



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 849

DATA: 12/03/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Casalegno

MATERIA: Meccanica delle Terre + Eserc.

Prof. Castelli

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.**

MECCANICA DELLE TERRE

Studio il comportamento dei terreni sottoposti ad sollecitazioni naturali o antropiche e la loro interazione con le strutture dell'ingegneria.

GEOTECNICA = Mecc. delle Terre + Mecc. delle Rocce

Le caratteristiche dei terreni devono essere definite in base a indagini e modellazioni.

Il COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TERRE dipende dal loro contenuto di acqua.

TERRENI = prodotto dell'alterazione (fisica, chimica e meccanica) delle rocce *

- * AZIONE CHIMICA su feldspati e miche → ARGILLE (silicio alluminati idrati)
- * AZIONE MECCANICA su quarzo → SABBIE e GHIAIE

GENESI DI UN TERRENO

Rocce madri

① FASE DI ALTERAZIONE = processi fisici e chimici

↓
Depositi residuali

② FASE DI TRASPORTO = fiumi, ghiacciai, vento

① e ② → NATURA DEI SEDIMENTI = dimensioni, forma, mineralogia delle particelle

③ FASE DI DEPOSIZIONE

- Ambiente marino: sabbie calcaree, depositi di scarpa
- Ambiente misto: depositi costieri, di delta, di estuario
- Ambiente continentale: depositi eolici, glaciali, alluvionali, lacustri

④ DIAGENESI

↓
Rocce sedimentarie

③ e ④ → STRUTTURA DEI DEPOSITI = addensamento, consistenza degli aggregati di particelle

* Aggregato di particelle minerali sciolte o debolmente cementate che possono essere separate le une dalle altre tramite una debole azione meccanica.

→ I terreni sono MEZZI GRANULARI

* Composizione mineralogica

* Dimensione delle particelle (grani [mm])

↳ Grani fini → Argilla, limo

↳ Grani grossolani → Sabbia, Ghiaia, ciottoli

①

IDENTIFICAZIONE DI UN TERRENO

Descrizione dell'aspetto del terreno e associazione del suo comportamento attraverso prove semplici.
→ elenco delle sue caratteristiche

Si fa su :
- un singolo campione
- una successione di strati

Principali fattori :
- natura dei granelli
- stato corrente
- struttura
- modalità di formazione

PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

Finalità :
- Ricostruire il ~~profilo stratigrafico~~ attraverso il prelievo di campioni.
- Determinare le ~~condizioni di falda~~ attraverso installazione strumentale

Modalità di esecuzione :
① a distruzione
② carotaggio continuo

STABILIZZAZIONE DEL FORO DI SONDAGGIO (x tutti i metodi di perforazione)

Il foro è stabile ~~senza interventi esterni~~ solo per perforazioni poco profonde in terreni coesivi al di sopra del livello di falda (terreno parzialmente saturo).

- * Battorio di ~~TUBI DI RIVESTIMENTO~~
- * Utilizzo di ~~FANGO BENTONITICO~~ (argilla molto plastica) : mantenuto ad un livello sopra la falda freatica e forma una pellicola impermeabile sulla sup. del foro.

① SONDAGGI A DISTRUZIONE

Usato quando non interessa il prelievo continuo di campioni.

- * Attraversamento di qualsiasi tipo di terreno fino a ~~notevoli profondità~~.
- * Eseguiti a ~~percussione con elio~~
- * Circolazione di fluido (fango) che ~~riporta in superficie i detriti prodotti dallo scavo~~.

② SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

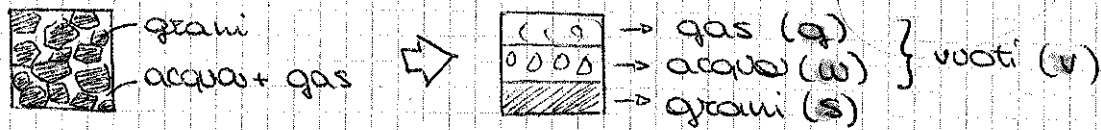
Eseguiti a ~~rotazione con tubo carotiere~~.

- * ~~Carotiere semplice~~ : tubo in acciaio con estremità inferiore costituita da una corona tagliente (metallo duro o diamante)
- * ~~Carotiere doppio~~ : 2 tubi concentrici
 - esterno : ruota
 - interno : raccoglie il campione

ES. 1

MEZZO MULTIFASE

2. RELAZIONI TRA LE FASI DI UN TERRENO



* VOLUME TOTALE $\rightarrow V_{TOT} = V_s + V_v$
 \hookrightarrow vol. vuoti: $V_v = V_g + V_w$

* PESO TOTALE $\rightarrow W_{TOT} = W_s + W_w$ ($W_g \approx \phi \rightarrow$ trascurabile)

* PESI DELL'UNITÀ DI VOLUME:

Totale $\rightarrow \gamma = W/V$ [F/l^3] es [N/m^3]

Parte solida $\rightarrow \gamma_s = W_s/V_s$

Parte liquida $\rightarrow \gamma_w = W_w/V_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

Terreno secco ($W_w = \phi$) $\rightarrow \gamma_d = W_s/V$

Terreno alleggerito $\rightarrow \gamma' = \gamma - \gamma_w$

* PESI SPECIFICI:

Totale $\rightarrow G = \gamma/\gamma_w$ [-]

Parte solida $\rightarrow G_s = \gamma_s/\gamma_w = W_s/V_s \gamma_w$

* MASSA = densità \times volume $\rightarrow m = \rho \times V$
 [kg_{massa}] [kg/m^3] [m^3]

* PESO = massa \times acc. gravità $\rightarrow W = \rho \cdot V \times g$ - 9,81
 [kg_{forza}] [kg_{massa}] [m/s^2]
 $\hookrightarrow 1 kg_{forza} \approx 10 N$

* CONTENUTO NATURALE D'ACQUA $\rightarrow w = (W_w/W_s) \times 100$ [%]

Determinazione:
 - peso il campione di terreno (W_1) posto in un contenitore di vetro
 - faccio essiccare il campione in forno a 105°
 - peso il terreno essiccato (W_2) col contenitore

$\Rightarrow w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_c} \times 100$ ($W_c =$ peso contenitore)

* POROSITÀ $\rightarrow n = (V_v/V) \times 100$ [%]

* INDICE DEI VUOTI $\rightarrow e = V_v/V_s$ [-]

- esprime il GRADO DI ADDESSAMENTO dei terreni
 - determina caratteristiche di permeabilità e meccaniche.

