alla base) lo descrive bene. **Il muro puntonato si muove nel senso opposto**: il primo puntone è posto quando lo scavo è ancora superficiale, così la parte superiore non si sposta quasi; ogni fase successiva viene scavata prima dell'installazione del puntone, e l'intervallo si allunga con la profondità, per cui il muro si inflette progressivamente più in basso: a scavo ultimato **è ruotato attorno alla sommità**.

In sommità la pressione rimane prossima al **valore a riposo** (il terreno si è spostato molto poco).

Alla base la pressione può scendere al di sotto del valore attivo di Rankine (il terreno ha da tempo superato l'equilibrio plastico).

La spinta risultante P_a agisce **al di sopra** del punto a un terzo del triangolo: ad altezza n_aH dalla base, con $n_a > 1/3$.

La spinta totale si determina con il cuneo a spirale logaritmica ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); nel terreno granulare risulta del 15–20% superiore al valore di Coulomb. Poiché però la sua distribuzione e n_a dipendono dal terreno e dal sito, gli scavi vengono progettati con **inviluppi**.



Come sono stati costruiti gli inviluppi?

TEORIA

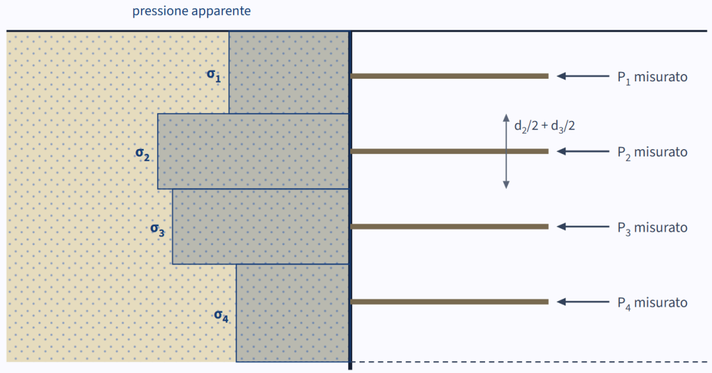
La pressione varia da punto a punto e ogni supporto deve essere dimensionato per il **carico massimo** che può incontrare. Gli inviluppi sono costruiti a questo scopo: in uno scavo strumentato si misura il carico su ciascun supporto, lo si divide per la striscia di paratia che il supporto sostiene (interasse orizzontale s × metà delle distanze dai supporti superiore e inferiore) e lo si converte in **pressione apparente** su questa fascia:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 è la profondità del primo puntone, d_i le distanze tra i puntoni successivi. L'inviluppo di tutti i diagrammi sovrapposti costituisce un **diagramma apparente delle spinte**.

Gli inviluppi di Peck derivano dai carichi in sabbia misurati negli scavi della metropolitana di Berlino, Monaco e New York; egli li costruì con lo stesso metodo per le argille tenere–medie econsistenti.

L'inviluppo **non** è la pressione che agisce sul muro in un qualsiasi istante: il carico da esso ricavato per un dato supporto è stato tracciato in modo da restare a favore di sicurezza rispetto ai carichi misurati.



ciascun carico del puntone distribuito sulla fascia di parete di pertinenza: s × (metà della distanza da ciascun puntone adiacente)

Tenera–media o consistente: γH/c

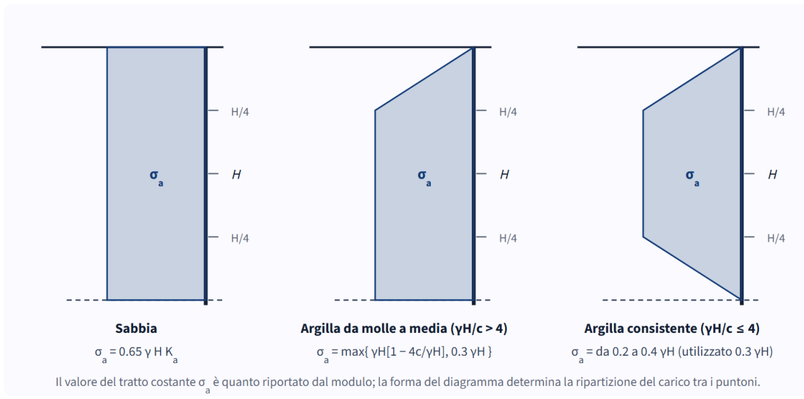
TEORIA

In argilla la forma dell'inviluppo è governata dal **numero di stabilità γH/c** (c coesione non drenata, φ = 0). L'**argilla tenera–media** con γH/c > 4 viene sollecitata dallo scavo ben oltre la propria resistenza; l'**argilla consistente** è più prossima al proprio campo elastico:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right], 0.3\gamma H\right) \qquad \frac{\gamma H}{c} \leq 4: \quad \sigma_a \approx 0.3\gamma H$$

L'inviluppo per argilla molle–media è nullo in superficie, aumenta nel quarto superiore e forma un plateau costante fino alla base; l'inviluppo per argilla consistente aumenta nel quarto superiore, è costante nella metà centrale e ritorna a zero nel quarto inferiore. Governa la maggiore delle due espressioni.

Condizioni: profondità di scavo ≳ 6 m; acqua sotto il fondo scavo; argilla non drenata (la pressione interstiziale non è considerata).



