



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1681A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

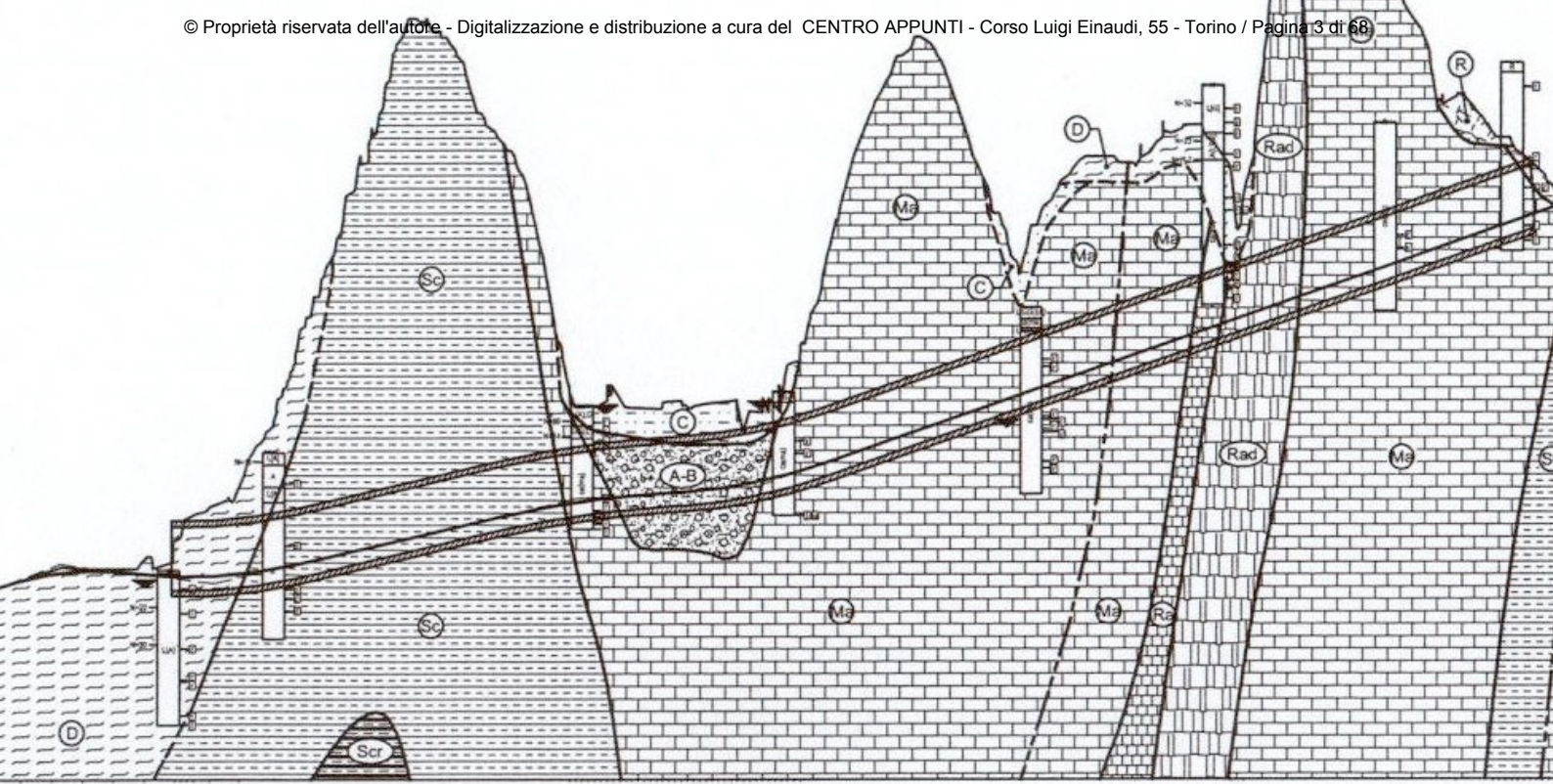
STUDENTE: Faraci

MATERIA: Esercitazioni geotecnica. Prof.Lancellotta

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

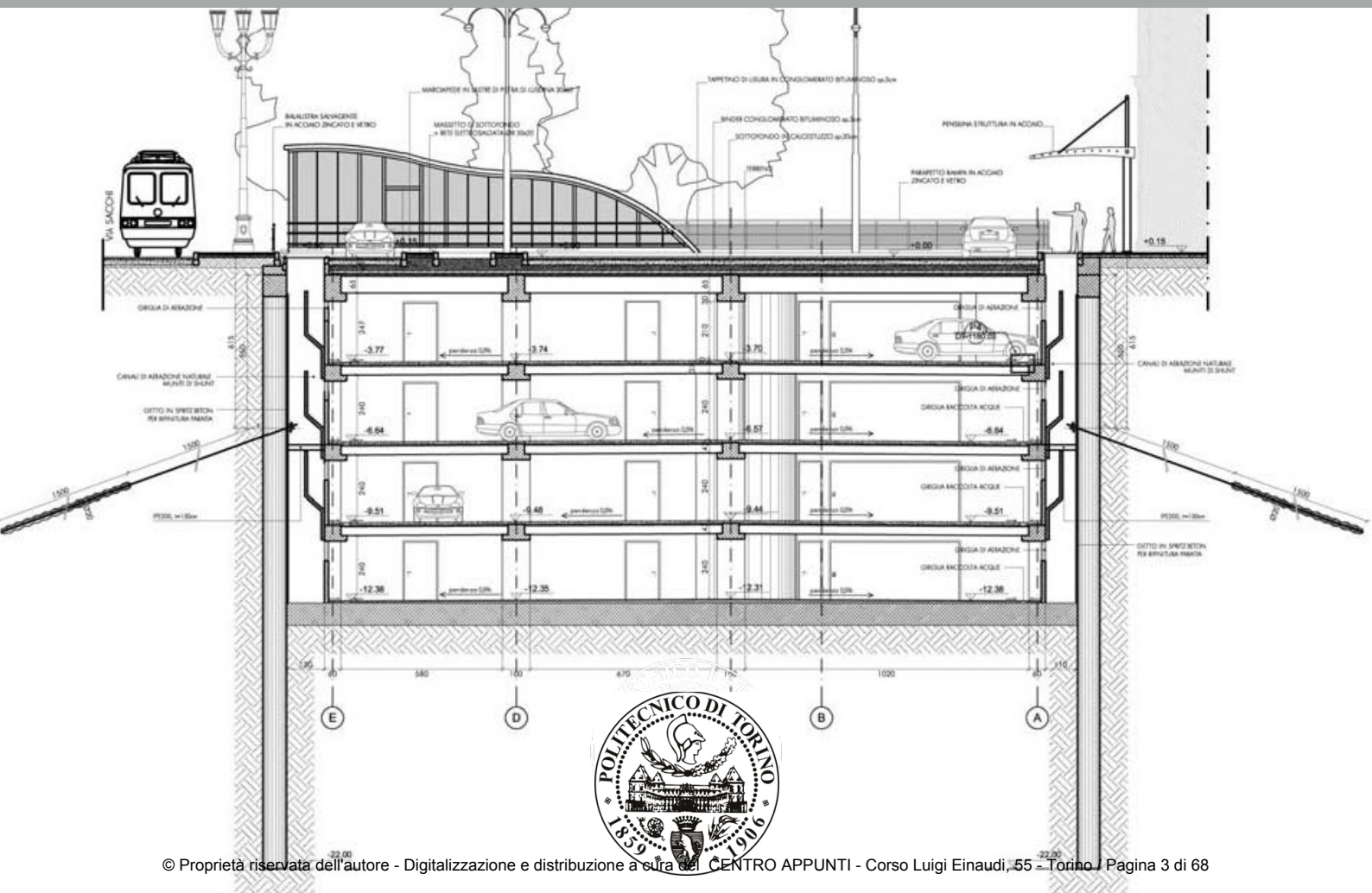
Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**



ESERCITAZIONI GEOTECNICA

studente: **FARACI ALESSIO** 195203



2

Esercizio 2

Utilizzando la definizione di volume specifico e di densità secca ricavare la relazione

$$v = \frac{\rho_s}{\rho_d}$$

- volume specifico:

$$v = 1 + e = \frac{1}{1-n}$$

- densità secca:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \rho_s(1-n)$$

$$1-n = \frac{1}{v}$$

$$\rho_d = \rho_s \cdot \frac{1}{v}$$

$$\rho_d \cdot v = \rho_s$$

$$v = \frac{\rho_s}{\rho_d}$$

Esercizio 3

Partendo dalla definizione

$$\rho = \rho_s(1-n) + \rho_w S n$$

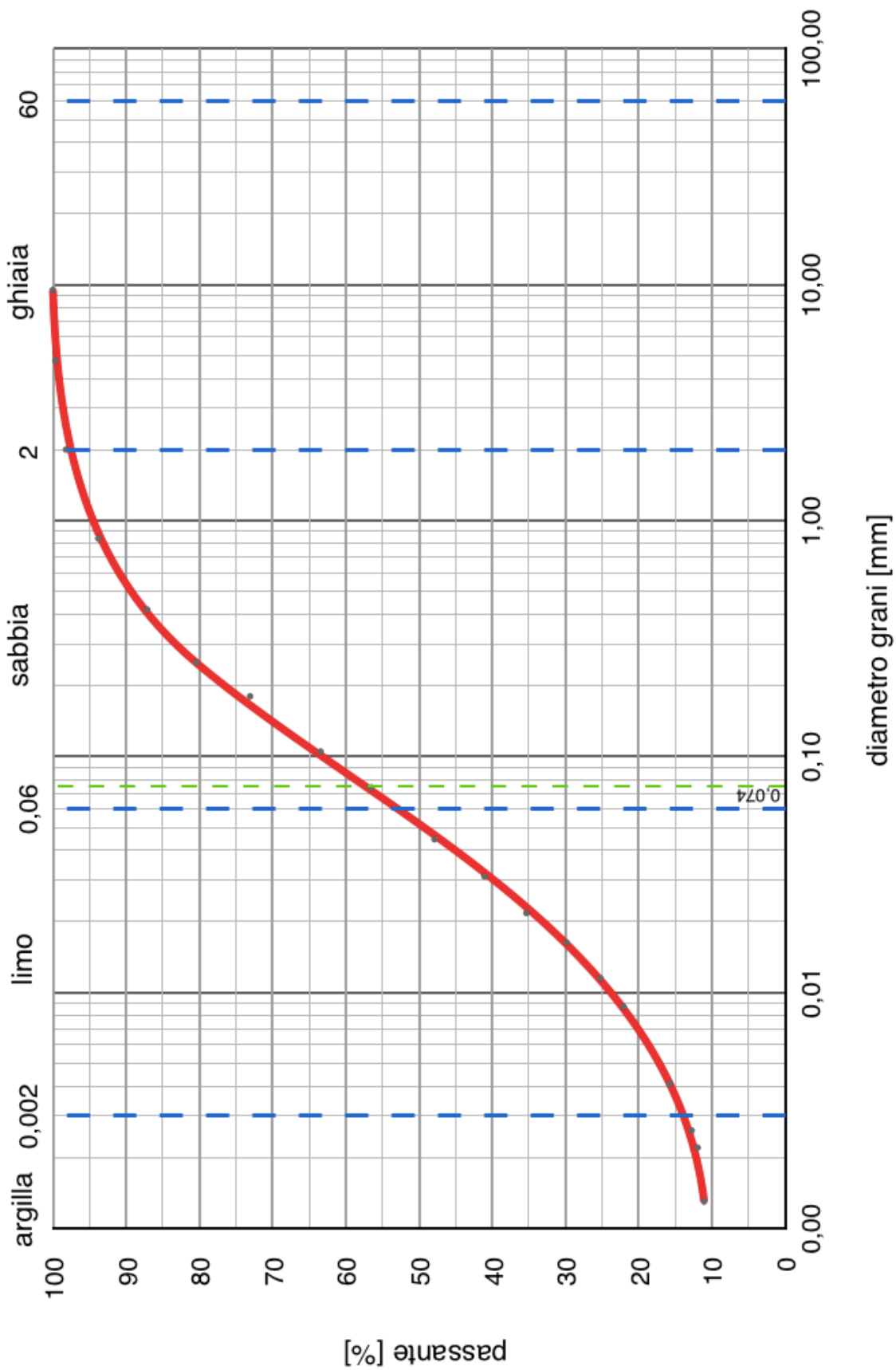
e utilizzando le precedenti relazioni, ricavare

$$\rho = \rho_d(1+w)$$

$$v = \frac{\rho_s}{\rho_d} \rightarrow \rho_d \cdot v = \rho_s = \rho_d \frac{1}{1-n} \rightarrow \rho_d = \rho_s \cdot \frac{1}{v}$$

$$S \cdot e = G_s \cdot w \rightarrow S = \frac{G_s \cdot w}{e} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \frac{w}{n} (1-n)$$

$$1-n = \frac{1}{v} \rightarrow \rho = \frac{1}{1-n} \rho_d (1-n) + \rho_w \frac{\rho_s}{\rho_w} \frac{w}{n} (1-n) \cdot n$$



6

$$M_{acqua} = m_u - m_s$$

$$M_{secco} = m_s - m_{tar}$$

$$w_P = \frac{M_{acqua}}{M_{secco}}$$

PESO TARA m_{tar} [g]	PESO UMIDO + TARA m_u [g]	PESO SECCO + TARA m_s [g]	w_P [%]
38,96	53,48	50,87	21,9

$$w_P = 21,9 \%$$

$$PI = w_L - w_P = 27,3 - 21,9 = 5,4$$

$$LI = \frac{w_N - w_P}{PI} = \frac{25 - 21,9}{5,4} = 0,57$$

$$IC = \frac{w_L - w_N}{PI} = 1 - LI = 1 - 0,57 = 0,43$$

$$\% \text{ argilla} = \frac{m_s - m_{tar}}{(m_u - m_{tar}) + (m_s - m_{tar})} = \frac{11,91}{14,52 + 11,91} = 0,45 = 45\%$$

$$A = \frac{PI}{\% \text{ argilla}} = \frac{PI}{CF} = \frac{5,4}{45} = 0,12$$

Descrizione della consistenza di un'argilla

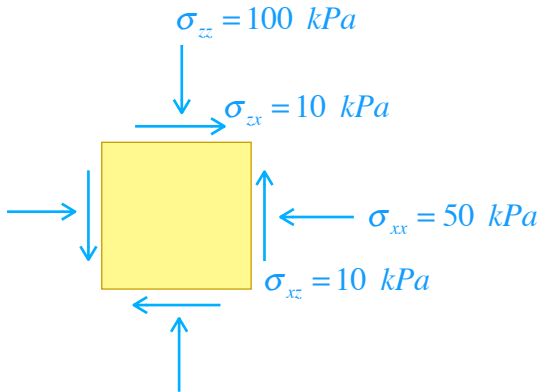
Valori di IC	Consistenza
< 0	Fluida
$0 < IC < 0.25$	Fluido-plastica
$0.25 < IC < 0.50$	Molle-plastica
$0.50 < IC < 0.75$	Plastica
$0.75 < IC < 1$	Solido-plastica
$IC > 1$	Semisolida-solida