* COEFFICIENTE DI UNIFORMITÀ $\rightarrow C = D_{60} / D_{10}$

D_{60} = diametro per il quale si ha il 60% di passante
 D_{10} = " " " " " " " " 10% " " "
 \rightarrow letti sulla carta granulometrica!
 se $C < 2 \rightarrow$ terreno uniforme

CLASSIFICAZIONE IN BASE A GRANULOMETRIA

- CIOTOLI $\rightarrow \phi > 60 \text{ mm}$ 6 cm
 - GHIAIA $\rightarrow 60 \text{ mm} > \phi > 2 \text{ mm}$
 - SABBIA $\rightarrow 2 \text{ mm} > \phi > 0,06 \text{ mm}$
 - LIMO $\rightarrow 0,06 \text{ mm} > \phi > 0,002 \text{ mm}$
 - ARGILLA $\rightarrow \phi < 0,002 \text{ m}$
- } suddivisioni utili x calcolare la % in peso di ogni frazione granulometrica

* % IN PESO FRAZIONI GRANULOMETRICHE

- % ciotoli = $100\% - \% \text{ passante } 60 \text{ mm}$
- % ghiaia = $\% \text{ pass } 60 \text{ m} - \% \text{ pass } 2 \text{ mm}$
- ∞
- % argilla = $100\% - \% \text{ ciotoli} - \% \text{ ghiaia} - \dots$

DENSITÀ RELATIVA - TERR. GRANA GROSSA

TERRENI NON COESIVI \rightarrow si hanno valori degli indici dei vuoti massimi (e_{max}) e minimi (e_{min})

- e_{max} : determinato versando in un contenitore un campione di terreno di cui si misurano $(W \text{ e } V)$ (peso volume)
- e_{min} : vengono applicate delle vibrazioni fino a raggiungere il v_{min}

* DENSITÀ RELATIVA $= D_R = (e_{max} - e_0) / (e_{max} - e_{min})$ } valore teorico

e_0 : indice dei vuoti nello stato corrente
 \rightarrow caratterizza lo STATO DI ADDENSAMENTO (sciolto, denso...)

D_R [%]	←	0-15 \rightarrow molto sciolto
		15-35 \rightarrow sciolto
		35-65 \rightarrow medio
		65-85 \rightarrow denso
		85-100 \rightarrow molto denso

- > stato di addensamento:
 - > n° punti di contatto
 - > grado di mutuo incastramento
 - < porosità
 - < compressibilità
 - > resistenza al taglio

INDICI CARATTERISTICI DI CONSISTENZA } rappresenta la consistenza del terr. coesivi

PI = indice di plasticità
 A = " " additività
 LI = " " liquidità
 IC = " " consistenza

} in alternative

* INDICE DI PLASTICITÀ → $PI = w_L - w_p$ [%]

↳ Campo di variazione di w entro il quale il terreno ha comportamento plastico

→ posso rimpiangere il terreno sotto che si fessura o dove il volume

* INDICE DI ADDITIVITÀ → $A = PI / CF$

CF = % peso < 0,002mm - frazione argillosa

→ quantità di argilla → > PI

→ A = pendenza f(PI, CF)

- A < 0,45 → Terr. inattivo
- 0,45 < A < 1,25 → Terr. normalmente attivo
- A > 1,25 → Terr. attivo

* INDICE DI LIQUIDITÀ → $LI = (w_N - w_p) / PI$

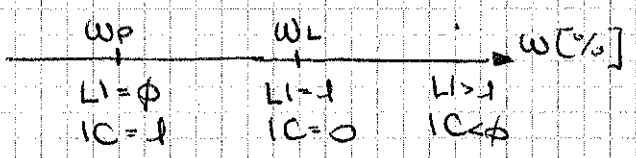
w_N = contenuto di acqua nello stato naturale

Indice (la consistenza) del terreno

- se $w_N \rightarrow w_L$: LI → 1 (deposito con bassa consistenza)
- se $w_N \rightarrow w_p$: LI → 0 (deposito con alta consistenza)

* INDICE DI CONSISTENZA → $IC = (w_L - w_N) / PI = 1 - LI$

→ IC → > resistenza al taglio
 < compressibilità (> resist. al compres.)



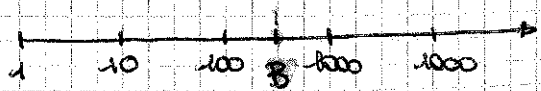
SCALA LOGARITMICA

Scala naturale



$\log_{10} B = A$

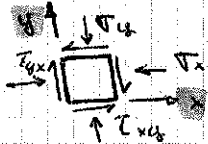
Scala logaritmica




$10^A = B$

A = valore su scala naturale (distanza) del punto B dal valore 1 (alla scala logaritmica)

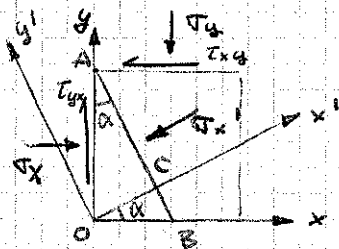
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI (rotazione assi)

Dati noti:  $\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix}$ note le tensioni del piano xy in un punto.

Incongnite:  $\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} \sigma_{x'} & \tau_{x'y'} \\ \tau_{x'y'} & \sigma_{y'} \end{bmatrix} = ?$

→ voglio trovare le tensioni per qualunque coppia di piani ortogonali per quel punto.

→ stesso stato tensionale, ma con componenti diverse!



Scelgo $\overline{AB} = 1$

→ $\overline{OA} = \cos \alpha \cdot 1$; $\overline{OB} = \sin \alpha \cdot 1$

EQUILIBRIO DELLE FORZE (TEORIO $\sigma_{x'}$, $\tau_{x'y'}$)

* $\sigma_{x'} = (\sigma_x \cdot \cos \alpha) \cos \alpha + (\sigma_y \cdot \sin \alpha) \sin \alpha + (\tau_{xy} \cdot \sin \alpha) \cos \alpha + (\tau_{yx} \cdot \cos \alpha) \sin \alpha$

→ $\sigma_{x'} = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha$ (poiché $\tau_{xy} = \tau_{yx}$)

$\sigma_{x'} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$ } complementari

* $\sigma_{y'} = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha - 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha$

$\sigma_{y'} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha$

* $\tau_{x'y'} = -\frac{1}{2} \sigma_x \sin 2\alpha + \frac{1}{2} \sigma_y \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$

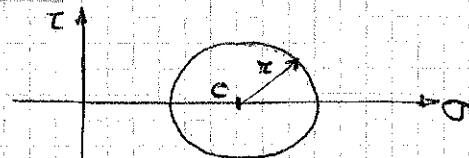
$\tau_{x'y'} = -\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$

CERCHIO DI MOHR

Rappresento sul piano τ - σ il luogo delle tensioni (τ , σ) agenti in un punto su piani diversi.