Coesione equivalente di Peck

TEORIA

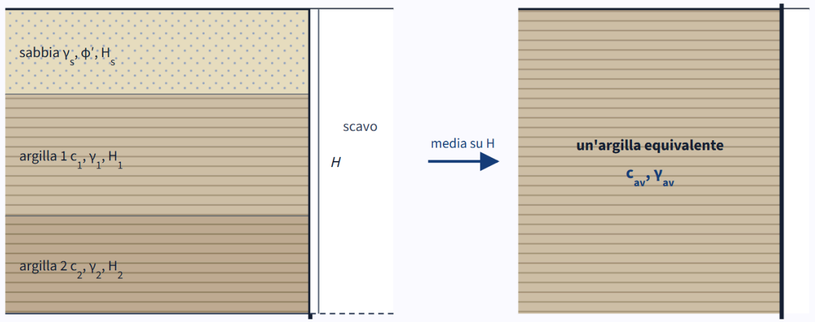
Se lo scavo contiene sia sabbia sia argilla, il diagramma di Peck ha sostituito **un'unica argilla**: mediando la resistenza che il terreno può mobilitare lungo l'altezza. La sabbia contribuisce con l'attrito del proprio peso, l'argilla con la resistenza a compressione non confinata (ridotta per la rottura progressiva):

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s, γ_s, φ'_s: altezza, peso dell'unità di volume e angolo di attrito efficace della sabbia; K_s coefficiente di spinta laterale della sabbia (≈ 1); $q_u = 2c$ resistenza a compressione non confinata dell'argilla, γ_c peso dell'unità di volume saturo; n' coefficiente di rottura progressiva, 0.5–1.0 (media 0.75).

Con c_{av} e γ_a gli inviluppi per l'argilla si applicano a tutta l'altezza; l'inviluppo si sceglie con $\gamma_a H/c_{av}$.

Se sotto la sabbia sono presenti più argille, la fonte le media prima in base allo spessore ($c_{av} = \Sigma c_i H_i/\Sigma H_i$, γ_{av}), poi combina questa argilla equivalente con la sabbia (come nel caso National Plaza).



sabbia: attrito e peso proprio $\gamma K_s H_s^2 \tan\varphi'$ · argilla: $n' q_u H$ · entrambi sommati sull'altezza, poi si applica la regola dell'argilla

Traccia

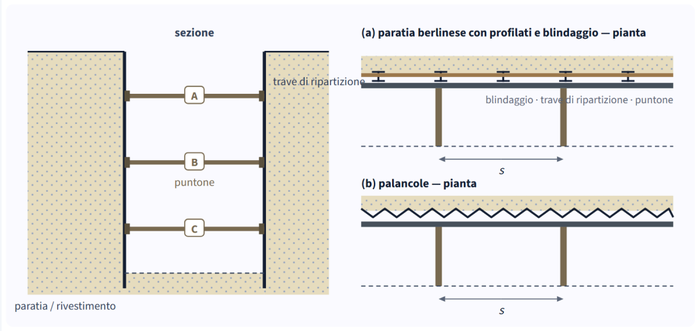
ESEMPIO

Dati

Profilo	**in sommità $H_s = 3$ m di sabbia ($\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30°$, $K_s = 1$), al di sotto argilla ($\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa)**
Scavo e coefficiente	$H = 7.0$ **m;** $n' = 0.75$ **(medio); inoltre** $n' = 0.5$ **e** 1.0

RICHIESTO

c_{av}, γ_a, $\gamma_a H/c_{av}$, il tipo di inviluppo e σ_a; risultati dalla variazione di n′.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Coesione e peso dell'unità di volume equivalenti (n′ = 0.75)

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33 + 210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3) + (7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77}\ > 4$$

Argilla equivalente: c_{av} = **21.31 kPa**, γ_a = 17.57 kN/m³; $\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → inviluppo per argilla tenera–media.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 inviluppo per argilla tenera–media e sensibilità a n′

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

Argilla equivalente: c_{av} = **21.31 kPa**, $\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4: inviluppo per argilla da tenera a media, **σ_a = 37.75 kPa**. Se si assume n′ = 0.5, c_{av} scende a 16.31 e σ_a sale a 57.8 kPa: il coefficiente di rottura progressiva influenza molto il risultato.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

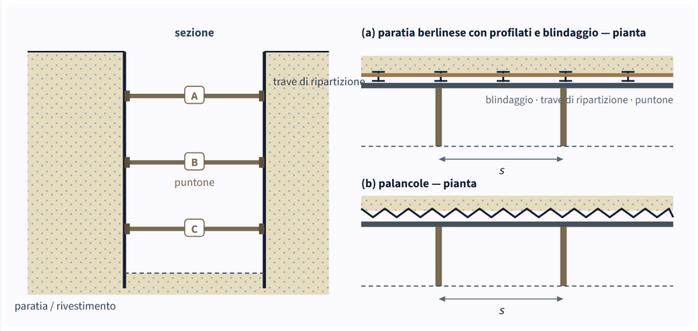
ESEMPIO

Dati

Scavo	$H = 70$ **ft** $= 21.34$ **m di profondità, sei supporti in basso; 13 ft di sabbia sotto il riporto, quattro argille (tabella seguente, SI)**
Coefficienti	$K_s = 1$, $\varphi'_s = 30°$, $n' = 0.75$

RICHIESTO

Valore medio sullo spessore dell'argilla $c_{av,argilla}$; c_{av}, γ_{av}, $\gamma H/c$ e σ_a.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Profilo (SI) e argilla mediata sullo spessore