Consistenza dell'argilla: *Molle-plastica*

ESERCITAZIONE N°2

Esercizio 1

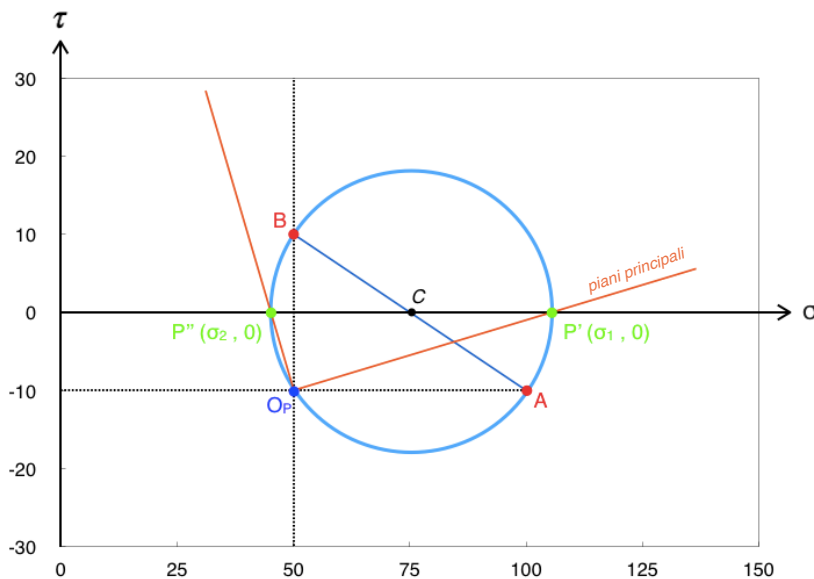
Si consideri il provino soggetto allo stato di sforzo illustrato nell'immagine della figura. Si chiede di determinare graficamente le tensioni principali, i piani principali e le componenti di deformazione ϵ_{yy} e γ_{zx} nell'ipotesi di comportamento elastico e isotropo nel mezzo (vedi equazione 2.135)



- Poiché σ_{xx} e σ_{zz} sono entrambe di compressione, le considero con segno positivo (+)
- Poiché σ_{xz} suggerisce una coppia antioraria la considero con segno positivo (+)
- Poiché σ_{zx} suggerisce una coppia oraria la considero con segno negativo (-)

Quindi sul piano di Mohr possiamo tracciare il cerchio delle tensioni che avrà:

- centro C: $C = \left(\frac{1}{2}(\sigma_{xx} + \sigma_{zz}); 0 \right) = (75; 0)$
- raggio r: $r = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 4\sigma_{xz}^2} = 26,9$
- A $(\sigma_{zz}; \sigma_{zx})$ e B $(\sigma_{xx}; \sigma_{xz})$ ovvero A $(100; -10)$ e B $(50; 10)$



Graficamente le tensioni principali risultano essere:

- $\sigma_1 = 102$ kPa
- $\sigma_2 = 48$ kPa

10

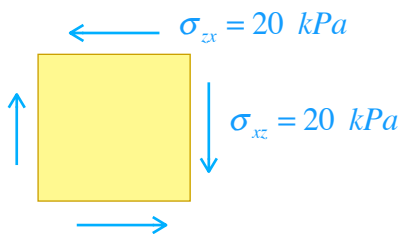
$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij}$$

$$\varepsilon_{zx} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{zx} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zx} \Rightarrow \text{poichè } \delta_{zx} = 0 \text{ si ha:}$$

$$\varepsilon_{zx} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zx} = \frac{1+\nu}{E} \cdot 10 \Rightarrow \gamma_{zx} = 2 \cdot \varepsilon_{zx} = \frac{1+\nu}{E} \cdot 20$$

Esercizio 2

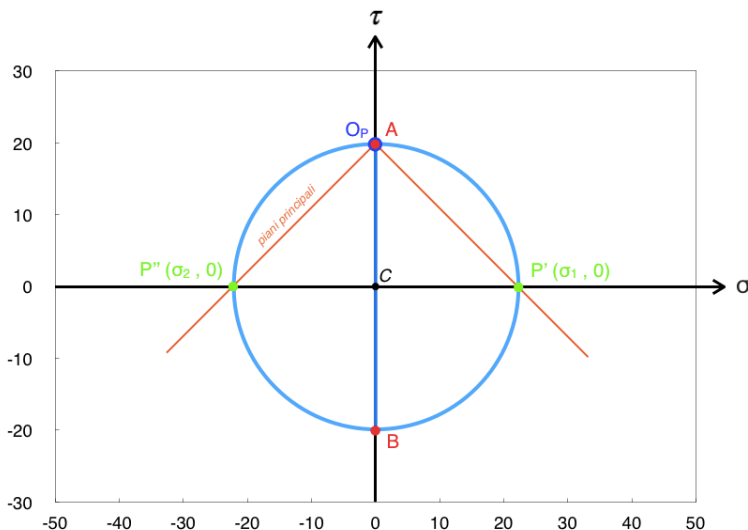
Si consideri il provino soggetto allo stato di sforzo illustrato nell'immagine della figura. Si chiede di determinare graficamente le tensioni e i piani principali e le componenti di deformazione ε_{yy} , γ_{yx} e γ_{zx} nell'ipotesi di comportamento elastico e isotropo nel mezzo.



- Poiché σ_{xz} suggerisce una coppia oraria la considero con segno negativo (-)
- Poiché σ_{zx} suggerisce una coppia antioraria la considero con segno positivo (+)

Quindi sul piano di Mohr possiamo tracciare il cerchio delle tensioni che avrà:

- centro C: $C = \left(\frac{1}{2} (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}); 0 \right) = (0; 0)$
- raggio r: $r = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 4\sigma_{xz}^2} = 20$
- A $(\sigma_{zz}; \sigma_{zx})$ e B $(\sigma_{xx}; \sigma_{xz})$ ovvero A $(0; 20)$ e B $(0; -20)$



Graficamente le tensioni principali risultano essere:

- $\sigma_1 = 20$ kPa
- $\sigma_2 = -20$ kPa

12

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij}$$

$$\varepsilon_{yx} = -\frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{zx} + \frac{1+\nu}{E}\sigma_{yx} \Rightarrow \text{poichè } \delta_{zx} = 0 \text{ si ha:}$$

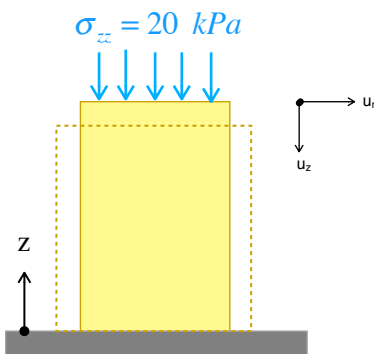
$$\varepsilon_{yx} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{yx} = \frac{1+\nu}{E} \cdot 0 = 0 \Rightarrow \gamma_{yx} = 2 \cdot \varepsilon_{yx} = 0$$

$$\varepsilon_{zx} = -\frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{zx} + \frac{1+\nu}{E}\sigma_{zx} \Rightarrow \text{poichè } \delta_{zx} = 0 \text{ si ha:}$$

$$\varepsilon_{zx} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{zx} = \frac{1+\nu}{E} \cdot 20 \Rightarrow \gamma_{zx} = 2 \cdot \varepsilon_{zx} = \frac{1+\nu}{E} \cdot 40$$

Esercizio 3

Si consideri il provino cilindrico illustrato nell'immagine della figura. Descrivere le componenti del tensore degli sforzi e del tensore di deformazione, mostrando quali componenti sono nulle e quali sono diverse da zero, con una giustificazione teorica (vedi equazioni 2.141, 2.145)



Consideriamo la configurazione indeformata C_0 iniziale:

$$\exists C_0 : \forall \underline{P} \rightarrow (X_1, X_2, X_3)$$

Consideriamo la configurazione deformata C finale:

$$\exists C : \forall \underline{P} \rightarrow (x_1, x_2, x_3)$$

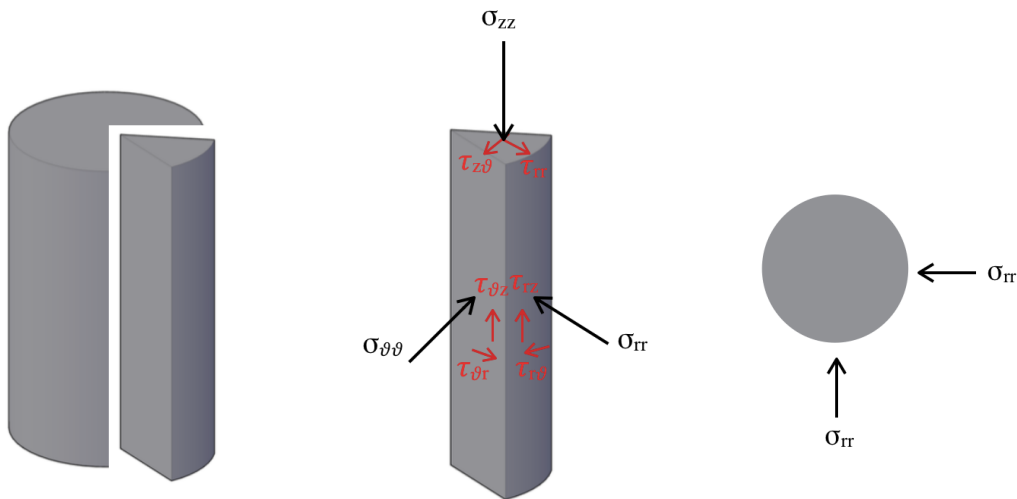
Quindi la posizione corrente della particella nella configurazione deformata risulterà essere spostata rispetto la posizione iniziale, ovvero:

$$\underline{x} = \underline{x}(\underline{X})$$

Analizzando la figura si avrà dunque:

$$z = a Z$$

14



Nel caso di simmetria assiale si ha che le componenti tangenziali τ_{ij} sono tutte nulle, e le componenti non nulle del tensore degli sforzi devono essere indipendenti da ϑ . Quindi l'equazione indefinita di equilibrio in direzione radiale si riduce alla forma:

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\vartheta\vartheta}}{r} + b_r = 0 \Rightarrow \text{poichè } \tau_{zr} = 0 \text{ e } b_r = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\vartheta\vartheta}}{r} = 0$$

L'assunzione di sforzo uniforme richiede che $\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = 0 \Rightarrow \sigma_{rr} = \sigma_{\vartheta\vartheta}$
(ciò implica che sono solo 2 le variabili tensionali realmente indipendenti)

Il tensore degli sforzi assume la seguente rappresentazione matriciale

$$[\sigma_{ij}] = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{\vartheta\vartheta} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

poichè il provino è soggetto solo alla componente assiale $\sigma_{zz} = 20 \text{ kPa} \Rightarrow \sigma_{rr} = \sigma_{\vartheta\vartheta} = 0$

Il tensore di deformazione assume la seguente rappresentazione matriciale

$$[\epsilon_{ij}] = \begin{bmatrix} \epsilon_{rr} & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_{\vartheta\vartheta} & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\epsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij}$$

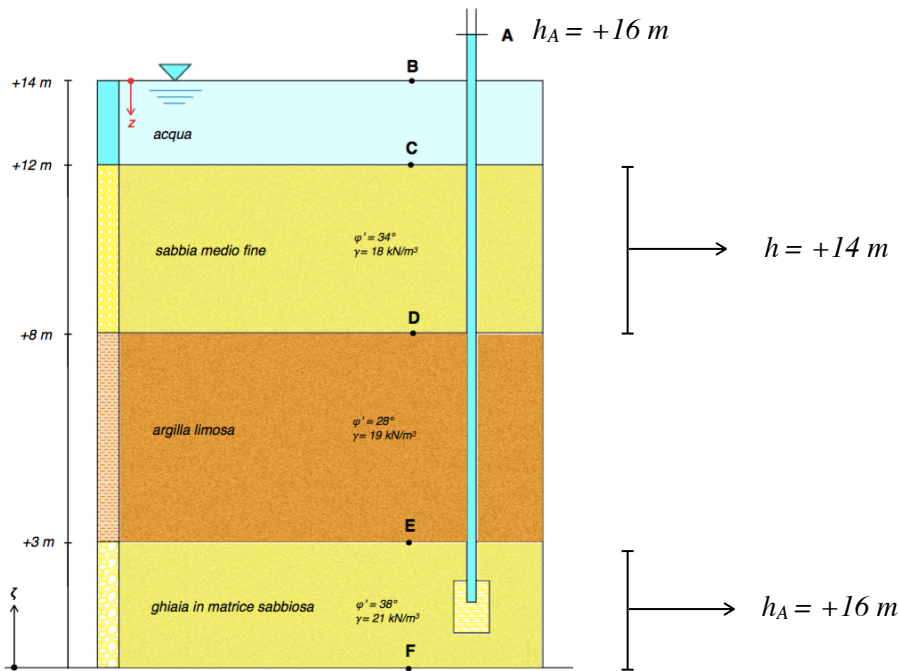
$$\epsilon_{rr} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{rr} + \sigma_{\vartheta\vartheta} + \sigma_{zz}) \cdot \delta_{rr} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{rr} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{zz} \cdot 1 = -\frac{\nu}{E} 20$$

$$\epsilon_{\vartheta\vartheta} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{rr} + \sigma_{\vartheta\vartheta} + \sigma_{zz}) \cdot \delta_{\vartheta\vartheta} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{\vartheta\vartheta} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{zz} \cdot 1 = -\frac{\nu}{E} 20$$

$$\epsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{rr} + \sigma_{\vartheta\vartheta} + \sigma_{zz}) \cdot \delta_{zz} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zz} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{zz} \cdot 1 + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zz} = \frac{\sigma_{zz}}{E} = \frac{20}{E}$$

$$\Rightarrow \epsilon_{rr} = \epsilon_{\vartheta\vartheta} = -\nu \epsilon_{zz}$$

- caso (a) - $h_A = +16 \text{ m}$ - acquifero artesiano



Nello strato composto da sabbia medio fine (serbatoio di monte), così come nello strato composto da ghiaia in matrice sabbiosa (serbatoio di valle), non avvengono perdite di carico. Nello strato intermedio composto da argilla limosa (acquicludo) invece, si ha una perdita del carico idraulico con dissipazione di energia. Quindi si genera un moto di filtrazione diretto dal basso verso l'alto, e lo strato intermedio argilloso rappresenta il dominio di filtrazione.

Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h_A - h = 16 - 14 = 2 \text{ m}$$

$$(B) \quad \sigma_{v0} = 0$$

$$u_0 = 0$$

$$\sigma'_{v0} = 0$$

$$\sigma'_{h0} = 0$$

$$\sigma_{h0} = 0$$

$$(C) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(B) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(E) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(D) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = u_0(D) + (\gamma_w + i \gamma_w) \Delta z = u_0(D) + \left(\gamma_w + \frac{\Delta h}{\Delta z} \gamma_w \right) \Delta z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(D) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(C) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(F) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(E) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = u_0(E) + \gamma_w \cdot \Delta z$$

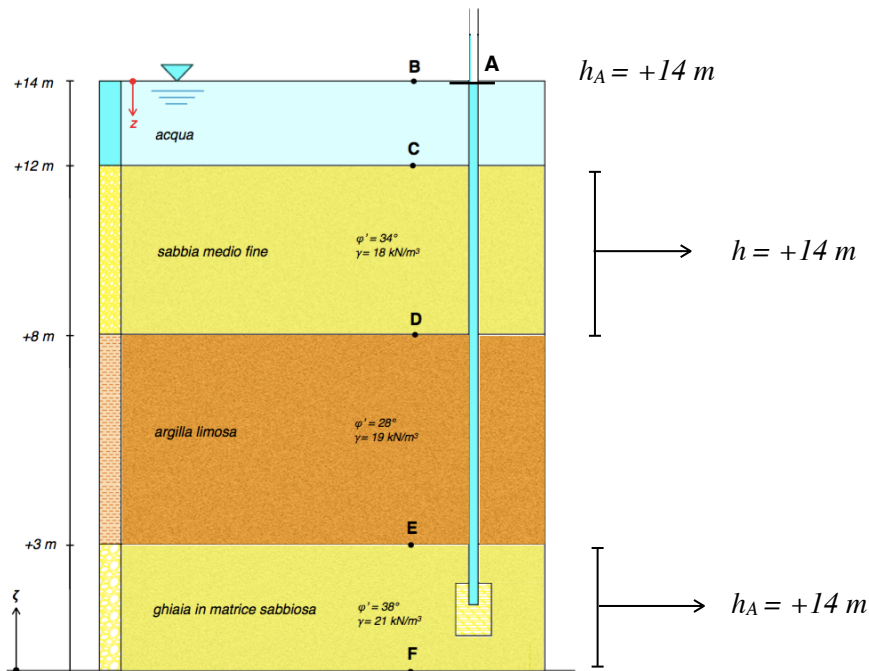
$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

18

- caso (b) - $h_A = +14\text{ m}$



In questo caso non vi è perdita di carico e quindi non avvengono moti di filtrazione poichè le due quote piezometriche coincidono.

Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h_A - h = 14 - 14 = 0\text{ m}$$

(B) $\sigma_{v0} = 0$

$$u_0 = 0$$

$$\sigma'_{v0} = 0$$

$$\sigma'_{h0} = 0$$

$$\sigma_{h0} = 0$$

(C) $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(B) + \gamma \cdot \Delta z$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

(E) $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(D) + \gamma \cdot \Delta z$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

(D) $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(C) + \gamma \cdot \Delta z$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

(F) $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(E) + \gamma \cdot \Delta z$

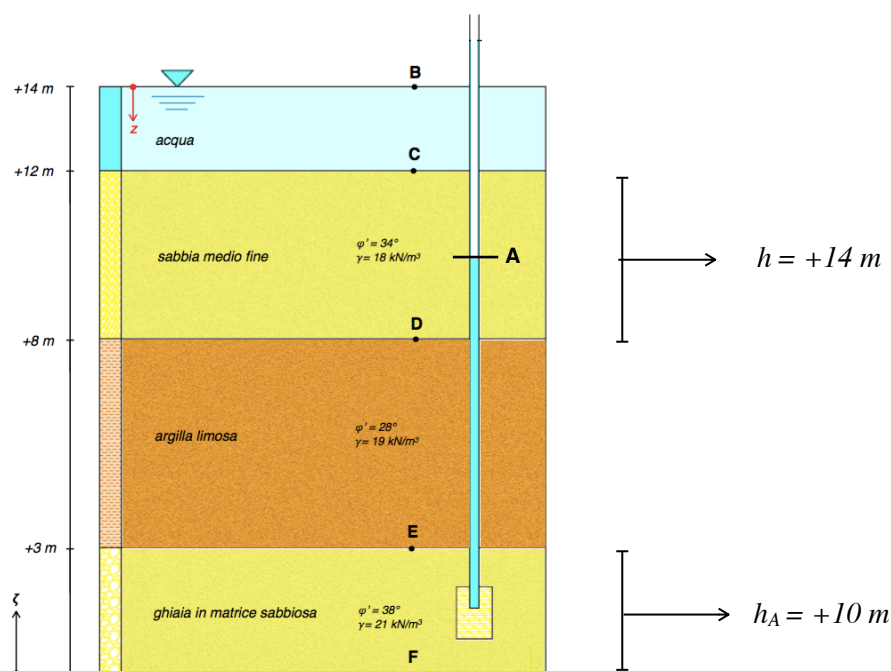
$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

- caso (c) - $h_A = +10\text{ m}$



Nello strato composto da sabbia medio fine (serbatoio di monte), così come nello strato composto da ghiaia in matrice sabbiosa (serbatoio di valle), non avvengono perdite di carico. Nello strato intermedio composto da argilla limosa (acquicludo) invece, si ha una perdita del carico idraulico con dissipazione di energia. Quindi si genera un moto di filtrazione diretto dal alto verso il basso, e lo strato intermedio argilloso rappresenta il dominio di filtrazione.

Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h - h_A = 14 - 10 = 4\text{ m}$$

$$(B) \quad \sigma_{v0} = 0$$

$$u_0 = 0$$

$$\sigma'_{v0} = 0$$

$$\sigma'_{h0} = 0$$

$$\sigma_{h0} = 0$$

$$(C) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(B) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(E) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(D) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = u_0(D) + (\gamma_w - i \cdot \gamma_w) \Delta z = u_0(D) + \left(\gamma_w - \frac{\Delta h}{\Delta z} \gamma_w \right) \Delta z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(D) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(C) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

$$(F) \quad \sigma_{v0} = \sigma_{v0}(E) + \gamma \cdot \Delta z$$

$$u_0 = u_0(E) + \gamma_w \cdot \Delta z$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

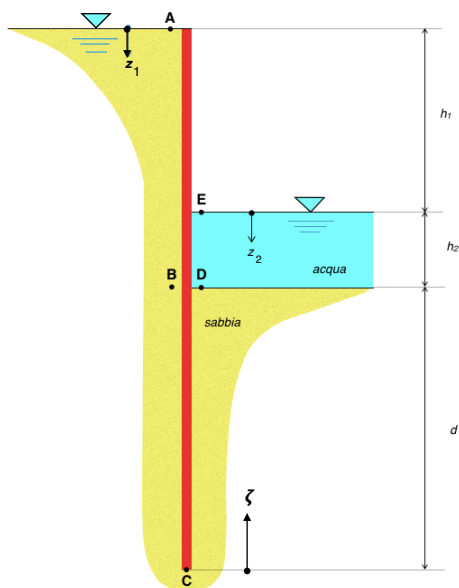
$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$$

Esercizio 2

Nelle figure sono riportate le sezioni di uno scavo, sostenuto da una paratia, in presenza di tre diversi profili stratigrafici. Nell'ipotesi di filtrazione stazionaria monodimensionale, diagrammare l'andamento della quota piezometrica nei vari punti. Attribuire un significato fisico alla pendenza del diagramma così ottenuto e stabilire, attraverso la semplice analisi di tale diagramma, se sussistono condizioni critiche per la stabilità dello scavo.

• caso (a)



Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h_A - h_E = (d + h_2 + h_1) - (h_2 + d) = h_1$$

$$i_s = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_1}{h_1 + h_2 + d + d} = \frac{h_1}{h_1 + h_2 + 2d}$$

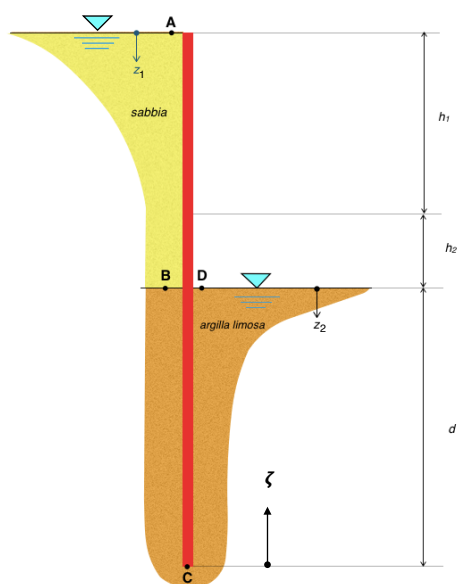
Quota piezometrica

$$h = \zeta + \frac{u_0}{\gamma_w}$$

Tra A ed E si verifica un moto di filtrazione con una perdita di carico costante. In particolare tra A e C il moto di filtrazione è diretto dall'alto verso il basso, tra C ed E esso è diretto dal basso verso l'alto.

<p>(A) $u_0 = 0$</p>	$\Rightarrow h_A = \zeta_A + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$
<p>(B) $u_0 = (\gamma_w - i_s \cdot \gamma_w) z_1 = \left(\gamma_w - \frac{h_1}{h_1 + h_2 + 2d} \gamma_w \right) (h_1 + h_2)$</p>	$\Rightarrow h_B = \zeta_B + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + \frac{(h_2 + 2d)(h_1 + h_2)}{h_1 + h_2 + 2d}$
<p>(C_{sx}) $u_0 = (\gamma_w - i_s \cdot \gamma_w) z_1 = \left(\gamma_w - \frac{h_1}{h_1 + h_2 + 2d} \gamma_w \right) (h_1 + h_2 + d)$</p>	$\Rightarrow h_C = \zeta_C + \frac{u_0}{\gamma_w} = \frac{(h_2 + 2d)(h_1 + h_2 + d)}{h_1 + h_2 + 2d}$
<p>(C_{dx}) $u_0 = u_0(D) + (\gamma_w + i_s \cdot \gamma_w) \Delta z = \gamma_w \cdot h_2 + \left(\gamma_w + \frac{h_1}{h_1 + h_2 + 2d} \gamma_w \right) \cdot d$</p>	$\Rightarrow h_D = \zeta_D + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_2$
<p>(E) $u_0 = 0$</p>	$\Rightarrow h_E = \zeta_E + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_2$

• caso (b)



Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h_A - h_D = (d + h_2 + h_1) - d = h_1 + h_2$$

$$h_A = h_B$$

Consideriamo i due strati di sabbia e argilla limosa, e applichiamo la *Legge di Darcy*:

$$v_s = k_s \cdot i_s = v_a = k_a \cdot i_a$$

$$k_s \cdot i_s = k_a \cdot i_a \Rightarrow i_s = \frac{k_a}{k_s} i_a$$

$$\left. \begin{array}{l} k_a \approx 10^{-9} \\ k_s \approx 10^{-4} \end{array} \right\} \Rightarrow i_s = 10^{-5} \cdot i_a$$

i_s è di diversi ordini di grandezza più piccolo rispetto i_a , quindi le perdite di carico nello strato di sabbia sono quasi nulle dunque possono essere trascurate. Quindi tra A e B non si ha perdita di carico, mentre da B a D si, dunque si ha un moto di filtrazione diretto dall'alto verso il basso tra B e C e dal basso verso l'alto tra C e D. Inoltre poichè siamo in presenza di un'argilla omogenea, la conducibilità idraulica tra i punti B, C e D è lineare:

$$i_a = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_1 + h_2}{d + d} = \frac{h_1 + h_2}{2d}$$

(A) $u_0 = 0$

$$\Rightarrow h_A = \zeta_A + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$$

(B) $u_0 = \gamma_w z_1 = \gamma_w (h_1 + h_2)$

$$\Rightarrow h_B = \zeta_B + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$$

(C) $u_0 = u_0(B) + (\gamma_w - i_a \cdot \gamma_w) \Delta z =$

$$= (\gamma_w + i_a \cdot \gamma_w) z_2 = \left(\gamma_w + \frac{h_1 + h_2}{2d} \gamma_w \right) \cdot d$$

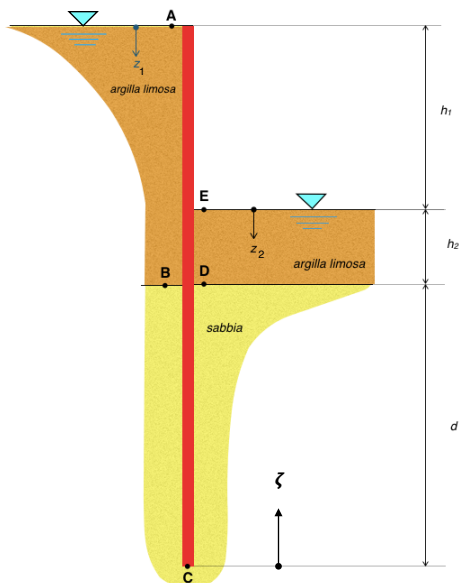
$$\Rightarrow h_C = \zeta_C + \frac{u_0}{\gamma_w} = \frac{(2d + h_1 + h_2) \cdot d}{2d}$$

(D) $u_0 = 0$

$$\Rightarrow h_D = \zeta_D + \frac{u_0}{\gamma_w} = d$$

26

• caso (c)



Differenza di quota piezometrica

$$\Delta h = h_A - h_E = (d + h_2 + h_1) - (h_2 + d) = h_1$$

$$i_a = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_1}{h_2}$$

Quota piezometrica

$$h = \zeta + \frac{u_0}{\gamma_w}$$

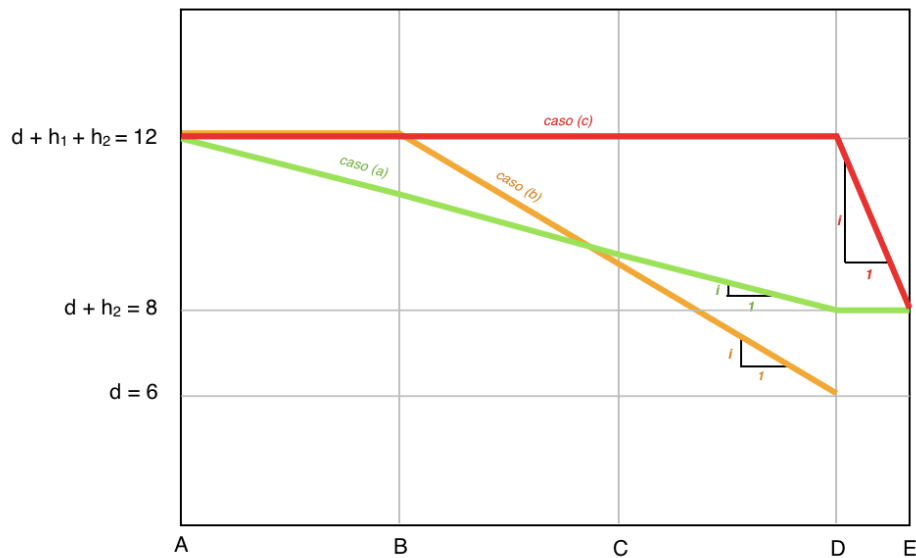
Come visto in precedenza, i_s è di diversi ordini di grandezza più piccolo rispetto ad i_a quindi la perdita di carico si ha soltanto nel tratto di argilla. Tra A e B, così come tra B e D non si ha nessun moto di filtrazione poichè non vi è alcuna perdita di carico. Il tratto tra D ed E rappresenta il dominio di filtrazione all'interno del quale avviene un moto di filtrazione diretto dal basso verso l'alto.