C (σ_m ; 0) → $\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$

$r = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2}$



→ $\sigma_{x'} = \sigma_m + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$

$\sigma_{y'} = \sigma_m - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$

$\tau_{x'y'} = -\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$

(1)

RISOLUZIONE ANALITICA



$$\begin{aligned} \sigma_{x'} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha \\ \sigma_{y'} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha \\ \tau_{x'y'} &= -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \cos 2\alpha \end{aligned}$$

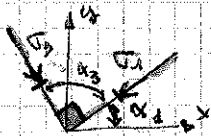
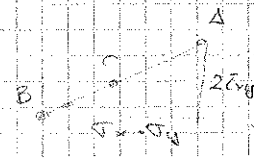
TENSIONI PRINCIPALI

Sono i 2 valori di σ , che differiscono di 90° , per cui $\tau_n = 0$.
Rappresentiamo (a) tensione massima e (b) minima possibili per lo stato tensionale σ_{xy} .

$\sigma_1 \rightarrow$ tensione principale massima

$\sigma_2 \rightarrow$ tensione principale minima

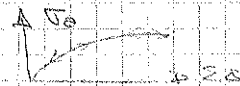
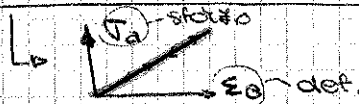
$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$



$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \text{tg}^{-1} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_x}{\tau_{xy}} \right) \\ \alpha_2 &= \text{tg}^{-1} \left(\frac{\sigma_2 - \sigma_x}{\tau_{xy}} \right) \end{aligned}$$



MAT. ELASTICO LINEARE OMOGENEO ISOTROPO



Dilatazioni lineari:

$$\begin{cases} \epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y - \sigma_z)] \\ \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x - \sigma_z)] \\ \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x - \sigma_y)] \end{cases}$$

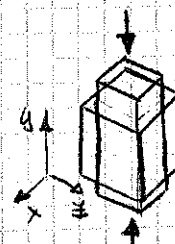
Dilatazioni angolari:

$$\begin{cases} \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \end{cases}$$

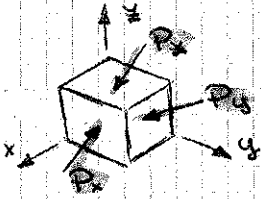
+ Cond. di tensione uniaxiale

$E = \frac{\sigma_y}{\epsilon_y}$ \rightarrow MODULO DI YOUNG
pre-disposizione del mat. ad accorciarsi o allungarsi

$\nu = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y}$ \rightarrow RAPPORTO DI POISSON
 $0 \leq \nu \leq 0,5$
 $\nu = 0,5 \rightarrow$ varia \neq negativo del volume



Consideriamo un elemento infinitesimo nell'intorno di un punto P posto ad una profondità z, sollecitato da uno STATO TENSIONALE TRIDIMENSIONALE.



Le pressioni agenti sulle singole facce dell'elemento possono essere scomposte nelle singole componenti tensionali.

σ_i = componenti delle tensioni normali ai piani ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$)

τ_{ij} = componenti delle tensioni tangenziali ai piani ($\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{xz}, \tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}$)

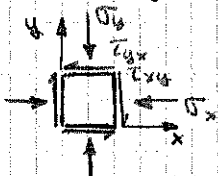
Lo stato di tensione in un punto è noto quando sono note tutte le componenti delle tensioni (rispetto un sist. di riferimento)

→ se è noto il TENSORE DELLE TENSIONI

$$[\sigma_{ij}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

in cui $\begin{cases} \tau_{xy} = \tau_{yx} \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} \\ \tau_{zx} = \tau_{xz} \end{cases}$

CONVENZIONE DI SEGNO DELL'ELEMENTO 3-D TENSORE

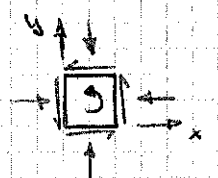


$\sigma_i \rightarrow (+)$ di compressione

$\tau_{ij} \rightarrow (+)$ se su facce positive hanno verso discordo da quello dell'asse a cui sono parallelo

↳ x la MATRICE

CONVENZIONE DI SEGNO DEL GRAFICO 2-D ELEMENTO



$\sigma \rightarrow (+)$ di compressione

$\tau \rightarrow (+)$ se provoca la rotazione antioraria intorno al cubetto

↳ x i PUNTI SUL CERCHIO

APPLICAZIONE

$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix}$$



$$[\sigma_{xy}'] = \begin{bmatrix} \sigma_{x'} & \tau_{y'x'} \\ \tau_{x'y'} & \sigma_{y'} \end{bmatrix} = ?$$

RISOLUZIONE GRAFICA

① Riporto lo stato tensionale sul cubetto di riferimento tenendo conto della convenzione di segno



② Ricavo dalla matrice $[\sigma_{xy}]$ i seguenti punti sul grafico τ - σ :

A (σ_x, τ_{xy})

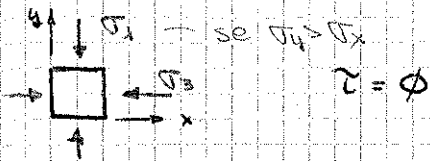
B (σ_y, τ_{yx})

C (σ_m, ϕ) $\rightarrow \sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$

convenzione di segno del grafico $[\tau \rightarrow]$

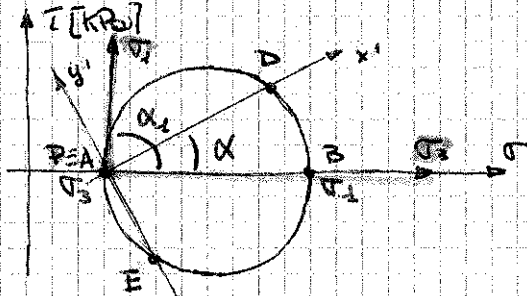
→ mi danno la diagonale del cerchio di Mohr

APPLICAZIONE



$$[\sigma_{x4}] = \begin{bmatrix} \sigma_3 & 0 \\ 0 & \sigma_1 \end{bmatrix} \quad \text{KR}$$

① Rappresento cerchio di Mohr e polo (P).