Strato	Spessore (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	Termine di contributo (kN/m)
Riempimento in sabbia	3.96	17.28	—	156.6
Argilla 1	10.06	19.95	19.2	289.0
Argilla 2	3.35	20.42	33.5	168.6
Argilla 3	1.83	21.21	95.8	262.7
Argilla 4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \mathrm{kPa}$$

La media ponderata sullo spessore delle quattro argille è **51.16 kPa**; il termine relativo alla sabbia $\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s$ = 156.6, il termine relativo all'argilla $n' q_u \Sigma H_i$ = 1,333.2 kN/m.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Coesione equivalente, peso dell'unità di volume e inviluppo

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^{\mathbf{3}} \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08}\ > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

Si applica l'inviluppo per argilla tenera–media: **σ_a = 282.0 kPa** (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08). Il confronto di questo inviluppo con i carichi nei puntoni osservati è riportato nella sezione «Inviluppi in scavi reali» (inviluppo di Peck ≈ 1.8 volte).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Aggiunto accanto all'inviluppo

TEORIA

Il **sovraccarico q** non è incluso nell'inviluppo (i coefficienti empirici si applicherebbero anche ad esso); è portato come propria pressione uniforme su tutta l'altezza e in argilla non drenata $K_a = 1$: $\mathbf{\Delta p_q = q}$.

Acqua: gli inviluppi per l'argilla sono costrutti non drenati, in tensioni totali; nell'argilla l'acqua è già compresa nel peso dell'unità di volume e nella resistenza non drenata. L'acqua al di sopra del piano di posa viene disegnata e annotata, non aggiunta come carico separato; essa modifica solo il peso del terreno: peso dell'unità di volume saturo al di sotto dell'acqua e, nello strato attraversato dall'acqua, media pesata sulla lunghezza dei due valori.

Poiché lo spessore dello strato di sabbia determina l'argilla equivalente, la **successione degli strati** del profilo influisce direttamente sul risultato: al crescere dello spessore della sabbia c_{av} cambia (esempio seguente).

$$\Delta p_q = K_a q = q \;\; (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

Traccia

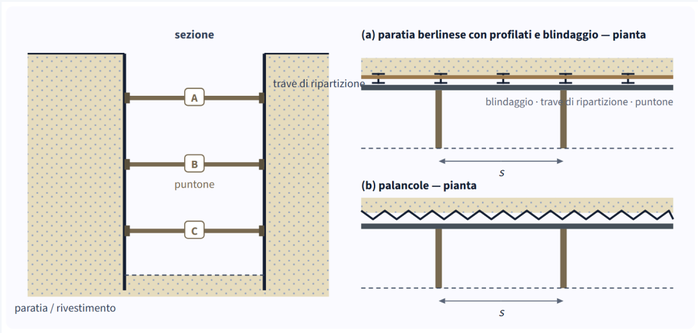
ESEMPIO

Dati

Scavo	**Lo scavo dell'Esempio 1 ($H = 7$ m, $n' = 0.75$): sabbia 3 m (scavo)**
Modifiche	**(a) sabbia spessa 5 m (argilla 2 m); (b) sovraccarico $q = 10$ kPa**

RICHIESTO

In ogni caso c_{av}, $\gamma_a H/c_{av}$, σ_a, il carico totale R e il carico massimo nel puntone.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 (a) Sabbia 5 m: argilla equivalente riconsolidata

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\, 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

Quando la sabbia è di 5 m la coesione equivalente diventa 21.3 → **25.0 kPa** e l'inviluppo è governato da **0.3γ_aH = 36.3 kPa**.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 (b) Sovraccarico: separatamente $\Delta p_q = q = 10$ kPa; sintesi dei tre casi

Condizione	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
Scavo (sabbia 3 m)	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a) sabbia 5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

All'aumentare dello spessore della sabbia, c_{av} passa da 21.3 a 25.0 kPa e l'inviluppo scende da 37.8 a **36.3 kPa** (la sabbia attritiva apporta maggiore resistenza dell'argilla; il termine residuo $0.3\gamma_a H$ risulta determinante). Il sovraccarico non modifica l'inviluppo: aggiunge soltanto $\Delta p_q = 10$ kPa (R da 231.2 a 301.2 kN/m).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Dall'inviluppo ai carichi sui supporti

TEORIA

I puntoni sono elementi orizzontali: portano la pressione lungo il proprio asse e si inflettono sotto il proprio peso; la capacità dipende dalla snellezza e negli scavi ampi può essere necessario un supporto aggiuntivo. La fonte fornisce un metodo semplice e a favore di sicurezza per il carico:

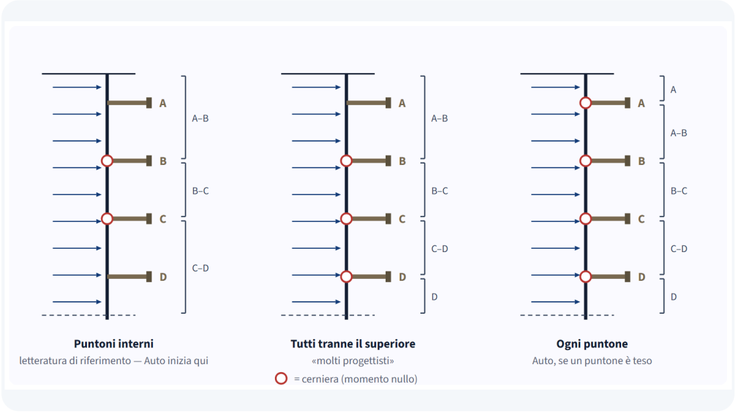
Disegnare l'inviluppo delle pressioni e i livelli dei supporti. Assumere la paratia di palancole **incernierata a ogni livello di supporto** tranne il più alto e il più basso (molti progettisti la assumono così a tutti tranne il più alto).