(A) $u_0 = 0$	$\Rightarrow h_A = \zeta_A + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$
(B) $u_0 = \gamma_w z_1 = \gamma_w (h_1 + h_2)$	$\Rightarrow h_B = \zeta_B + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$
(C) $u_0 = \gamma_w z_1 = \gamma_w (h_1 + h_2 + d)$	$\Rightarrow h_C = \zeta_C + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$
(D) $u_0 = \gamma_w z_1 = \gamma_w (h_1 + h_2)$	$\Rightarrow h_D = \zeta_D + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_1 + h_2$
(E) $u_0 = 0$	$\Rightarrow h_E = \zeta_E + \frac{u_0}{\gamma_w} = d + h_2$

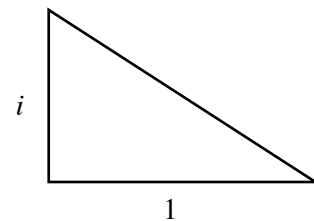
Considerando un gradiente idraulico critico pari a 1 $\Rightarrow i_c = 1$

ricaviamo il fattore di sicurezza F_S

$$F_S = \frac{i_c}{i_s} = 1 \cdot \frac{h_2}{h_1}$$



Da un punto di vista fisico la pendenza delle curve ci indica in quali strati avviene una perdita di carico idraulico e con che entità. Inoltre, la pendenza è un indice di sicurezza: maggiore sarà, minore risulterà essere la sicurezza poichè minore sarà la stabilità dell'opera.



Infatti, considerando un gradiente idraulico critico i_c pari ad 1, il triangolo associato alla pendenza della curva (costruito come sopra) suggerisce l'esistenza di condizioni critiche per la stabilità per pendenze elevate, ovvero quando:

$$i > i_c$$

per cui il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto: $F_s = \frac{i_c}{i}$

Le tre problematiche esaminate, presentano (nell'ordine in cui sono state presentate) condizioni critiche crescenti per la sicurezza e stabilità dello scavo.

30

Se si praticasse un foro nel punto A, si genererebbe un pressione di acqua interstiziale U che agisce normalmente all'area di impronta bagnata

$$U = A \cdot h_m \cdot \cos(10^\circ) \cdot \gamma_w$$

Applicando il principio delle tensioni efficaci

$$N' = N - U$$

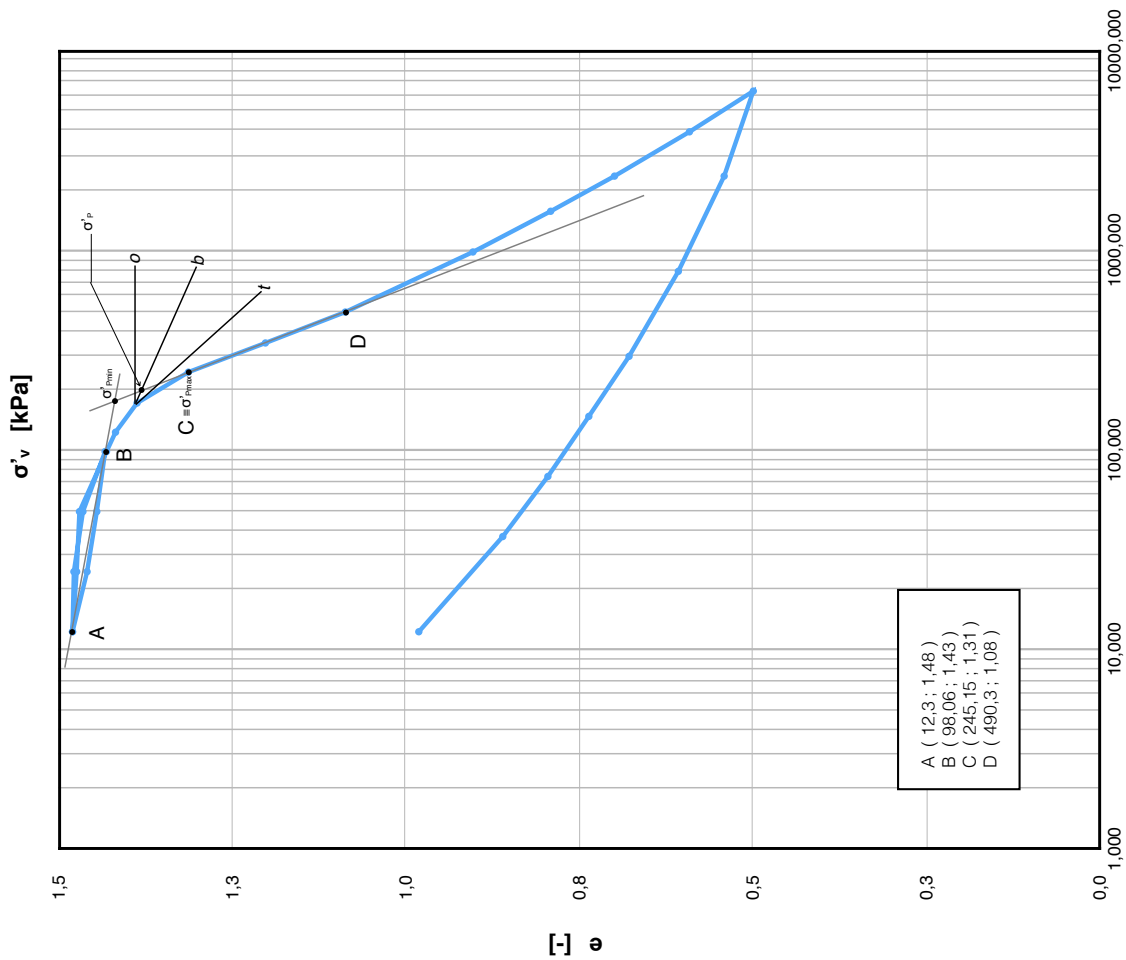
e quindi la forza di attrito diventa

$$T_R = N' \cdot \mu = (N - U) \cdot \tan(15^\circ) = [W \cos(10^\circ) - W \cos(10^\circ)] \cdot \tan(15^\circ) = 0$$

Dunque praticando il foro la forza di attrito si annulla sul piano di scivolamento poichè si annullano le tensioni efficaci.

$$\left[\frac{\text{kPa}}{\text{cm}^2} = 98,06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

σ'_v [kg/cm ²]	σ'_v [kPa]	e [-]
0,125	12,258	1,480
0,25	24,515	1,478
0,5	49,030	1,465
1	98,060	1,433
0,5	49,030	1,445
0,25	24,515	1,459
0,125	12,258	1,480
0,25	24,515	1,474
0,5	49,030	1,470
1	98,060	1,431
1,25	122,575	1,418
1,75	171,605	1,387
2,5	245,150	1,313
3,5	343,210	1,202
5	490,300	1,087
10	980,600	0,903
16	1568,960	0,791
24	2353,440	0,699
40	3922,400	0,591
64	6275,840	0,499
24	2353,440	0,541
8	784,480	0,607
3	294,180	0,678
1,5	147,090	0,736
0,75	73,545	0,795
0,375	36,773	0,860
0,125	12,258	0,981

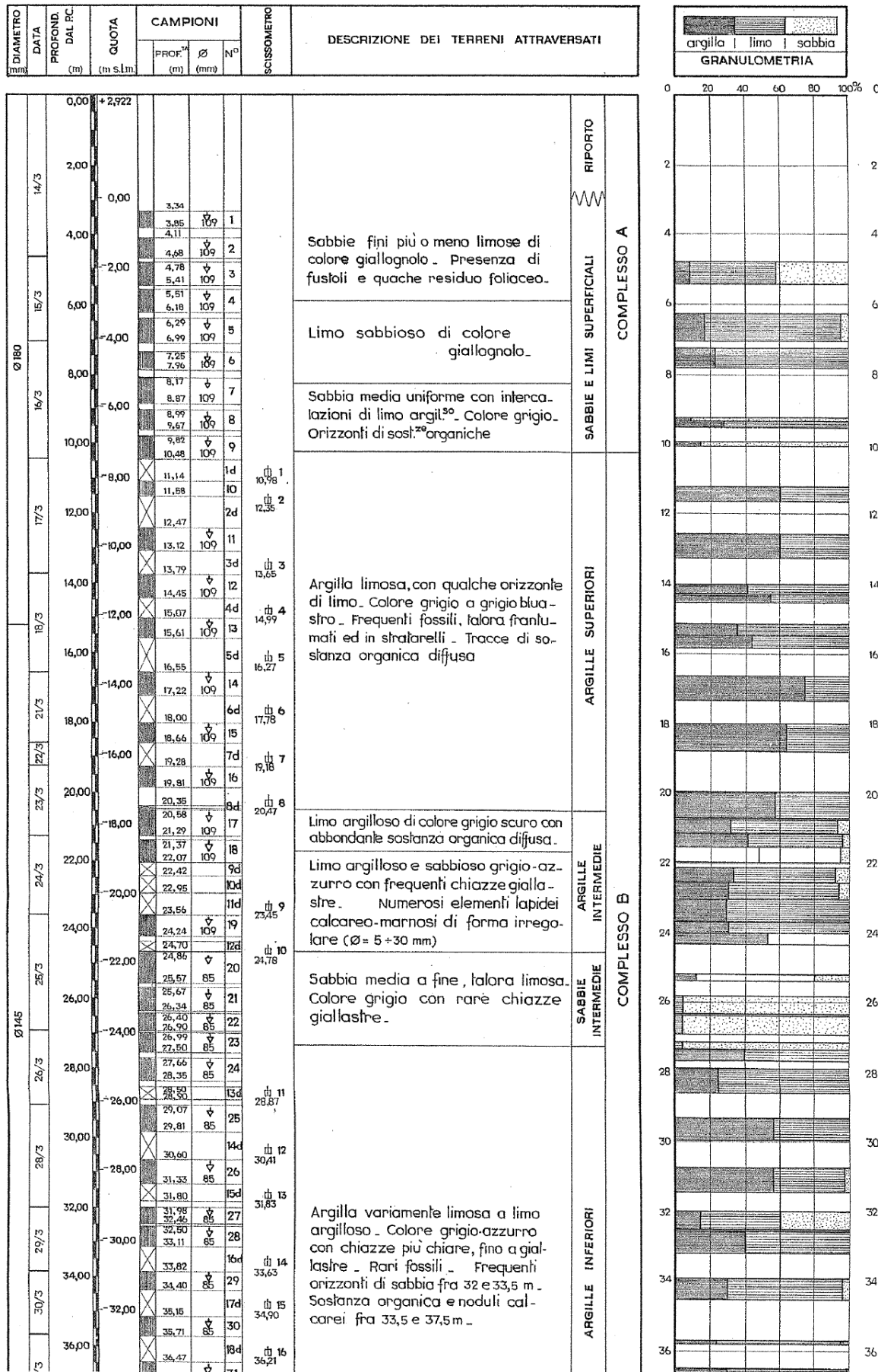


Determinazione della tensione di sovraconsolidazione σ'_p con riferimento ai dati di una prova edometrica eseguita su un campione dell'argilla di Pisa, prelevato a 13 m di profondità, attraverso la procedura di Casagrande.