$A(\sigma_3, 0)$
 $B(\sigma_1, 0)$
 $P = A$
 $\alpha_1 = 90^\circ$
 $\alpha_3 = 0^\circ$

② Definisco lo stato tensionare dell'elemento ruotato di α rispetto all'originale.

$D(\sigma_D, \tau_D)$

$E(\sigma_E, \tau_E)$

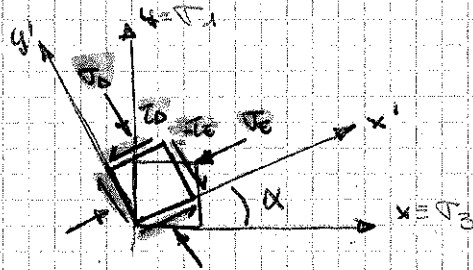
$\sigma_D \rightarrow \sigma_{y'}$

$\tau_E \rightarrow \tau_{x'}$

$\tau_D \rightarrow \tau_{y'x'}$

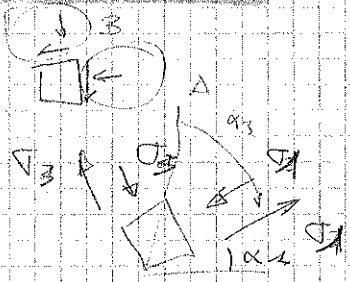
$-\tau_E \rightarrow \tau_{x'y'}$

$$[\sigma_{x'4}]$$



③ Scrivo la matrice delle tensioni rispetto a x' e y'

$$[\sigma_{x'4}] = \begin{bmatrix} \sigma_E & -\tau_E \\ \tau_D & \sigma_D \end{bmatrix}$$



$D(\sigma_1, 0)$
 $E(\sigma_3, 0)$

MODELLO CONTINUO DEL TERRENO

Considero il materiale SATURO (no gas)

→ Il terreno è un mezzo bifase dato dalla sovrapposizione di due continui (acqua + ^{solido} terra)

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

Il fluido è in grado di sostenere solo sforzi volumici: lo sforzo di taglio è sostenuto interamente dalla parte solida.

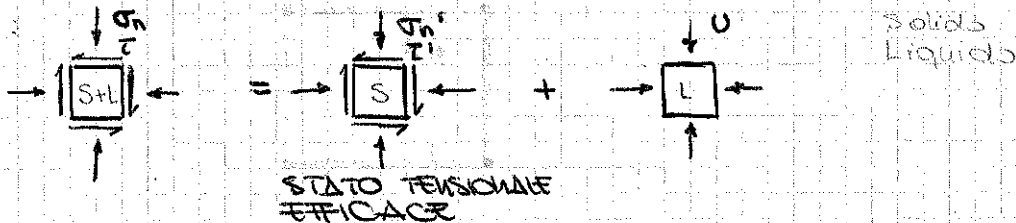
→ SFORZO NORMALE TOTALE → $\sigma_n = \sigma_n' + u$

σ_n = sforzo efficace normale, relativo alla parte solida

u = pressione dell'acqua

SFORZO DI TAGLIO TOTALE → $\tau = \tau'$

P. SFORZI EFFICACI: Il comportamento meccanico del terreno dipende solo dagli sforzi efficaci.



LEGGE DI ATRITO E SFORZI EFFICACI

$$\tau_r = \sigma_n' \cdot \tan \phi = (\sigma_n - u) \cdot \tan \phi$$

$$\sigma_n = \frac{W}{A}$$

$$\tau_a = \frac{I}{A} \rightarrow \text{Tens. tangenziale agente}$$

$$\begin{cases} \tau_a < \tau_r \rightarrow \text{stabilità} \\ \tau_a \geq \tau_r \rightarrow \text{rottura} \end{cases}$$



La resistenza al taglio è maggiore quando il terreno è secco ($u = \emptyset$) → $\sigma_n' = \sigma_n$

→ La pioggia può influenzare la stabilità dei pendii



situaz. secca ($u = \emptyset$)

$$\sigma_n' = \sigma_n$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi$$

fattore di sicurezza → $F_s = \frac{\tau_r}{\tau_a}$

situazione umida (pioggia)

$$\sigma_n' = \sigma_n - u$$

$$\tau_{r, \text{prog.}} = (\sigma_n - u) \tan \phi \rightarrow \text{attrito minore risp. sit. secca}$$

$$F_{\text{pioggia}} = \frac{\tau_{r, \text{prog.}}}{\tau_a} \rightarrow F_{\text{pioggia}} < F_s$$

Calcolo delle tensioni orizzontali geostatiche (σ_h, σ_h')

$\sigma_h = \sigma_h' + u$ \rightarrow sforzo ind. tot. orizz.

$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_0$

K_0 = coef. di spinto a riposo (difficile da valutare)

Definizione del coef. di spinto a riposo (K_0)

hp: terreno in condizioni di deformazione uniaxiale

$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = \frac{\nu}{1-\nu}$

ν = rapporto di Poisson

Alterato dai altri fenomeni (variazione livello falda, capillarità, movimenti tettonici) che definiscono lo stato dello stato tensionale

Determinazione del grado di sovracconsolidazione (OCR)

$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_v'}$

(Over Consolidation Reaction)

σ_v' = tensione verticale efficace agente nell'istante in cui si valuta l'OCR

σ_p = massima tensione verticale efficace a cui è stato sottoposto il terreno. \rightarrow far riferimento allo stato del terreno

- $\sigma_p = \sigma_v' \rightarrow OCR = 1 \rightarrow$ terreno NORMALCONSOLIDATO (N.C.)
- $\sigma_p > \sigma_v' \rightarrow OCR > 1 \rightarrow$ terreno SOVRACONSOLIDATO (O.C.)

Terreni O.C. hanno caratteristiche meccaniche peggiori rispetto al N.C. e sono più deformabili.