Scomporre il muro, in corrispondenza delle cerniere, in **mensole semplici alle estremità e travi semplici nelle parti intermedie**; determinare con la statica le reazioni di ciascun tratto (per uno scavo a quattro supporti: A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

Il carico di un supporto è la somma delle reazioni che riceve × l'interasse orizzontale s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Ogni tratto è staticamente determinato: porta due vincoli; l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali rispetto a uno dei vincoli fornisce entrambi. Poiché il vincolo di cerniera appartiene a entrambi i lati, raccoglie **due reazioni**. Le reazioni sono riferite all'unità di lunghezza del muro (kN/m); s le converte in un carico sul vincolo.



Traccia

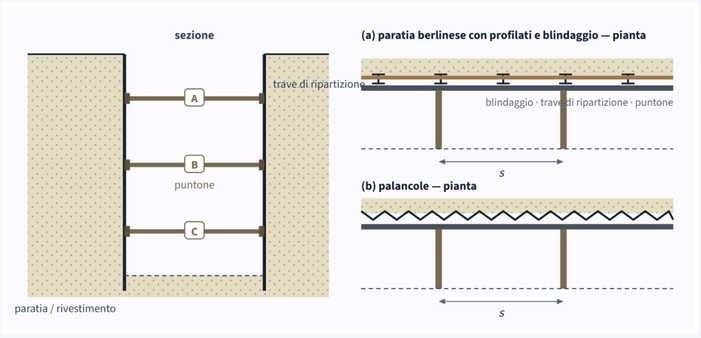
ESEMPIO

Dati

Scavo	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; puntoni a $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); interasse orizzontale $s = 3.00$ m
Pressione	Esempio 1: argilla equivalente, inviluppo tenera–media $\sigma_a = 37.75$ kPa (aumenta nel quarto superiore, costante fino alla base); paratia di palancole incernierata al supporto B (esclusi quello superiore e quello inferiore)

RICHIESTO

La **risultante W** delle parti e il suo braccio **z̄**; le reazioni **A, B_1, B_2, C**; i carichi sui supporti **P_A, P_B, P_C**.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Suddividere l'inviluppo in parti in corrispondenza delle cerniere; risultante e braccio di ciascuna parte (profondità dalla superficie superiore)

Pezzo	Intervallo (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Vincoli
1	0.00 – 3.50	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Prima parte: equilibrio dei momenti rispetto al primo appoggio

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \mathrm{kN/m}$$

La prima campata porta i due puntoni con 53.95 e 45.14 kN/m; la reazione del sostegno più alto (A) è maggiore perché comprende anche il carico della porzione a sbalzo.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Seconda parte

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \mathrm{kN/m}$$

4 Ogni supporto somma le reazioni che riceve; carico = totale × s (s = 3.00 m)

Livello	z (m)	Reazioni ricevute (kN/m)	Totale (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

Il carico massimo sul puntone è **P_C = 277.47 kN** (livello C): tale carico governa il dimensionamento del puntone. Poiché il supporto B appartiene a due parti, somma due reazioni.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Momento massimo e modulo di resistenza richiesto

TEORIA

La **paratia di palancole** si progetta a partire dagli stessi tratti: in ciascun tratto si individua il momento flettente massimo (dove il taglio cambia segno: nella campata oppure all'appoggio in cui la mensola incontra il puntone); il valore maggiore è il momento di progetto per unità di lunghezza della paratia. Il modulo di resistenza richiesto deriva dalla tensione ammissibile di flessione e dalla tabella si sceglie una sezione con almeno quel valore:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

I puntoni possono essere considerati continui se adeguatamente collegati; a vantaggio di sicurezza, sono assunti **incernierati** agli appoggi: trave semplicemente appoggiata di luce s, con la reazione del livello R (per unità di lunghezza del muro) come carico distribuito:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Il livello con la reazione massima è determinante. Le travi di ripartizione sono talvolta collegate alla paratia di palancole nei punti in cui forniranno il sostegno laterale loro necessario.

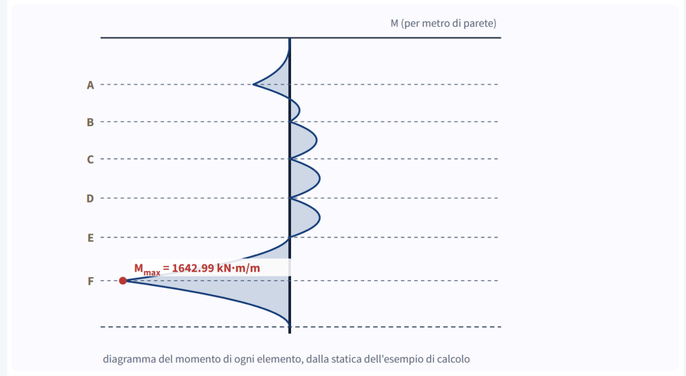
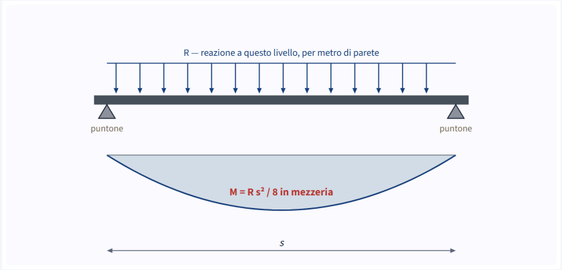