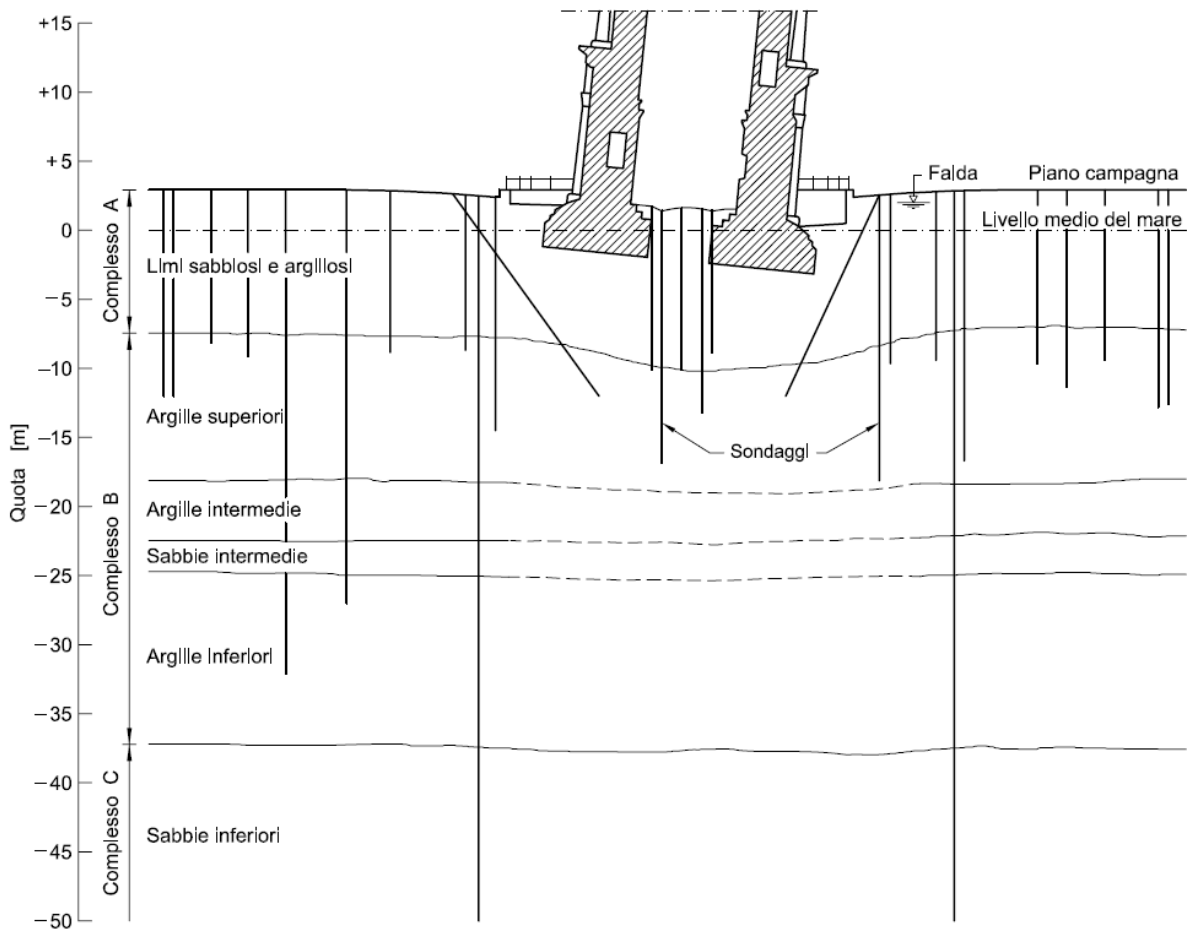
Il valore della tensione di sovraconsolidazione così ottenuto è:

$$\sigma'_p \approx 200 \text{ kPa}$$

• Risultati del sondaggio



• Sezione stratigrafica N-S (Commissione Polvani, 1972)



Peculiarità del profilo stratigrafico:

il complesso C è costituito da sabbie marine. Al di sopra di esso si colloca il complesso B costituito da argille marine. Infine troviamo il complesso A costituito da sedimenti di estuario che presentano grande variabilità anche a distanze relativamente modeste.

Condizioni di falda:

L'acquifero freatico superiore è caratterizzato da un livello piezometrico che mediamente si colloca a quota +1,80 m s.l.m., mentre il livello piezometrico nell'acquifero inferiore si colloca a quota -1,50 m s.l.m. Lo strato argilloso è dunque compreso tra due acquiferi con differenti livelli piezometrici (schematizzazione in figura alla pagina successiva). Ciò implica una filtrazione diretto dall'alto verso il basso.

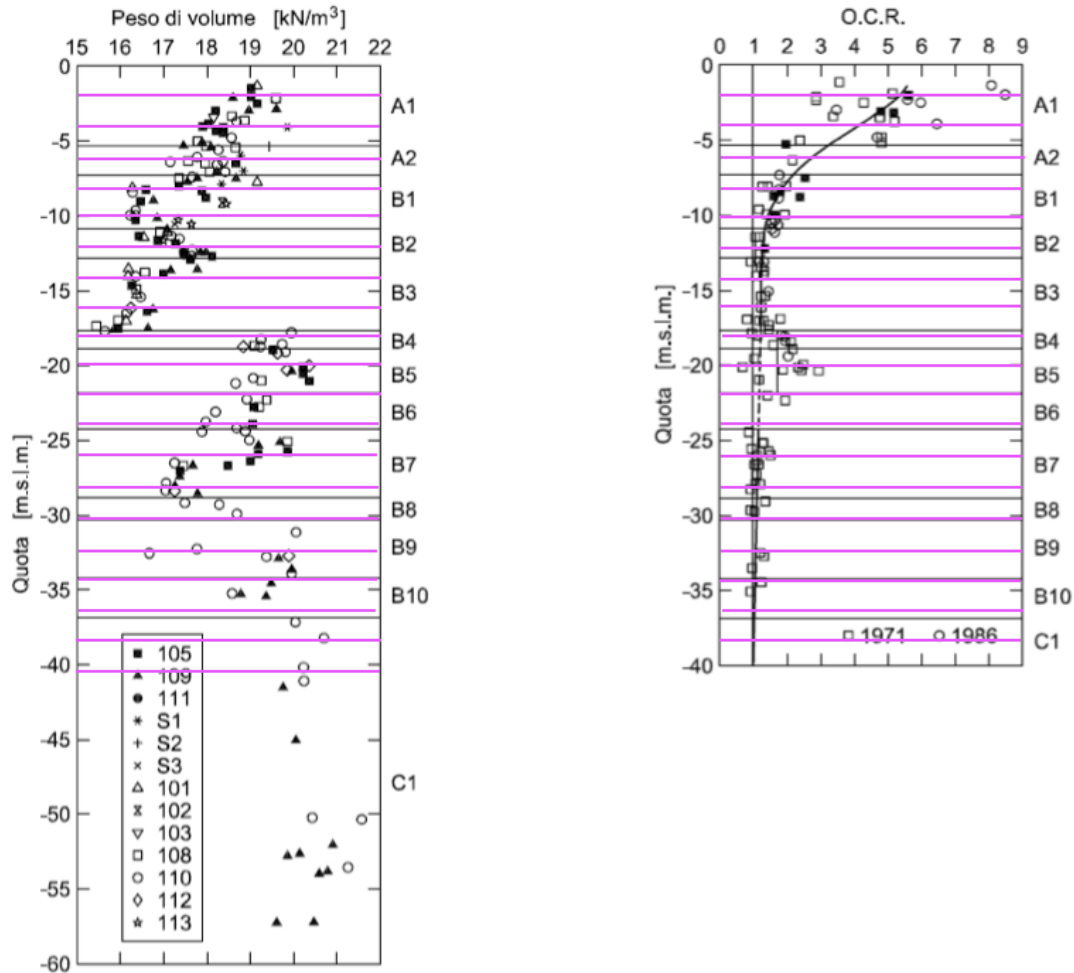


Tabella parametri di compressibilità

Strato	$z_i - D$ (m)	$\sigma'_z(z)$ (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	OCR (-)	σ'_p (kPa)	e_0 (-)	C_c (-)	C_r (-)	E_{cd} (MPa)
A1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A1	1,20	47,25	417,24	4	189,00	0,8	0,35	0,035	-
A1	3,90	71,80	396,76	2,5	179,50	1,0	0,35	0,035	-
A2	6,40	93,82	349,37	2	187,64	-	-	-	16
B1	8,20	97,56	307,14	2,5	243,90	1,6	0,95	0,16	-
B1	9,95	124,35	266,38	2	248,70	1,6	0,95	0,16	-
B2	11,90	141,59	225,25	1,3	184,07	1,4	0,80	0,13	-
B3	13,90	158,56	189,34	1,2	190,27	1,5	0,80	0,18	-
B3	16,35	178,16	153,81	1,2	213,79	1,5	0,70	0,13	-
B4	18,40	196,34	130,21	2	392,68	0,6	0,25	0,065	-
B5	20,50	220,07	110,68	2,5	550,18	0,7	0,3	0,060	-
B6	23,20	249,60	90,94	1	249,60	-	-	-	60
B7	25,40	272,05	78,28	1	272,05	1,2	0,70	0,10	-
B7	27,70	295,01	67,53	1	295,01	1,2	0,70	0,10	-
B8	29,70	315,32	59,81	1	315,32	0,9	0,35	0,08	-
B9	31,40	333,15	54,20	1	333,15	0,9	0,35	0,08	-
B9	33,40	353,91	48,52	1	353,91	0,7	0,35	0,08	-
B10	35,70	378,02	43,00	1	378,02	0,8	0,35	0,08	-

z [m]	z _i	γ _w [kN/m³]	γ [kN/m³]	I [%]	OCR [%]	σ _{vo} [kPa]	u _e [kPa]	σ' _{vo} [kPa]	σ' _v [kPa]	σ _h [kPa]	Δσ _v [kPa]	Δσ _v ' [kPa]	e ₀ [-]	C _c [-]	C _u [-]	E _{ed} [MPa]	ΔH [cm]	
3,00	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,80	0,00	9,81	18,00	-	-	21,60	0,00	21,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,00	1,80	9,81	18,00	-	-	54,00	17,66	36,34	-	417,43	-	-	-	-	-	-	-	-
-1,00	2,80	9,81	18,00	-	4,50	72,00	27,47	44,53	200,39	417,43	416,99	461,52	0,80	0,35	0,035	-	16,63	
-1,50	3,30	9,81	18,00	-	-	81,00	32,37	48,63	-	417,43	415,98	464,60	-	-	-	-	-	-
-2,00	3,80	9,81	19,00	-	-	90,50	37,28	53,22	-	417,43	414,07	467,29	-	-	-	-	-	-
-3,00	4,80	9,81	19,20	-	4,00	109,70	47,09	62,61	250,45	417,43	406,90	469,51	1,00	0,35	0,035	-	11,66	
-4,00	5,80	9,81	18,10	-	-	127,80	56,90	70,90	-	417,43	394,78	465,69	-	-	-	-	-	-
-5,00	6,80	9,81	18,30	-	2,50	146,10	66,71	79,39	198,48	417,43	378,06	457,45	1,00	0,35	0,035	-	14,08	
-6,00	7,80	9,81	18,00	-	-	164,10	76,52	87,58	-	417,43	357,74	445,32	-	-	-	-	-	-
-7,00	8,80	9,81	18,20	-	2,30	182,30	86,33	95,97	220,74	417,43	335,13	431,10	-	-	-	16,00	4,19	
-7,40	9,20	9,81	18,20	0,1	-	189,58	90,25	99,33	-	417,43	325,73	425,06	-	-	-	-	-	-
-8,00	-	9,81	16,50	0,1	-	206,08	98,97	107,11	-	417,43	311,48	418,59	-	-	-	-	-	-
-9,00	-	9,81	17,40	0,1	2,00	223,48	104,20	119,28	238,56	417,43	287,82	407,10	1,60	0,95	0,160	-	20,67	
-10,00	-	9,81	16,60	0,1	-	240,08	112,91	127,17	-	417,43	264,90	392,06	-	-	-	-	-	-
-11,00	-	9,81	17,40	0,1	1,30	257,48	121,63	135,85	176,60	417,43	243,20	379,05	1,40	0,80	0,130	-	23,35	
-12,00	-	9,81	17,40	0,1	-	274,88	130,35	144,53	-	417,43	223,00	367,53	-	-	-	-	-	-
-13,00	-	9,81	17,40	0,1	1,20	292,28	139,06	153,22	183,88	417,43	204,42	357,63	1,50	0,80	0,180	-	19,63	
-14,00	-	9,81	16,50	0,1	-	308,78	147,78	161,00	-	417,43	187,46	348,46	-	-	-	-	-	-
-15,00	-	9,81	16,80	0,1	1,20	325,58	156,50	169,08	202,90	417,43	172,06	341,15	1,50	0,80	0,180	-	15,58	
-16,00	-	9,81	16,50	0,1	-	342,08	165,21	176,87	-	417,43	158,14	335,01	-	-	-	-	-	-
-17,00	-	9,81	16,60	0,1	1,20	358,68	173,93	184,75	221,70	417,43	145,58	330,33	1,50	0,70	0,130	-	10,52	
-18,00	-	9,81	16,00	0,1	-	374,68	182,64	192,04	-	417,43	134,24	326,28	-	-	-	-	-	-
-19,00	-	9,81	19,80	0,1	1,30	394,48	191,36	203,12	264,05	417,43	124,02	327,14	0,60	0,25	0,065	-	3,83	
-20,00	-	9,81	20,50	0,1	-	414,98	200,08	214,90	-	417,43	114,80	323,70	-	-	-	-	-	-
-21,00	-	9,81	20,20	0,1	1,20	435,18	208,79	226,39	271,66	417,43	106,47	332,85	0,70	0,30	0,060	-	3,67	
-22,00	-	9,81	20,10	0,1	-	455,28	217,51	237,77	-	417,43	96,93	336,70	-	-	-	60,00	0,31	
-23,00	-	9,81	19,00	0,1	1,50	474,28	226,23	248,05	372,08	417,43	92,11	340,16	-	-	-	-	-	-
-24,00	-	9,81	19,10	0,1	-	493,38	234,94	258,44	-	417,43	85,91	344,35	-	-	-	-	-	-
-25,00	-	9,81	19,30	0,1	1,10	512,68	243,66	269,02	295,92	417,43	80,28	349,30	1,20	0,70	0,100	-	4,96	
-26,00	-	9,81	19,00	0,1	-	531,68	252,38	279,30	-	417,43	75,16	354,46	-	-	-	-	-	-
-27,00	-	9,81	18,00	0,1	1,00	549,68	261,09	288,59	288,59	417,43	70,48	359,06	1,20	0,70	0,100	-	6,04	
-28,00	-	9,81	18,00	0,1	-	567,68	269,81	297,87	-	417,43	66,20	364,07	-	-	-	-	-	-
-29,00	-	9,81	18,40	0,1	1,00	586,08	278,52	307,56	307,56	417,43	62,28	369,83	0,90	0,35	0,060	-	2,95	
-30,00	-	9,81	18,60	0,1	-	604,68	287,24	317,44	-	417,43	58,68	376,12	-	-	-	-	-	-
-31,00	-	9,81	20,20	0,1	1,00	624,88	295,96	328,92	328,92	417,43	55,38	384,30	0,90	0,35	0,060	-	2,49	
-32,00	-	9,81	18,20	0,1	-	643,08	304,67	338,41	-	417,43	52,33	390,74	-	-	-	-	-	-
-33,00	-	9,81	19,20	0,1	1,00	662,28	313,39	348,89	348,89	417,43	49,52	398,41	0,70	0,35	0,060	-	2,37	
-34,00	-	9,81	20,50	0,1	-	682,78	322,11	360,67	-	417,43	46,92	407,60	-	-	-	-	-	-
-35,00	-	9,81	19,50	0,1	1,00	702,28	330,82	371,46	371,46	417,43	44,52	415,98	0,80	0,35	0,060	-	1,91	
-36,00	-	9,81	20,00	0,1	-	722,28	339,54	382,74	-	417,43	42,29	425,03	-	-	-	-	-	-
-37,00	-	9,81	19,20	0,1	1,00	741,48	348,26	393,23	393,23	417,43	40,22	433,44	0,80	0,35	0,060	-	1,64	
																		CEMENTO TOTALE 166,49

ESERCITAZIONE N°5

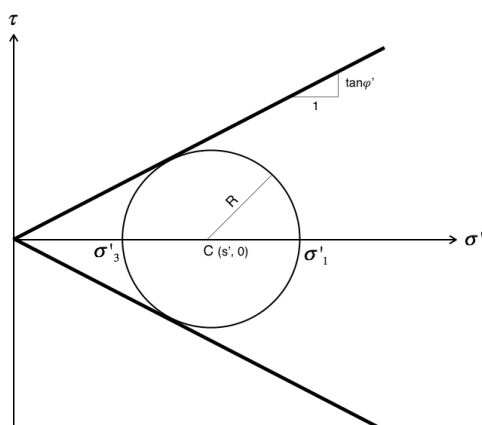
Esercizio 1

Descrivere il criterio di rottura di Coulomb. Utilizzando i dati delle prove triassiali riportati in tabella determinare l'involuppo di rottura sul piano degli invarianti (p' , q) e i relativi parametri di resistenza al taglio. Determinare il cerchio di Mohr corrispondente a ciascuna coppia (p' , q) e tracciare l'involuppo di rottura sul piano di Mohr (σ' , τ).