Uno stesso terreno, nello suo stato, può passare da N.C. a O.C. e viceversa

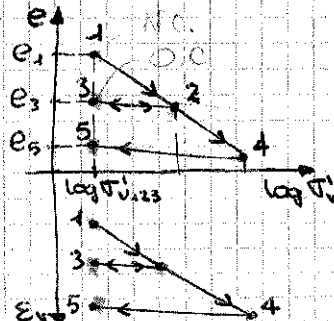
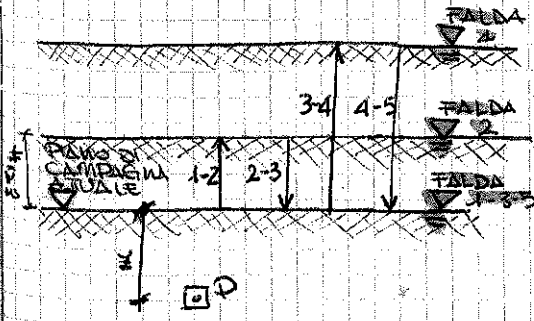
$\Rightarrow K_0(N.C.) = 1 - \sin \phi$

$K_0(O.C.) = K_0(N.C.) \cdot OCR^\alpha = (1 - \sin \phi) \cdot OCR^\alpha$

ϕ = angolo di attrito

$\alpha = 0.5$ per terreni italiani

Stato di normalconsolidazione e sovracconsolidazione



$OCR(1) = \frac{\sigma_v'}{\sigma_h'} = 1$

$OCR(2) = \frac{\sigma_v' + \sigma_{H123}}{\sigma_h'} = 1$

$OCR(3) = \frac{\sigma_v' + \sigma_{H123}}{\sigma_h'} > 1$

$OCR(4) = 1$

$OCR(5) > 1$

A parità di σ_v' un terreno O.C. ha un indice dei vuoti minore \Rightarrow + resistente (21)

↳ **MOTO NON STAZIONARIO** : $Q \neq \text{cost}$, v variabile nel tempo
 le condizioni di moto variano nel tempo

↳ **UNIFORME** : v cost nello spazio

↳ **NON UNIFORME** : v variabile nello spazio

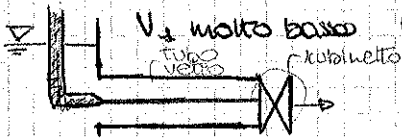
Anche detto **MOTO VARI**

TRANSITORIO : ~~variazione iniziale delle grandezze nel tempo~~
 (non stazionario) seguito da un periodo di ~~moto stazionario~~

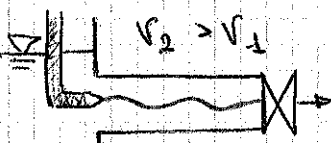
REGIME DI MOTO : ESPERIENZA DI REYNOLDS

Da un recipiente contenente liquido in quiete a livello costante è derivato un tubo di vetro dotato ad valle di un rubinetto.

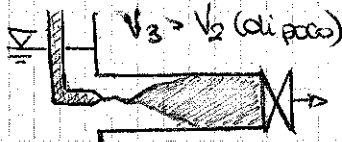
All'imbocco del tubo un tubicino inietta (lungo l'asse) del tubo un liquido colorato di peso specifico uguale a quello del tubo.



MOTO LAMINARE : moto per filetti fluidi paralleli alle pareti del condotto, il colorante mantiene la traiettoria senza mescolarsi; non si verifica scambio di massa tra filetti adiacenti.



MOTO DI TRANSIZIONE : moto per filetti fluidi che diventano instabili all'aumentare della portata. Esistono velocità trasversali e scambio di massa tra filetti adiacenti.



MOTO TURBOLENTO : dopo un breve tratto di condotto il getto di colorante si disintegra e si disperde nella massa fluido colorandolo uniformemente (velocità trasversali incise).

* **NUMERO DI REYNOLDS** → $Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu}$

v = velocità media

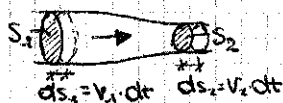
D = diametro condotto

ρ = densità del fluido

μ = viscosità del fluido

$\left\{ \begin{array}{l} Re < 2500 \rightarrow \text{moto laminare} \\ Re > 2500 \rightarrow \text{moto turbolento} \end{array} \right.$

EQ. DI CONTINUITÀ : $S_1 \cdot ds_1 = S_2 \cdot ds_2 \Rightarrow S_1 \cdot v_1 = S_2 \cdot v_2 = Q$



Il volume di fluido che attraversa in un dato intervallo di tempo (dt) una sezione del tubo (S_1) deve essere uguale a quella che passa nello stesso intervallo di tempo per ogni altra sezione (S_2).

→ $S \cdot v = \text{cost} = Q$ → In una corrente continua in moto stazionario la portata (Q) è costante in ogni sezione.

→ All'aumentare dell'area della sez. diminuisce la velocità e viceversa.

FLUIDI NON PERFETTI (fluidi reali in moto)

Viscosità (μ) $\neq 0 \Rightarrow$ presenza di sforzi tangenziali tra molecole del fluido e tra fluido e parete del canale.

→ DISSIPAZIONE DI ENERGIA MECCANICA

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{z_2 + \Delta H}{L \rho E_n} \text{ potenziale}$$

ΔH = perdita di energia subito nel passaggio dalla sezione 1 alla sez. 2.

* QUOTA (o CARICO) PIEZOMETRICA $\rightarrow h = \frac{u}{\gamma_w} + z$

Per terreni (a velocità delle masse) fluidi e in genere molto bassi \Rightarrow altezza generatrice di velocità trascurabile

\rightarrow se $v \rightarrow 0 \quad h = z$

* PERDITA DI CARICO $\rightarrow \Delta h = h_1 - h_2 = \frac{u_1}{\gamma_w} + z_1 - (\frac{u_2}{\gamma_w} + z_2)$

Δh = differenza di livello piezometrico che può rappresentare la perdita di carico dovuta al flusso dell'acqua nel terreno.

\rightarrow perdita di carico (Δh) = perdita di potenziale (ΔH)

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

$$\sigma' = \sigma - u$$

u $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow$ FLUIDO IN QUIETE
 \rightarrow FLUIDO IN MOTO

$\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow$ moto stazionario (filtrazione)
 \rightarrow moto transitorio (consolidazione)

ES. 3

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

Il terreno è un mezzo multifase (solido + liquido + gas)

Per esprimere quale sia la ripartizione degli sforzi applicati occorre definire una legge di interazione tra le varie fasi.

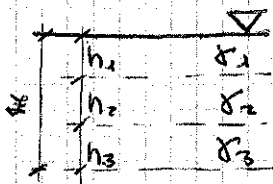
PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI: Tutti gli effetti misurabili di una variazione dello stato tensionale, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio, sono dovuti esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci.