diagramma del momento di ogni elemento, dalla statica dell'esempio di calcolo



Traccia

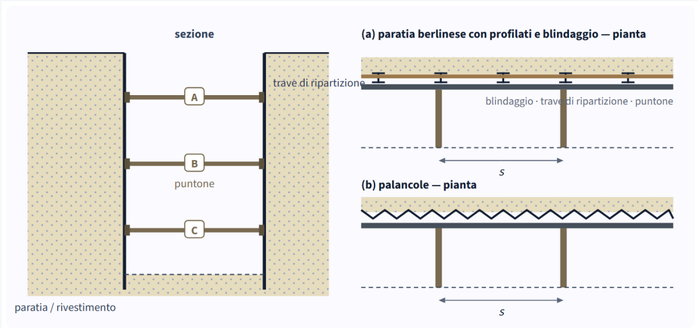
ESEMPIO

Dati

Scavo	**Lo scavo dell'Esempio 1 ($H = 7$ m, argilla equivalente, $\sigma_a = 37.75$ kPa); puntoni a 1.0 · 3.5 · 6.0 m; $s = 3.0$ m; cerniera in B**
Acciaio	**tensione di flessione ammissibile $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

RICHIESTO

Il **M_{max}** della paratia di palancole e il **S** richiesto (cm³/m); al livello della reazione massima, il **M_{max}** e il **S** della trave di ripartizione (cm³).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole: momento massimo in ciascuna parte

Pezzo	Intervallo (m)	M_{max} (kN·m/m)	Posizione z (m)
1	0.00 – 3.50	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 Modulo di resistenza richiesto

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{158.8}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

Nella paratia di palancole **M_{max} = 26.99 kN·m/m** (tratto 1, z = 2.30 m): **S ≥ 158.8 cm³/m**.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Trave di ripartizione: trave semplice a ciascun livello (s = 3.000 m)

Livello	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{amm} (cm³)
A	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

La reazione massima si ha **al livello C** (R = 92.49 kN/m): la trave di ripartizione è dimensionata con **M_{max} = 104.05 kN·m, S ≥ 612 cm³**; le travi di ripartizione degli altri livelli possono essere più piccole.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Effetti di progetto, classe, flessione e instabilità per svergolamento

TEORIA

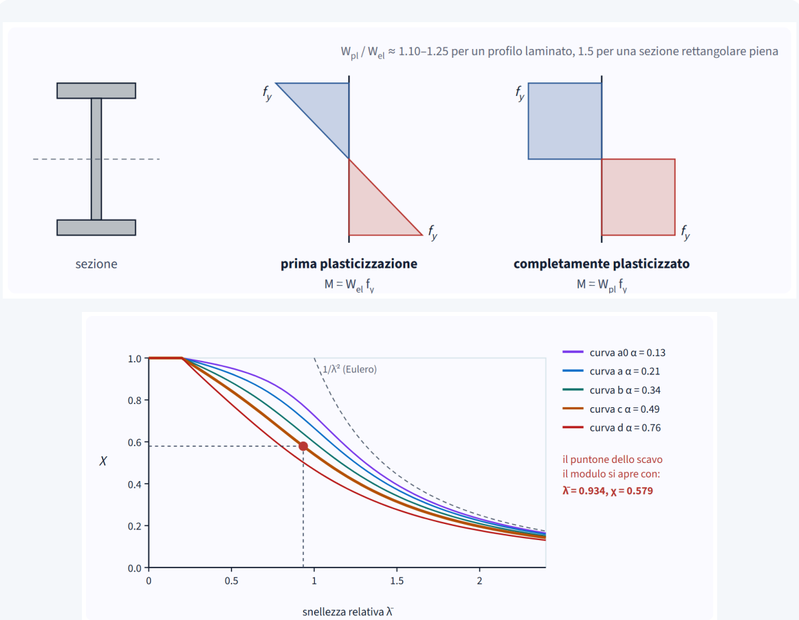
I carichi ricavati dall'inviluppo sono **valori di esercizio** (l'inviluppo di Peck è un limite superiore dei carichi misurati); vengono amplificati una sola volta al valore di progetto: $E_d = \gamma_F E_k$. Ogni elemento è verificato con la tensione di snervamento della propria classe di acciaio (f_y); la sezione è data dal **modulo di resistenza** dell'elemento (palplanche: W_{el} per metro; trave di ripartizione: W; puntone: A e I rispetto all'asse debole).

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{classe 1–2}),\ W_{el}\ (\text{classe 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il puntone instabilizza per buckling attorno all'asse debole: I è il momento d'inerzia minimo, $L_{cr} = K\,L_b$ è la lunghezza efficace (larghezza dello scavo, se tra i due non passa alcun palo re o controvento). α deriva dalla curva di buckling (curva c: 0.49).

Per le palancole vale la stessa resistenza per unità di larghezza (EN 1993-5; scorrimento dell'incastro β_B per i profili a U, 1.0 per i profili a Z). Poiché l'ala compressa della trave di ripartizione è a contatto con la paratia, l'instabilità per torsione laterale non è determinante.