Prova	p' [kPa]	q [kPa]
1	150	146
2	200	195
3	256	250
4	285	280
5	400	390
6	600	588

*Risultati di prove
triassiali drenate CID*

Criterio di rottura di Coulomb:



$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$$R = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = s' \cdot \tan \varphi'$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Il termine rottura, applicato ad un mezzo granulare, assume il significato di scorrimento relativo su una qualsiasi superficie interna, quando il rapporto τ/σ' raggiunge un valore critico. Per questo motivo, nei terreni si parla di resistenza al taglio. L'espressione del valore critico tra tensione tangenziale e tensione normale efficace è espressa dal criterio di rottura di Coulomb:

$$|\tau| = \mu \cdot \sigma'$$

Questa formula nel piano di Mohr (σ' , τ) individua due rette che involuppano gli stati tensionali fisicamente possibili e, poichè lo stato di sforzo in un punto è rappresentato dal cerchio di Mohr, la condizione di rottura è raggiunta se il cerchio risulta tangente alle due rette. L'obliquità del vettore sforzo è rappresentata dall'angolo φ' detto angolo di resistenza al taglio. Assegnando alla costante di proporzionalità il valore $\mu = \tan \varphi'$ si ha:

$$|\tau| = \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

Se linearizzato nell'ambito dell'intervallo tensionale di interesse, l'involuppo di picco può essere rappresentato dall'espressione più generale del criterio di Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

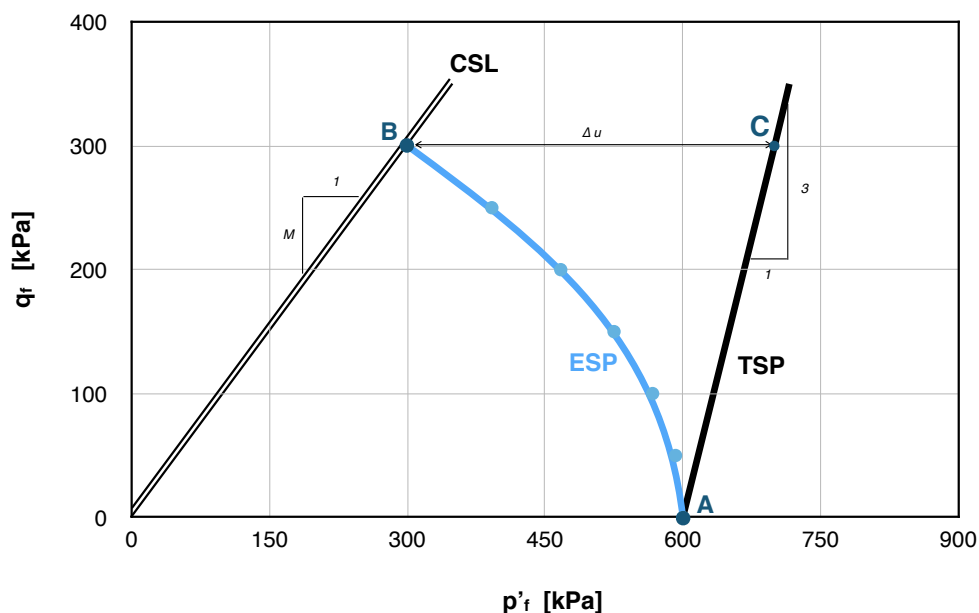
essa dice che affinché possa prodursi la rottura, la tensione tangenziale deve superare un contributo attritivo ($\sigma' \cdot \tan \varphi'$) e un contributo che esprime la resistenza in assenza di tensioni efficaci normali (c'). c' è l'intercetta che individua geometricamente la posizione dell'involuppo di rottura linearizzato.

Esercizio 2

La tabella riporta i dati di una prova triassiale CIU (consolidata isotropicamente, non drenata). Sapendo che la fase di rottura è stata eseguita incrementando la tensione assiale, si chiede di tracciare il percorso delle sollecitazioni totali ed efficaci. Determinare il valore della sovrappressione interstiziale all'istante di rottura. Chiarire come debba essere interpretata la prova per ottenere la resistenza non drenata e fornire una stima del grado di sovraconsolidazione coerente con il risultato ottenuto.

Incrementi di carico	p'_f [kPa]	q_f [kPa]
1	600	0
2	592	50
3	567	100
4	525	150
5	467	200
6	392	250
7	300	300

Risultati della
prova triassiale CIU



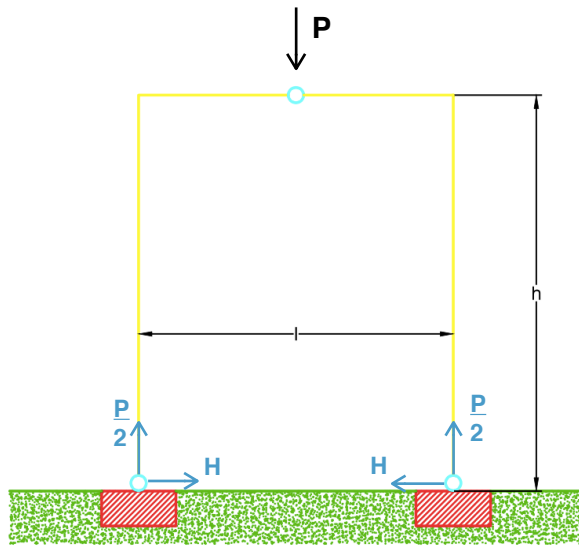
- A (600 ; 0) ⇒ condizione iniziale
B (300 ; 300) ⇒ condizione di rottura

La prova è una prova triassiale CIU (consolidata isotropicamente, non drenata) che prevede una prima fase di consolidazione ed una seconda fase nel corso della quale lo sforzo deviatorico è applicato mantenendo il drenaggio chiuso. Poiché le condizioni di prova prevedono un progressivo aumento del carico assiale con pressione in cella costante, il percorso di sollecitazione totale (*TSP*) è caratterizzato da un gradiente pari a $\Delta q / \Delta p' = 3$. L'assenza di variazione di volume, imposta al provino con la chiusura del drenaggio, costituisce un vincolo cinematico al quale corrisponde, come reazione, l'insorgere di una sovrappressione interstiziale Δu positiva. Quindi i percorsi di carico totale (*TSP*) ed efficace (*ESP*) risultano distinti e distanti tra loro in direzione orizzontale, di una quantità pari alla sovrappressione interstiziale.

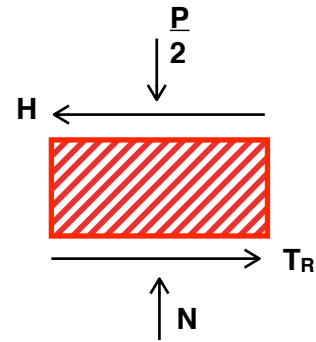
Esercizio 3

Con riferimento al portale soggetto al carico verticale P , si chiede di determinare l'espressione del coefficiente di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa del plinto di fondazione. Supponendo di caratterizzare l'interfaccia plinto-terreno con un coefficiente di attrito $\mu = \tan \delta = \tan (0.9 \cdot \varphi'_{cv}) = 0.5$, si chiede di determinare l'andamento del coefficiente di sicurezza al variare del rapporto l/h .

Con riferimento al portale soggetto alla forza orizzontale F , determinare il peso del plinto di fondazione in modo da avere un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 nei confronti del sollevamento. Stabilire per quale valore dell'interasse ($l/2$) tra i pilastri tale peso può considerarsi sufficientemente a garantire un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello scorrimento sul piano di posa assumendo sempre $\mu = 0.5$



Considerando il plinto di fondazione



$$H \cdot h = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow H = \frac{P}{4} \cdot \frac{l}{h} \quad (\text{reazioni che il vincolo esercita})$$

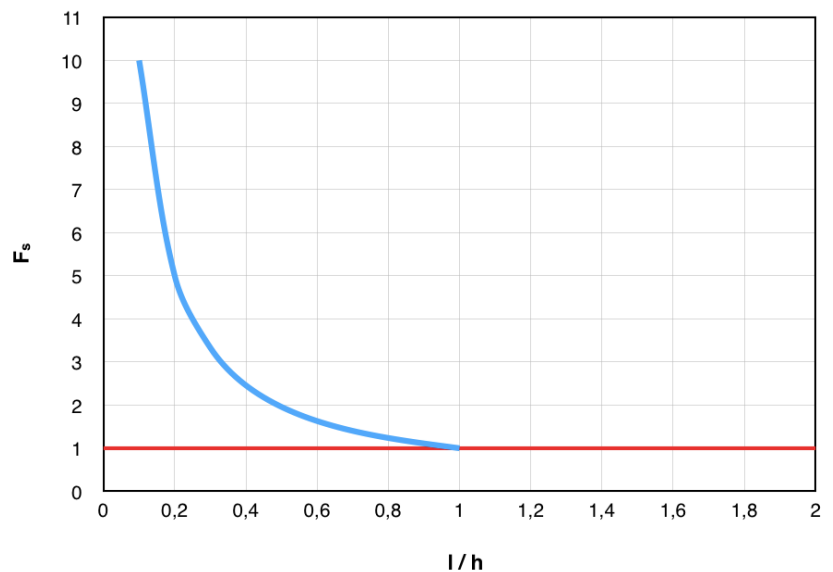
Resistenza allo scorrimento

$$T_R = N \cdot \mu = \frac{P}{2} \cdot 0,5 = \frac{P}{4}$$

Fattore di sicurezza F_s

$$F_s = \frac{T_R}{H} = \frac{h}{l} = \frac{1}{l/h}$$

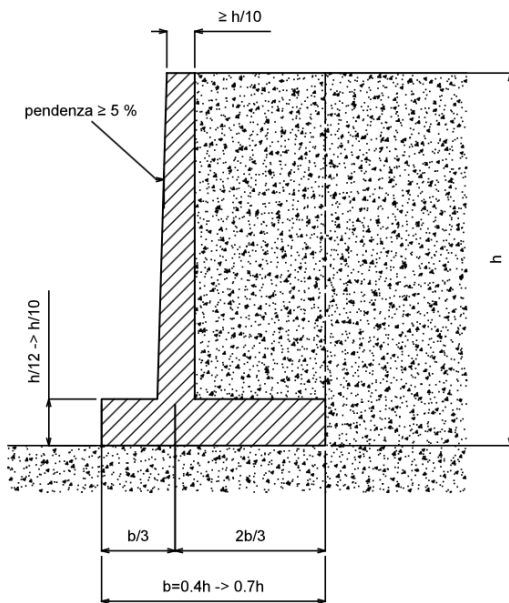
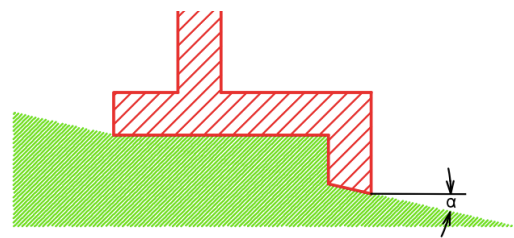
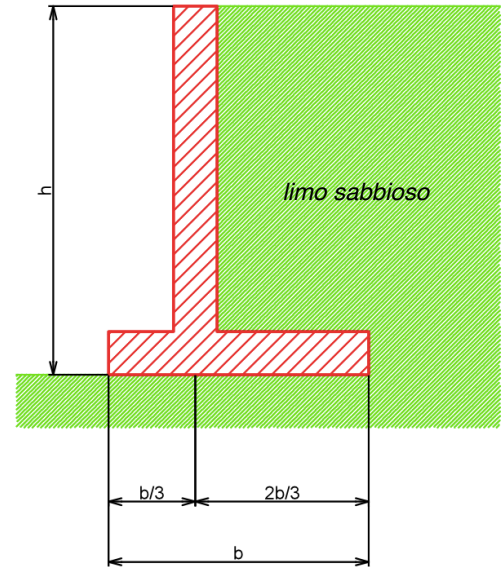
N.B.: per $F_s=1$ si ha incipiente scorrimento



ESERCITAZIONE N°6

Esercizio 1

Con riferimento alla sezione di scavo illustrata in figura di altezza $h = 4\text{ m}$, effettuare il predimensionamento del muro a mensola. Determinare quindi il valore della spinta attiva, utilizzando la teoria di Rankine, con i seguenti parametri $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ e $\varphi' = 32^\circ$. Determinare graficamente intensità e direzione della risultante di tutte le forze e l'ascissa del punto in cui la sua retta d'azione interseca il piano d'appoggio della fondazione. Eseguire la verifica allo scorrimento e al ribaltamento assumendo $\delta = 0.9 \cdot \varphi'$. Calcolare le tensioni normali di contatto, nell'ipotesi di variazione lineare delle stesse. Mostrare come varia il coefficiente di sicurezza allo scorrimento al variare dell'inclinazione del piano di posa.