* TENSIONE EFFICACE NORMALE $\rightarrow \sigma' = \sigma - u$

σ = tensione normale totale agente sul terreno

u = pressione del fluido interstiziale (pressione neutra) (25)

2) Terreno non omogeneo

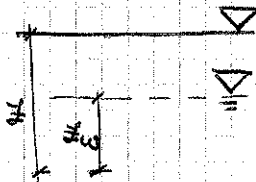


$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$u = \phi$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

3) Presenza di falda solido saturo



$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$u = \gamma_w \cdot z_w$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z_w$$

Se la falda coincide col piano di campagna ($z_w = z$)

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z = z(\gamma - \gamma_w) = \gamma' \cdot z$$

Se la falda è sopra il piano di campagna: $z_w = z + h_{risma}$

CALCOLO DELLE TENSIONI ORIZZONTALI σ_h e σ_h'

Dipendono dallo stato tensionale del deposito

$$\sigma_h' = k_0 \cdot \sigma_v'$$

σ_h' = tensione orizzontale efficace in sito

σ_v' = tensione verticale efficace in sito

k_0 = coeff. di spinta o tipo

$$k_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

1) Terreno normalconsolidato: ad ogni z la max tensione verticale subito nello stato del deposito nel punto considerato.

$$k_0(N.C.) = 1 - \sin \phi'$$

2) Terreno sovracconsolidato: nello stato il punto considerato ha subito tensioni verticali maggiori di quello attuale.

$$k_0(O.C.) = k_0(N.C.) \cdot (\alpha CR)^\alpha$$

α = Valutata sperimentale
 $\alpha = 0,5$

CALCOLO DEL GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE, OCR

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}$$

σ_p' = massima tensione verticale efficace subito nello stato

σ_{v0}' = tensione verticale efficace attuale

$\left\{ \begin{array}{l} OCR = 1 \rightarrow \text{terreno n.c.} \\ OCR > 1 \rightarrow \text{terreno o.c.} \end{array} \right.$

(24)

PERCORSI DI SOLLECITAZIONE (STRESS PATH)

Il comportamento di un terreno sottoposto a sollecitazioni esterne dipende non solo dall'entità delle tensioni applicate, ma anche dal modo in cui esse vengono applicate e dalla STORIA TENSIONALE.

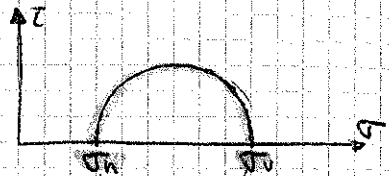
Applicazione di carichi esterni → modificazione dello stato tensionale
 → rappresentazione dei PERCORSI DI SOLLECITAZIONE

1) Rappresentazione stato tensionale geostatico

PROBLEMA SIMMETRICO → $\tau = \phi$ → σ_v e σ_h sono principali

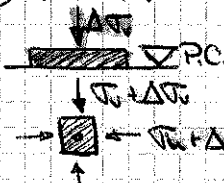


Hp: $\nu = \phi$ → $\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_2 = \sigma_h \end{cases}$
 $\sigma_v > \sigma_h$ → $\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_3 = \sigma_h \end{cases}$



N.B.: semplificazione → rappresentato solo un semicerchio con l'asse τ verso l'alto

2) Variazione dello stato tensionale

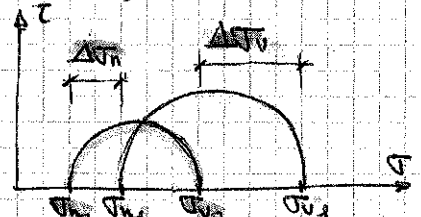


Applico un carico centrato nel baricentro dell'elemento

→ mantengo la simmetria ($\tau = \phi$)

$\begin{cases} \sigma_{v1} = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v \\ \sigma_{h1} = \sigma_{h0} + \Delta\sigma_h \end{cases}$

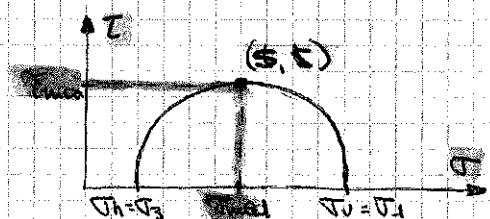
Hp: $\nu < 1$
 $\Delta\sigma_v > \Delta\sigma_h$



3) Soluzione: rappresentazione sul piano t-s

$\begin{cases} r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_{max} \\ s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_{med} \end{cases}$

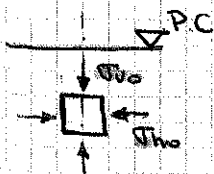
Il punto (s, r) rappresenta il vertice del cerchio di Mohr



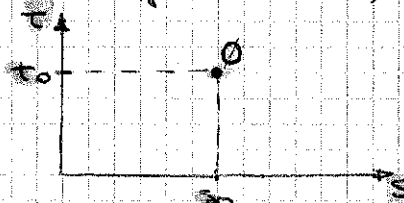
Parametri usati per rendere più chiara la rappresentazione dei percorsi di sollecitazione

VARIANZI DELLO STATO TENSIONALE

CONDIZIONI INIZIALI (stato tensionale geostatico)



$\begin{cases} t_0 = \frac{\sigma_{v0} - \sigma_{h0}}{2} \\ s_0 = \frac{\sigma_{v0} + \sigma_{h0}}{2} \end{cases}$



MOTI DI FILTRAZIONE

Per la conoscenza del campo delle pressioni idrostatiche (a) in condizioni idrostatiche o idrodinamiche.

Utilità studio moti di filtrazione:

- Analisi moto di filtrazione nel corpo di un dighe in terra.
- Analisi stabilità base di uno scavo (forze di filtrazione che si sovrappongono al campo delle forze di volume dovute alla gravità).
- Dimensionamento dei pozzi drenanti.
- Analisi stabilità pendio.

U $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{Fluido in quiete} \\ \rightarrow \text{Fluido in moto} \end{array} \right.$

\rightarrow STAZIONARIO (FILTRAZIONE)

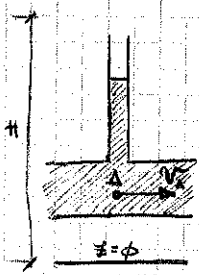
In base al quale le quantità che caratterizzano il campo di moto non dipendono dal tempo, ma sono funzione delle condizioni al contorno e possono variare solo se variano tali condizioni.

\rightarrow TRANSITORIO (consolidazione)

RICHIAMI DI IDRODINAMICA

Studio del moto dei fluidi da un punto, al quale compete una quantità di energia, a un altro con energia inferiore.