Traccia

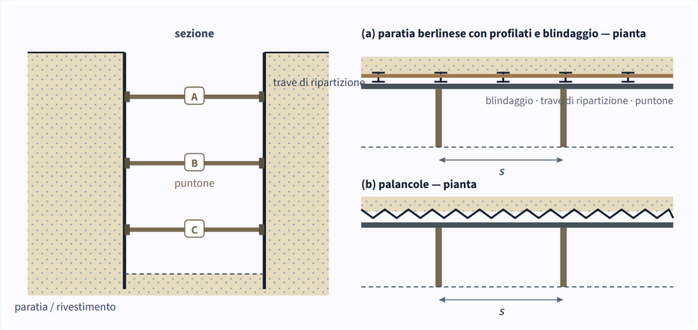
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1 e i carichi dell'Esempio 4: $P_{max} = 277.47$ kN**
Elementi	**S275 ($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: palancole $W_{el} = 600$ cm³/m; trave di ripartizione $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; puntone $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, curva c, $L_{cr} = 6.00$ m**

RICHIESTO

η per la paratia di palancole, la trave di ripartizione più caricata e il puntone più caricato (≤ 1).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole e trave di ripartizione (flessione): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

Paratia di palancole η = **0.221**, trave di ripartizione η = **0.511**: entrambe sufficienti ($\eta \leq 1$).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Puntone (instabilità): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5\ \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4\ \text{kN}$$

η_{destek} = 374.6 / 1,046.4 = **0.358**. Tutti e tre gli elementi risultano adeguati (η ≤ 1); per il puntone è determinante l'**instabilità per buckling** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

LRFD o ASD; classi, flessione, taglio, curva di stabilità delle colonne

TEORIA

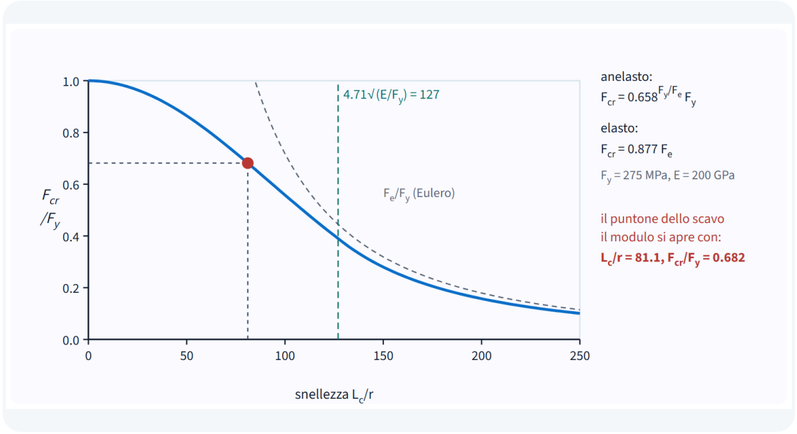
Ogni elemento è verificato con la **resistenza nominale R_n** ottenuta dalle disposizioni per compressione, flessione e taglio. Nell'LRFD il carico viene amplificato e la resistenza ridotta mediante φ; nell'ASD il carico di esercizio viene confrontato con la resistenza divisa per il fattore di sicurezza Ω:

$$R_u \le \phi R_n \ (\text{LRFD}) \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \ (\text{ASD}) \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

I carichi che scaturiscono dall'inviluppo sono la **spinta laterale delle terre H** dell'ASCE 7-22: nelle combinazioni LRFD entra con 1.6 ovunque si sommi al carico (sempre nelle opere di sostegno degli scavi), mentre in ASD con 1.0. La paratia di palancole e la trave di ripartizione fornite con il modulo si assumono con la resistenza dichiarata dal modulo: F_yZ in condizioni compatte, F_yS al primo snervamento. Poiché la trave di ripartizione è vincolata lateralmente dal paramento, risulta $L_b = 0$ e l'instabilità per torsione laterale non è uno stato limite.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\tfrac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \ \text{altrimenti } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Un'unica curva di instabilità vale per ogni sezione (nessuna curva da selezionare come in EN 1993-1-1); r è il raggio d'inerzia minore, $L_c = K\,L_b$ la lunghezza efficace; si raccomanda $L_c/r \le 200$. AISC, a differenza di EN 1993-1-1, non riduce la resistenza a flessione per effetto del taglio.



Traccia

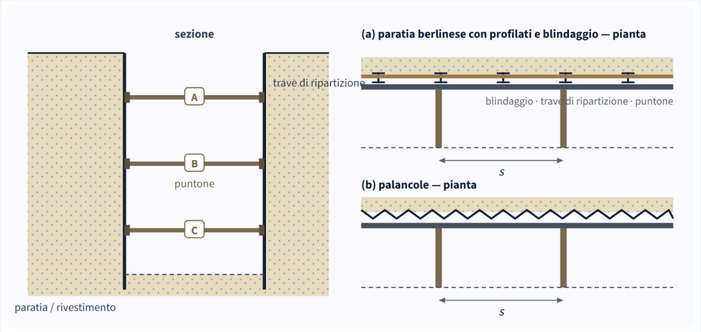
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1 e i carichi dell'Esempio 4: $P_{max} = 277.47$ kN**
Elementi	**Gli elementi dell'Esempio 6 (S275, $F_y = 275$ MPa); $E = 200$ GPa; LRFD $\gamma_H = 1.6$, $\phi_c = \phi_b = 0.90$; ASD $\Omega_c = 1.67$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