Spessore mensola

$$s_m \cong \frac{1}{10} h = \frac{1}{10} 4 = 0,4\text{ m}$$

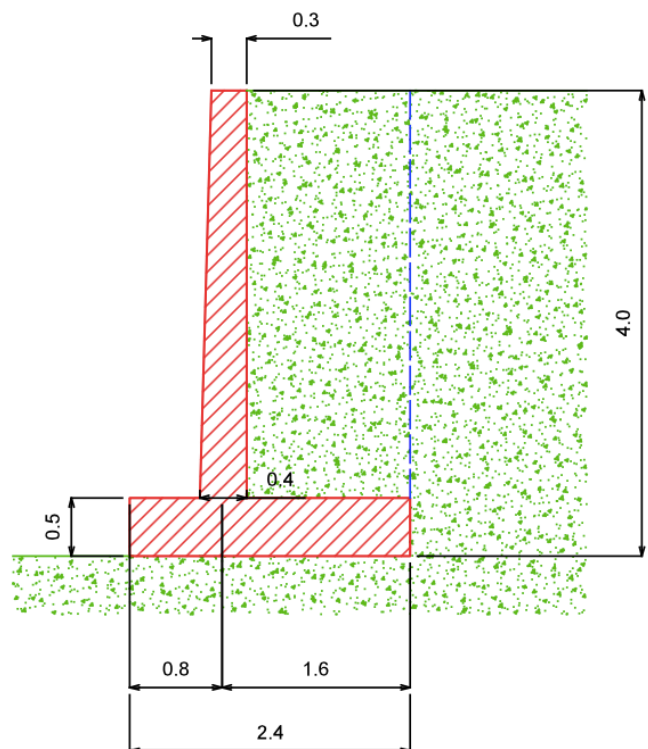
Spessore fondazione

$$s_f \cong s_m + 0,1 = 0,4 + 0,1 = 0,5\text{ m}$$

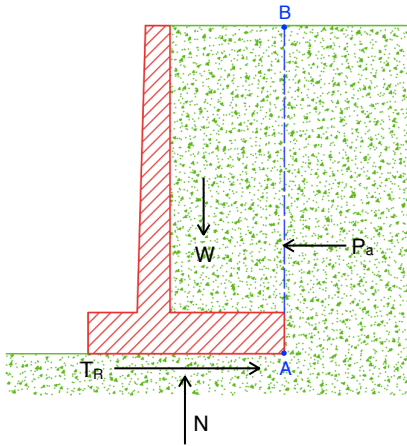
Base della fondazione

(varia a seconda della natura del terreno)

$$b \cong 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 4 = 2,4\text{ m}$$



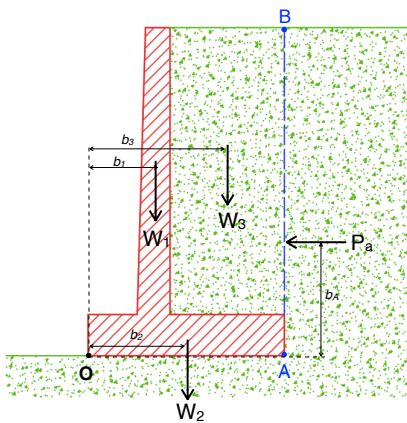
Verifica allo scorrimento secondo l'approccio tradizionale assunto $\delta = 0.9 \cdot \varphi' = 28.8^\circ$



$$F_S = \frac{T_R}{P_H} = \frac{W \cdot \tan \delta}{P_A} \geq 1.5$$

$$F_S = \frac{163 \cdot \tan(28.8)}{48} = 1.86 \geq 1.5$$

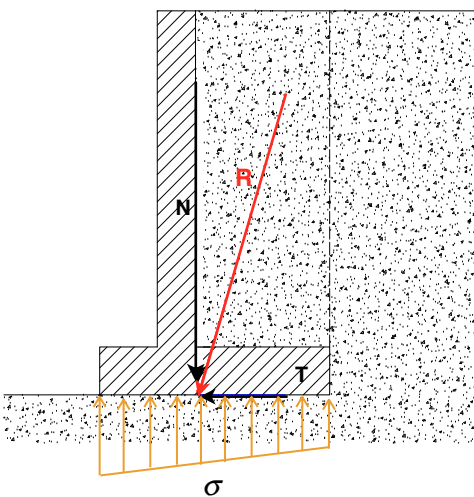
Verifica al ribaltamento secondo l'approccio tradizionale



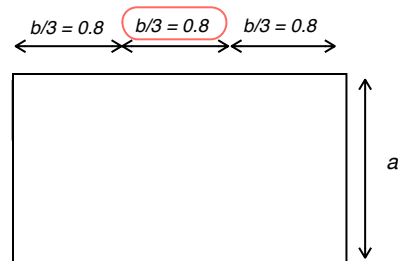
$$F_S = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$F_S = \frac{W_1 \cdot b_1 + W_2 \cdot b_2 + W_3 \cdot b_3}{P_A \cdot b_A} = \frac{35 \cdot 0.8 + 30 \cdot 1.2 + 98 \cdot 1.7}{48 \cdot \frac{4}{3}} = 3.6 \geq 1.5$$

Calcolo delle tensioni normali di contatto

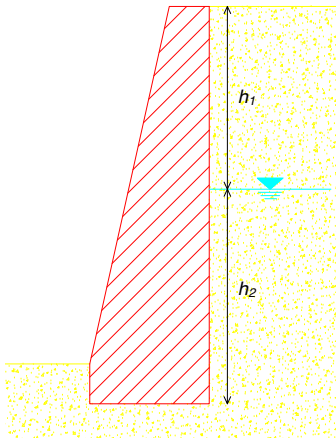


NOCCILO CENTRALE DI INERZIA



La base della fondazione misura $b = 2.4$ m. La componente normale della risultante R è applicata nell'ascissa $x = 1$ m (quindi ricadente nel nocciolo centrale di inerzia) e la distribuzione delle tensioni di contatto risulta così essere:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6M}{b^2 a}$$



Peso del cuneo

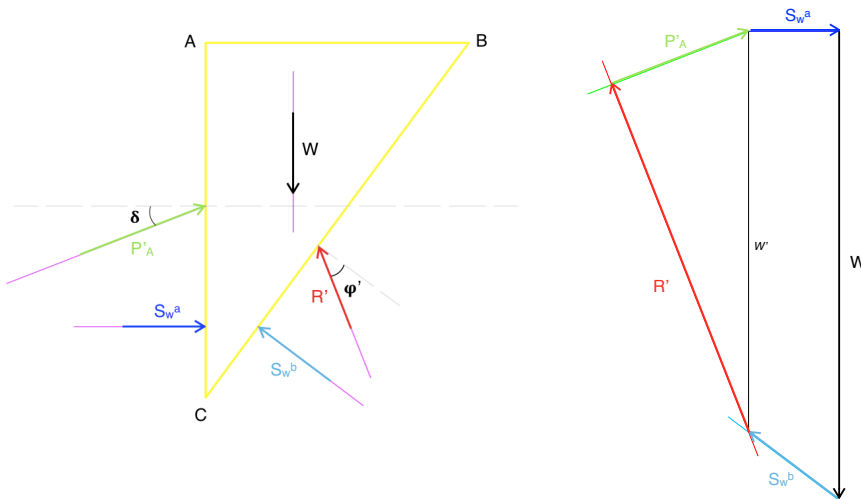
$$W = \frac{AB \cdot h}{2} \cdot \gamma = \frac{3,75 \cdot 5}{2} \cdot 20 = 185 \text{ kN / m}$$

Spinta attiva dovuta all'acqua

$$S_w^a = \frac{1}{2} \gamma_w h_2^2 = \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 2,7^2 = 35,76$$

$$P_A = P'_A + S_w^a$$

Nota W e noto S_w^a , imponendo la condizione che il poligono delle forze deve essere chiuso si ricavano il modulo di P'_A e quindi successivamente si determina la spinta attiva come somma algebrica di P'_A e S_w^a .

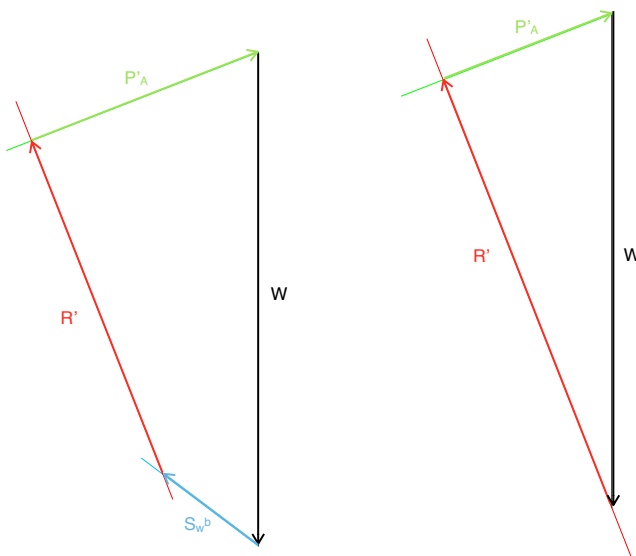


Si ottiene

$$P'_A = 59 \text{ kN / m}$$

$$P_A = P'_A + S_w^a = 94.76 \text{ kN / m}$$

Casi particolari per $S_w^a = 0$, e per $S_w^a = 0$ ed $S_w^b = 0$



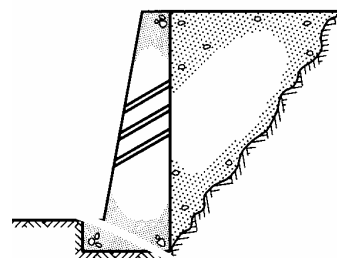
Nel primo caso

$$P'_A \equiv P_A = 91 \text{ kN / m}$$

Nel secondo caso

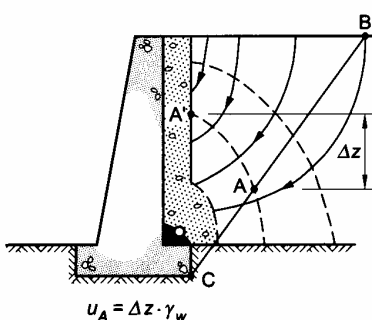
$$P'_A \equiv P_A = 68 \text{ kN / m}$$

Lo scopo di un sistema di drenaggio è quello di evitare che sull'opera possano prodursi spinte di elevata intensità, e per questo obiettivo, sono possibili diverse soluzioni, volte a ridurre l'effetto di ristagno e accumulo delle acque a ridosso dell'opera e a prevenire gli effetti legati all'azione del gelo. In presenza di precipitazioni, il terrapieno tende a saturarsi, con conseguente aumento del peso di volume, e la pressione dell'acqua influenza la stabilità dell'opera. Per eliminare l'acqua di infiltrazione vengono predisposti **fori di scarico** nel corpo del muro e drenaggi nel terrapieno. I primi sono costituiti da tua diametro di 10 cm interasse (orizzontale e verticale) di 1.50 m, muniti di un filtro che ne impedisca l'occlusione. Questo modo di procedere presenta però l'inconveniente che l'acqua che esce dei dubbi si infiltra nel terreno al piede della fondazione del muro, dove è invece opportuno che il terreno risulti più asciutto possibile.



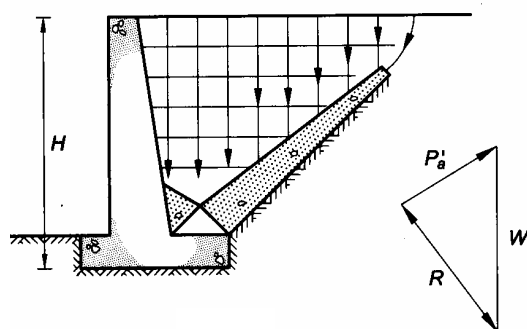
Per eliminare questo inconveniente si può ricorrere ad un **dreno continuo** a ridosso della parete interna del muro, con sbocchi situati all'estremità del muro stesso. Determinato il

valore della pressione dell'acqua in ogni punto della potenziale superficie di scorrimento con la costruzione della rete di flusso, e determinata quindi la risultante S_w delle pressioni dell'acqua agenti, la valutazione della spinta può effettuarsi considerando l'equilibrio del cuneo di terreno saturo. Questa analisi dimostra che, benché il dreno verticale garantisca un valore nullo della pressione dell'acqua a ridosso dell'opera, l'effetto della filtrazione comporta comunque un aumento di spinta.



Altro tipo di dreno che è possibile mettere in opera è il

dreno suborizzontale, che svolge anche la funzione di protezione contro il gelo, con il vantaggio di avere delle linee di flusso verticali con equipotenziali orizzontali. In virtù di questo fatto (linee equipotenziali orizzontali) osservando che lungo il dreno la pressione dell'acqua è nulla (pressione atmosferica), la pressione dell'acqua risulta nulla anche in ogni punto del dominio e la differenza di carico tra due equipotenziali è uguale alla differenza di quota. Il calcolo della spinta è quindi analogo al caso in cui l'acqua sia assente, salvo ricordarsi di introdurre



nelle analisi il peso di volume del terreno saturo. Quindi per avere $S_w^a = 0$ dovremmo predisporre nel nostro muro dei fori di scarico ed un dreno continuo, mentre per avere sia $S_w^a = 0$ che $S_w^b = 0$ dovremmo adottare un dreno suborizzontale che riduce il calcolo della spinta al caso in cui l'acqua sia assente.