- ① ENERGIA CINETICA: legata alla velocità (v) del fluido
- ③ ENERGIA POTENZIALE: dipende dalla posizione rispetto a un piano di riferimento
- ② ENERGIA DI PRESSIONE: dipende dalla pressione del fluido (u).



- \rightarrow ① ALTEZZA GENERATRICE DI VELOCITÀ dato dalla velocità del fluido.
- \rightarrow ② ALTEZZA DI PRESSIONE (o PIEZOMETRICA) dato dalla risalita del fluido attraverso un tubo piezometrico, chiuso alla sua pressione.
- \rightarrow ③ ALTEZZA GEOMETRICA dato dalla quota del punto considerato rispetto al piano di riferimento $z = \phi$.

Le componenti di energia possono essere espresse in termini di altezze.

H = energia specifica totale, espresso dall'ALTEZZA TOTALE (o CARICATO).

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v_w^2}{2g}$$

T. DI BERNOULLI: L'energia specifica totale in un fluido perfetto e incompressibile in moto stazionario, rimane costante lungo una data traiettoria.

$\Rightarrow H = \text{cost}$

$$\Rightarrow z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} + \frac{v_A^2}{2g} = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} + \frac{v_B^2}{2g} = \dots$$

$\Rightarrow H$ è uguale su tutte le sezioni!

(31)

LEGGE DI DARCY

La portata (Q), che circola attraverso una sezione (S) di un mezzo poroso, è proporzionale alla sezione (S) del mezzo poroso ed alla perdita di carica ($\Delta h = h_1 - h_2$) per unità di lunghezza (L) attraverso un coefficiente di proporzionalità (k)

$$Q = k \cdot S \cdot \frac{h_1 - h_2}{L} = k \cdot S \cdot L \cdot i = k \cdot S \cdot i$$

coeff. di permeabilità k

La velocità di filtrazione (v) risulterà proporzionale al gradiente idraulico.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{k \cdot S \cdot i}{S} = k \cdot i$$

La L. di Darcy rappresenta la relazione fondamentale che regola la velocità di filtrazione dell'acqua in un elemento di terreno.

VALIDITÀ DELLA L. DI DARCY

La L. di D. rappresenta il moto di filtrazione in un mezzo poroso saturo, a condizione che le velocità si mantengano entro valori tali da garantire un regime laminare.

- Velocità fluido nel terreno di qualunque tipo molto basse
→ L. di D. applicabile in tutti i terreni
- Argille: la L. di D. è valida solo per $Q < 1450$

PERMEABILITÀ

Attitudine di un deposito a farsi attraversare dall'acqua per effetto di un gradiente idraulico (i).

Rappresenta la resistenza viscosa e frizionale alla filtrazione di un fluido in un mezzo poroso ed è definito dal coefficiente di permeabilità (k).

Ha le dimensioni di una velocità

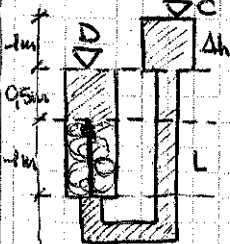
$$v = k \cdot i = k \left(\frac{\Delta h}{L} \right)$$

k = coeff. di conduttività idraulica [m/s]
(quando ci si riferisce all'acqua)

- Terreni a grana grossa → elevata permeabilità $k > 10^{-6}$ m/s
- Terreni a grana fine → ridotta permeabilità $k < 10^{-6}$ m/s

k è un parametro geotecnico che ha importanti conseguenze sul piano applicativo.

Esempio del tempo necessario ad attraversare un campione di terra



GHIAIA POLTA → $k = 10^{-2} \frac{m}{s}$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{1m}{1m} = 1$$

$$v = k \cdot i = 10^{-2} \cdot 1 = 10^{-2} \frac{m}{s}$$

$$t = \frac{S}{v} = \frac{1}{10^{-2}} = 10^2 s$$

⇒ 1min 40sec

LEMO → $k = 10^{-8} \frac{m}{s}$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{1m}{1m} = 1$$

$$v = k \cdot i = 10^{-8} \cdot 1 = 10^{-8} \frac{m}{s}$$

$$t = \frac{S}{v} = \frac{1}{10^{-8}} = 10^8 s$$

⇒ 1.157 giorni

* IN LABORATORIO

1) PERMEAMETRO A CARICO COSTANTE ($k > 10^{-5}$ m/s)

Eseguito di solito su campioni di terreno a grana grossa, compattati a diversi valori di DR, in modo da ottenere una relazione tra k ed e (indice dei vuoti).

Misura il volume d'acqua Q che attraversa il campione di terra in un tempo Δt , sotto l'azione di un carico costante Δh .

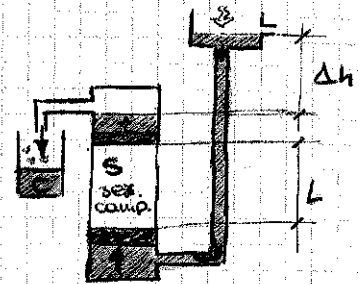
$$C = vS \Delta t = Q \cdot \Delta t$$

Ricavo: v portatore = $v' S$

$$v = C / S \Delta t \Rightarrow Q = C / \Delta t$$

$$i = \Delta h / L$$

$$\Rightarrow k = \frac{v'}{i} = \frac{C \cdot L}{\Delta h \cdot S \cdot \Delta t} = \frac{Q}{S \cdot i} = \left[\frac{m}{s} \right]$$



- C = volume d'acqua raccolta nel tempo Δt
- L = lunghezza campione di terra
- S = sezione del campione di terra
- h = carico idraulico costante

2) PERMEAMETRO A CARICO VARIABILE (10^{-8} m/s $< k < 10^{-5}$ m/s)

Eseguito per basse permeabilità per le quali è difficile realizzare una prova a carico costante

Misura il volume d'acqua Q che attraversa il campione di terra in un tempo dt , sotto l'azione di un carico variabile.

$$-a \cdot dh = v' \cdot S \cdot dt$$

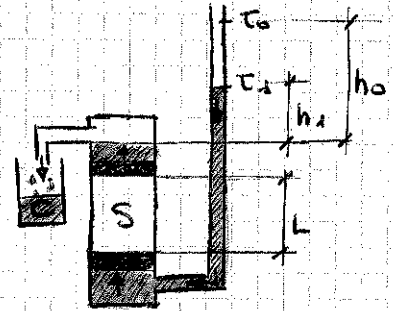
Ricordo che $v' = k \cdot i = k \cdot \frac{dh}{L}$