RICHIESTO

Per il puntone più caricato: **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; rapporti LRFD e ASD; rapporto LRFD per la paratia di palancole e la trave di ripartizione.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Supporto: curva della colonna (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3\ \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4\ \text{MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570\ \text{mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5}\ \text{kN}$$

Nel puntone **resistenza nominale P_n = 1,231.5 kN**; snellezza L_c/r = 81.1, nel campo di instabilità anelastica (limite 127).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Rapporti LRFD e ASD (P = 277.47 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(277.47) = 444.0\ \text{kN} \ \leq\ \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.401}$$

$$\text{ASD: } P_a = 277.47\ \text{kN} \ \leq\ \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.376}$$

Puntone: LRFD η = **0.401**, ASD η = **0.376**. Paratia di palancole (LRFD) 0.291, trave di ripartizione 0.673; nella EN 1993-1-1 erano 0.221, 0.511 e 0.358.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

L'argilla sottostante porta, gli strati laterali inducono taglio e carico

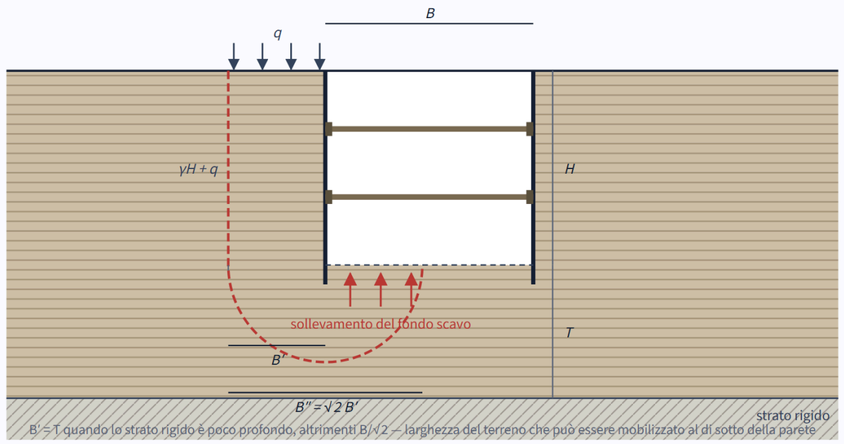
TEORIA

Il fondo scavo in argilla può sollevarsi verso l'alto per effetto del peso del terreno circostante (colonna di Terzaghi, correzione di Chang). La formula è derivata per argilla omogenea; il modulo la utilizza **in profili stratificati tramite l'estensione GeoTerva**:

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

c: coesione dell'argilla al di sotto della base (termine di capacità portante); **c_{side}**: coesione media sull'altezza trattenuta (la sabbia è assunta nulla; termine di attrito laterale); **$\sigma_v(H)$**: tensione geostatica verticale totale al livello del fondo scavo sul bordo dello scavo ($\Sigma\gamma_i H_i$).

B larghezza dello scavo, L lunghezza in pianta, T lo strato rigido sotto il fondo; l'infissione della paratia non è computata (a favore di sicurezza). FS richiesto **≈ 1.5**.



Traccia

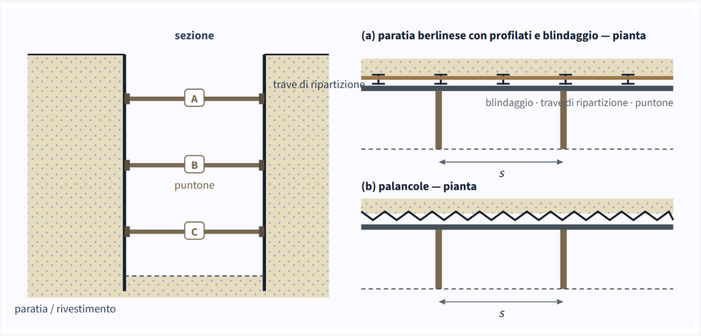
ESEMPIO

Dati

Scavo a cielo aperto	$H = 7$ **m,** $B = 6$ **m,** $L = 20$ **m, argilla** $T = 4$ **m sotto la base; 3 m di sabbia in sommità (**$\gamma = 17$**), argilla al di sotto (**$\gamma = 18$**,** $c = 35$ **kPa)**
Confronto	**se la sabbia fosse spessa 5 m (argilla 2 m)**

RICHIESTO

c_{side}, **σ_v(H)**, **B′** e **FS** (≥ 1.5?); FS all'aumentare dello spessore della sabbia?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Dagli strati adiacenti: coesione media e tensione di sovraccarico

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \ (\text{sabbia zero}) \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m} \ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 Fattore di sicurezza (termine di capacità portante: argilla sotto la base c = 35 kPa)