56

(b) Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto A si ricava il valore della profondità di infissione d

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M = b_A \cdot P_A + b_Q \cdot Q - b_P \cdot P_P = \left[\frac{2}{3}(d+5) - 1 \right] \cdot P_A + \left[\frac{1}{2}(d+5) - 1 \right] \cdot Q - \left(\frac{2}{3}d + 5 - 1 \right) \cdot P_P = 0$$

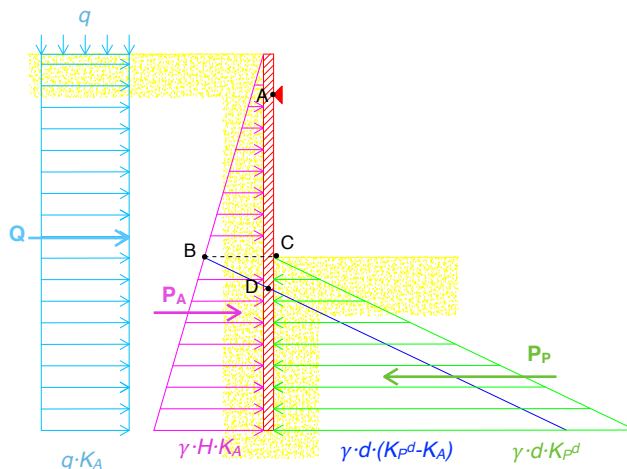
$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot (d+1+4)^2$$

$$P_A = 2,7 d^2 + 27d + 67,5$$

$$Q = K_A \cdot q \cdot (d+1+4) = 13,5 d + 67,5$$

$$P_P = \frac{1}{2} K_P^d \cdot \gamma \cdot d^2$$

$$P_P = 19,4 \cdot d^2$$



$$\Rightarrow (0,67 d + 2,35) \cdot (2,7 d^2 + 27 d + 67,5) + (0,5 d + 1,5) \cdot (13,5 d + 67,5) - (0,67 d + 4) \cdot (19,4 \cdot d^2) = 0$$

$$11,189 d^3 + 46,415 d^2 - 162,675 d - 259,875 = 0$$

dalla quale soluzione positiva $d = 2,987$

si ottiene la profondità di infissione $\Rightarrow d = 3 \text{ m}$

si ricavano così i valori di

$$P_A = 2,7 \cdot 3^2 + 27 \cdot 3 + 67,5 = 172,8 \text{ kN / m}$$

$$P_P = 19,4 \cdot 3^2 = 174,6 \text{ kN / m}$$

(c) Imponendo la condizione di equilibrio alla traslazione ricavo il valore della forza del tirante

La componente orizzontale di tiro risulta

$$T_h = P_A + Q - P_P = 172,8 + 108 - 174,6 = 106,2 \text{ kN / m}$$

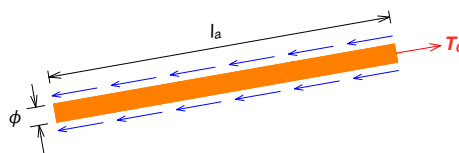
Poichè il tirante è inclinato di 10° e supposto un interasse $s = 1,5 \text{ m}$

$$T_C = \frac{T_h}{\cos 10^\circ} \cdot s = \frac{106,2}{\cos 10^\circ} \cdot 1,5 = 161,7 \text{ kN}$$

$$(\phi \pi) \cdot l_a \cdot \frac{\tau}{F_s} = T_C$$

$$\Rightarrow l_a = \frac{T_C \cdot F_s}{\tau \cdot (\phi \pi)} = \frac{161,7 \cdot 2,5}{100 \cdot (0,127 \cdot \pi)} = 10,13 \cong 10,2 \text{ m}$$

Schema bulbo di ancoraggio



Esercizio 4

Determinare graficamente intensità e retta d'azione della risultante e il carico trasmesso ai pali di fondazione del muro a mensola in figura. Per il calcolo della spinta attiva assumere: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e $\varphi' = 32^\circ$.

Calcolo della spinta attiva (teoria di Rankine)

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = \frac{1 - \sin 32}{1 + \sin 32} = 0,3$$

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = 20 \cdot 5 = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{v0} = 0,31 \cdot 100 = 31 \text{ kPa}$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 8^2 \cdot 0,3 = 192 \text{ kN / m}$$

Considerando il muro composto da 2 conci di semplice geometria rettangolare, i loro pesi risultano essere :

$$W_1 = B \cdot h \cdot \gamma_{CLS} = 0,8 \cdot 7 \cdot 25 = 140 \text{ kN / m}$$

$$W_2 = B \cdot h \cdot \gamma_{CLS} = 5 \cdot 1 \cdot 25 = 125 \text{ kN / m}$$

Mentre il peso del terreno che grava sulla suola di fondo è :

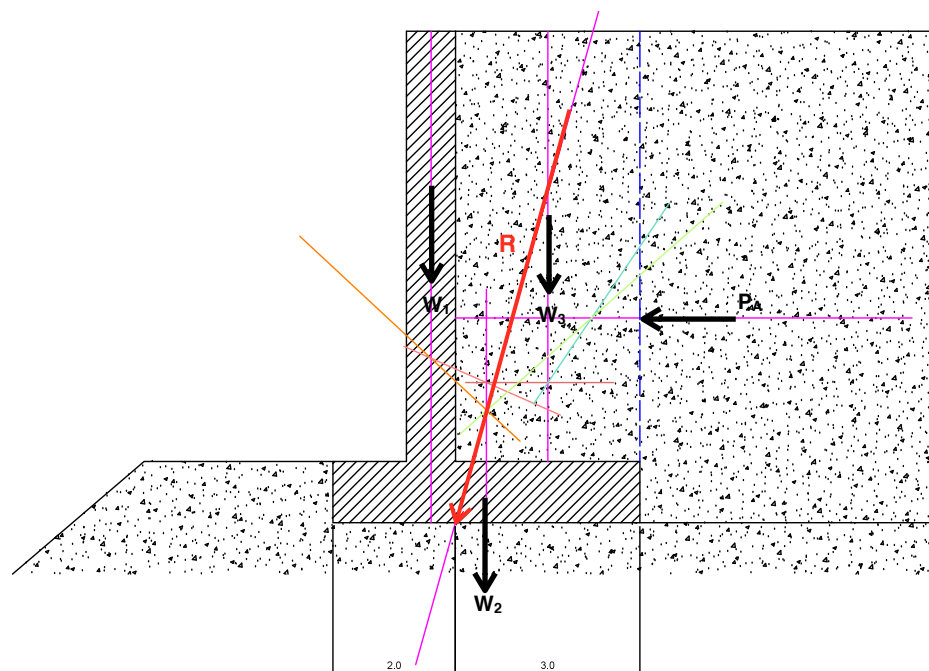
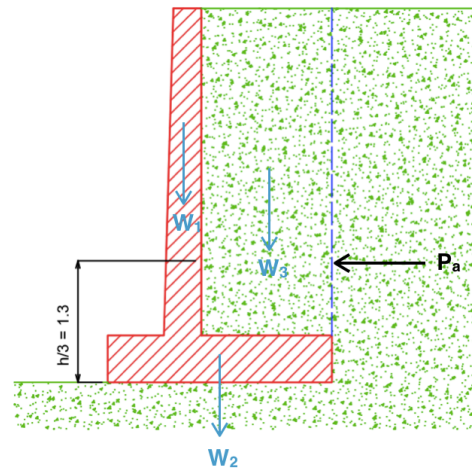
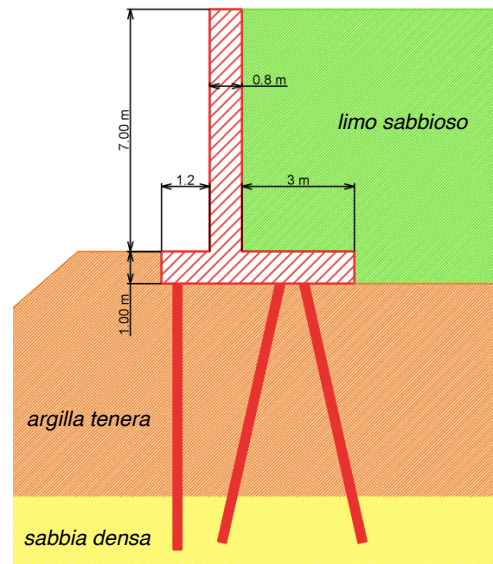
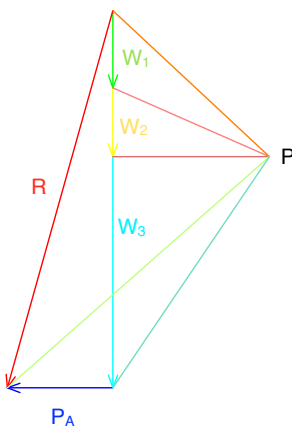
$$W_3 = B \cdot h \cdot \gamma = 3 \cdot 7 \cdot 20 = 420 \text{ kN / m}$$

Il peso complessivo risulta :

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 140 + 125 + 420 = 685 \text{ kN / m}$$

Graficamente (attraverso il metodo del poligono funicolare) si ricava l'intensità ($R = 711,5 \text{ kN/m}$) e la direzione della risultante di tutte le forze

$P =$ polo arbitrario



ESERCITAZIONE N°7

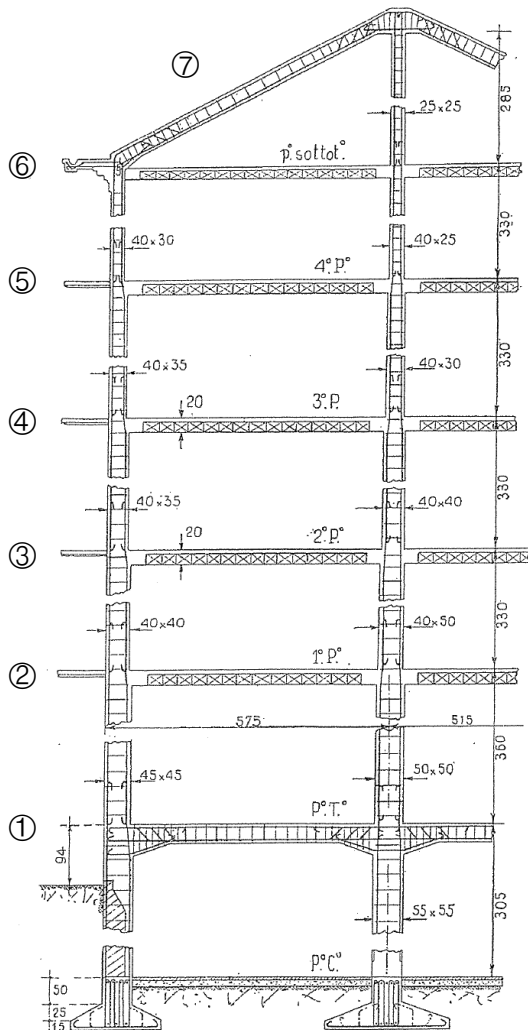
Esercizio 1

Con riferimento al telaio in C.A. mostrato in figura e utilizzando i dati riportati in tabella effettuare il predimensionamento dei plinti di fondazione nelle seguenti tre ipotesi:

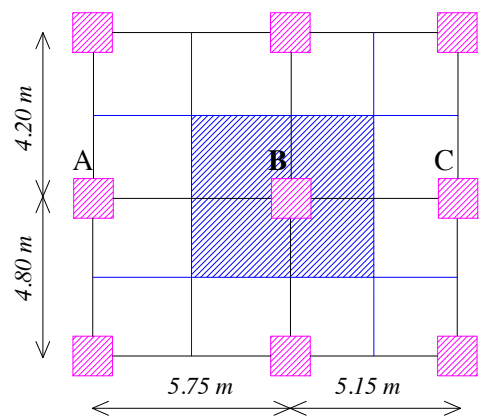
- (a) terreno di fondazione costituito da sabbia densa
- (b) terreno di fondazione costituito da argilla consistente
- (c) terreno di fondazione costituito da sabbia sciolta

Si ipotizzi che tra le pilastrate adiacenti si abbiano interassi pari a 4.8 m e 4.2 m

Tipo di terreno	Carico unitario ammissibile [kN/m ²]
argilla tenera e limi plastici teneri	< 75
argilla consistente	75 - 100
argilla dura	150 - 300
sabbia sciolta	< 100
sabbia mediamente addensata	100 - 300
sabbia molto densa	> 300



Area di influenza del pilastro di spina



$$A_{inf} = \left(\frac{4.8 + 4.2}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.75 + 5.15}{2} \right) = 24.52 \text{ m}^2$$

62

E quindi:

$$d = \frac{-a + \sqrt{a^2 + \frac{N_d}{\tau_{Rd}}}}{2} = \frac{-0,55 + \sqrt{0,55^2 + \frac{1544,2}{400}}}{2} = 0,74 \cong 0,8 \text{ m}$$

• **Ipotesi (b)** : terreno di fondazione costituito da argilla consistente.

Dalla tabella assumo $\Rightarrow q_{AMM} = 150 \text{ kPa}$

$$A_{\min} = \frac{N_B}{q_{AMM}} = \frac{1103}{150} = 7,35 \text{ m}^2$$

quindi la larghezza b è:

$$B = \sqrt{A_{\min}} = \sqrt{7,35} = 2,7 \text{ m}$$

• **Ipotesi (c)** : terreno di fondazione costituito da sabbia sciolta.

Dalla tabella assumo $\Rightarrow q_{AMM} = 100 \text{ kPa}$

$$A_{\min} = \frac{N_B}{q_{AMM}} = \frac{1103}{100} = 11,03 \text{ m}^2$$

quindi la larghezza b è:

$$B = \sqrt{A_{\min}} = \sqrt{11,03} = 3,27 = 3,3 \text{ m}$$

64

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + q \cdot N_q$$

$$q = \gamma \cdot d$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 2,4 \cdot 93,7 + 20 \cdot 0,8 \cdot 56,6 = 3154,4 \text{ kPa}$$

Il carico in esercizio vale :

$$q_s = \frac{N_B}{A} = \frac{N_B}{B^2} = \frac{1103}{2,4^2} = 191,5 \text{ kPa}$$

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{3154,4}{191,5} \cong 16$$

Per un edificio di civile abitazione si assume un fattore di sicurezza pari a 3 \Rightarrow sussistono i margini di sicurezza.

$$q_{AMM} = \frac{q_{lim}}{F_s} = \frac{3154,4}{3} = 1051,5 \text{ kPa}$$

• **Ipotesi (c)** : terreno di fondazione costituito da sabbia sciolta.

$$\varphi' \approx 29^\circ$$

$$N_q = \frac{N_q(28^\circ) + N_q(30^\circ)}{2} = \frac{14,72 + 18,4}{2} = 16,6$$

$$N_{\gamma} = \frac{N_{\gamma}(28^\circ) + N_{\gamma}(30^\circ)}{2} = \frac{16,72 + 22,40}{2} = 19,6$$

assumendo per una sabbia sciolta $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + q \cdot N_q$$

$$q = \gamma \cdot d$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 3,3 \cdot 19,6 + 20 \cdot 0,8 \cdot 16,6 = 874,72 \text{ kPa}$$

Il carico in esercizio vale :

$$q_s = \frac{N_B}{A} = \frac{N_B}{B^2} = \frac{1103}{3,3^2} = 101,28 \text{ kPa}$$

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{874,72}{101,28} \cong 8$$

Per un edificio di civile abitazione si assume un fattore di sicurezza pari a 3 \Rightarrow sussistono i margini di sicurezza.

$$q_{AMM} = \frac{q_{lim}}{F_s} = \frac{874,72}{3} = 291,57 \text{ kPa}$$