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

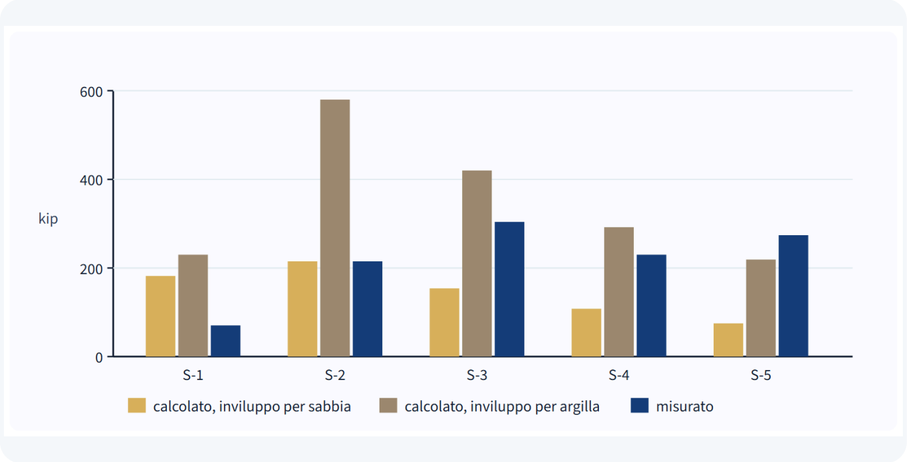
Fattore di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo **1.83** (≥ 1.5). Quando la sabbia diventa 5 m, la coesione laterale scende a 10 kPa, la tensione di sovraccarico si riduce a 121 kPa e FS scende a **1.72**: all'ispessirsi dello strato di sabbia il contributo del taglio laterale diminuisce.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Casi di studio di Boston e Chicago

TEORIA

Boston (sezione di prova B): profonda 17.7 m, cinque supporti; il profilo è stato delimitato da due inviluppi per sabbia e argilla (inviluppo per sabbia 53.5 kPa, inviluppo per argilla tenera–media 146.1 kPa); i carichi misurati sono risultati molto diversi da entrambe le stime e i supporti erano stati progettati per carichi molto superiori a quelli misurati. **Chicago, National Plaza**: profonda 21.3 m, sei supporti; il profilo è stato convertito in un'argilla equivalente (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08, σ_a = 282.0 kPa). L'inviluppo di Peck ha fornito circa **1.8 volte** la pressione osservata: un inviluppo tracciato attorno a molti scavi è cautelativo per un singolo scavo; sullo stesso terreno, l'esperienza di cantiere può ridurre notevolmente la sovradimensionamento.



Che cosa assume il metodo

TEORIA

Gli inviluppi sono stati ricavati da scavi profondi più di circa 6 m; **l'inviluppo non è la pressione effettiva sulla parete in un istante qualsiasi**: fornisce un carico di sostegno sicuro, non lo spostamento della parete. L'argilla è in condizioni non drenate, la sabbia in condizioni drenate.

Il profilo sabbia + argilla è convertito in **un'unica argilla equivalente** (c_{av}, γ_a); l'inviluppo si sceglie in base a $\gamma_a H/c_{av}$. Se vi sono più argille, si esegue prima una media pesata sullo spessore. $K_s \approx 1$ e $n' = 0.75$ sono valori medi; una variazione di $n' = 0.5–1.0$ ha effetti rilevanti sul risultato.

Il sovraccarico viene aggiunto a parte ($\Delta p = q$); l'acqua modifica solo il peso dell'unità di volume. La **paratia di palancole** è una catena di travi isostatiche con cerniere; le **travi di ripartizione** sono travi semplici tra i supporti. L'acciaio è verificato con EN 1993-1-1 (classe 4 non progettata) oppure AISC 360-22.

Il sollevamento del fondo scavo è verificato con l'estensione di GeoTerva al caso stratificato della formula derivata per argilla omogenea; l'infissione della paratia non è computata.

Durante lo scavo si prevedono movimenti laterali e perdita di terreno nell'intorno; in presenza di uno strato rigido, le palancole vi vengono infisse.

Sintesi

Punti chiave

Argilla equivalente: $c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$, $\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$; nell'esempio 21.31 kPa e 17.57 kN/m³

Inviluppo: $\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4 \rightarrow$ inviluppo per argilla tenera–media $\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa; $n' = 0.5 \rightarrow 57.75$ kPa

National Plaza: $c_{av,argilla} = 51.16$, $c_{av} = 34.91$ kPa, $\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³, $\gamma H/c = 12.08 \rightarrow \sigma_a = 282.0$ kPa (≈ 1.8 volte il valore osservato)

Carico nel puntone e dimensionamento: $P_{max} = 277.47$ kN; paratia di palancole $M_{max} = 26.99$ kN·m/m; trave di ripartizione M = 104.05 kN·m

Acciaio: EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358; puntone AISC LRFD 0.401, ASD 0.376

Sollevamento del fondo scavo (stratificato): $c_{side} = 20$ kPa, $\sigma_v(H) = 123$ kPa, FS = 1.83 ≥ 1.5

Bibliografia

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”; questo testo ne segue l'impostazione teorica.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

NOTA

Tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con il motore di calcolo del modulo stesso; il modulo restituisce gli stessi valori. Gli esempi di calcolo nella pagina del modulo sono il caso National Plaza (Chicago) e lo scavo di apertura del modulo (H = 7 m, sabbia 3 m + argilla).

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Inserire in GeoTerva gli strati di sabbia e argilla del proprio scavo, i livelli dei puntoni, il sovraccarico e i propri elementi; il modulo fornisce insieme l'argilla equivalente, l'inviluppo, i carichi nei puntoni, i momenti nella paratia di palancole e nella trave di ripartizione, la verifica dell'acciaio e il sollevamento del fondo scavo.

Aprire il modulo → **Pagina di teoria →**

Aprire dallo smartphone
I moduli di prova non richiedono registrazione.

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