Ricavo:

$$-a \cdot dh = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S \cdot dt$$

Integrando tra h_0 e h_1 e tra t_0 e t_1 :

$$k = 2,3 \cdot \frac{aL}{S(t_1 - t_0)} \cdot \log_{10} \frac{h_0}{h_1} = \left[\frac{m}{s} \right]$$



* IN SITO

1) PROVE DI POMPAGGIO IN PRESENZA DI FALDA FREATICA

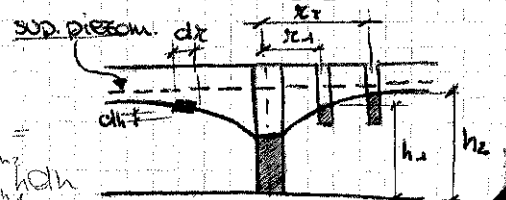
Falde freatiche: occupano la parte inferiore degli ammassi filtranti, sono limitate inferiormente da una formazione impermeabile e presentano superficialmente una superficie a pressione atmosferica della superficie libera della falda.

$$Q = v' \cdot S = v' \cdot (2\pi r h) \rightarrow \text{per cilindro}$$

$$= 2\pi r h \left[k \frac{dh}{dr} \right] \quad v' = k \cdot i = k \cdot \frac{dh}{dr}$$

Moto permanente $\rightarrow k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\ln(r_2/r_1)}{(h_2^2 - h_1^2)}$

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h^2} = -\frac{1}{h} \Big|_{h_1}^{h_2} = \frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2}$$



3. CELLE PIEZOMETRICHE

Usate per terreni a bassa permeabilità (limi argillosi, argille)

Prevedono l'inserimento di trasduttori di pressione direttamente nel punto di misura.

Cilindri metallici con di piccole dimensioni, la cui cavità interna è divisa in 2 sezioni separate tra loro da una membrana metallica sottile.

Presentano al proprio interno un diaframma che viene sollecitato e deformato dalla pressione esterna dell'acqua del terreno.

Tale pressione può essere determinata applicando sotto faccia opposta del diaframma una pressione uguale e contraria tramite un gas: quando ho equilibrio tra le 2 pressioni si verifica l'apertura della valvola che permette al gas di defluire attraverso il condotto di ritorno.

ES 4

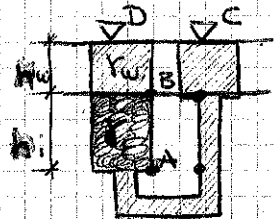
FILTRAZIONE

1) ACQUA IN QUIETE → CASO IDROSTATICO

Non ci sono differenze di carico totale tra i punti C e D

→ Le tensioni verticali totali ed efficaci risultano:

	σ_{vo} [kPa]	u [kPa]	σ'_{vo} [kPa]
B	$h_w \cdot \gamma_w$	$h_w \cdot \gamma_w$	$\sigma_{vo} - u$
A	$h_w \gamma_w + h_i \gamma_i$	$(h_w + h_i) \gamma_w$	
	$\Sigma z_i \cdot \gamma_i$	$\Sigma u \cdot \gamma_w$	

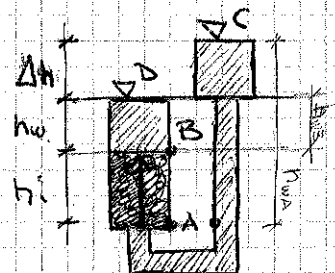


2) MOTO VERSO L'ALTO → FILTRAZIONE

La differenza di carico totale ($h_c - h_b$) è dissipata durante il moto attraverso il campione di terreno (in A).

→ La tensione verticale efficace diminuisce in A

	σ_{vo}	u (la diff. di car. è dissipata)	σ'_{vo}
B	$h_w \cdot \gamma_w$	$h_w \cdot \gamma_w$	$\sigma_{vo} - u$
A	$h_w \cdot \gamma_w + h_i \cdot \gamma_i$	$(h_i h + h_w + h_i) \gamma_w$ $\left[h_c - h_b \rightarrow u \text{ di cui} \right]$	

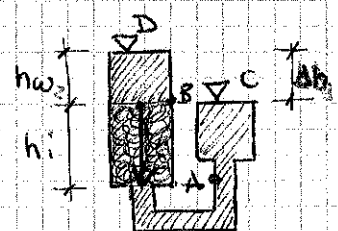


3) MOTO VERSO IL BASSO → FILTRAZIONE

La differenza di carico totale ($h_b - h_c$) è dissipata durante il moto attraverso il campione di terreno (in A).

→ La tensione verticale efficace aumenta in A

	σ_{vo}	u	σ'_{vo}
B	$h_w \cdot \gamma_w$	$h_w \cdot \gamma_w$	$\sigma_{vo} - u$
A	$h_w \cdot \gamma_w + h_i \cdot \gamma_i$	$(h_w + h_i - \Delta h) \gamma_w$	



34

SIFONAMENTO

Avviene se $\sigma_v' = \sigma_v - u = \sigma_v - (u_{st} \pm u_{din}) = \phi$

ciò è possibile solo se le pressioni dell'acqua aumentano.
 \Rightarrow se ho moto di filtrazione verso l'alto

$\Rightarrow \sigma_v' = \sigma \cdot z - (\gamma_w \cdot z_w + i \cdot \gamma_w \cdot z) = \phi \quad \Rightarrow \sigma_v = u_{st} \pm u_{din}$

È un caso da evitare poiché il terreno, non avendo resistenza, si comporta come un liquido.

CASO PARTICOLARE $z = z_w = z_i$

$\Rightarrow (\sigma' - \gamma_w \cdot i) \cdot z = \phi$

$\Rightarrow \sigma' = \gamma_w \cdot i$

* Questo fenomeno avviene con un GRADIENTE CRITICO $\rightarrow i_c = \sigma' / \gamma_w$

* GRADIENTE DI EFFLUSSO $\rightarrow i_e = i_c / F_s = \frac{\sigma'}{\gamma_w \cdot F_s} = \frac{\sigma - \gamma_w}{\gamma_w \cdot F_s}$

È il gradiente che si vede imporre come gradiente massimo, affinché il terreno si trovi in condizioni di sicurezza.

* GRADIENTE REALE $\rightarrow i_{reale} = \Delta h / L$

È quello che si ha effettivamente in sito $\Rightarrow i_{re} \leq i_e$

$\Rightarrow F_{s, re} \geq F_{s, e}$

per evitare
sifonam.

In fase progettuale si pone $i_e = i_{re} < i_c$

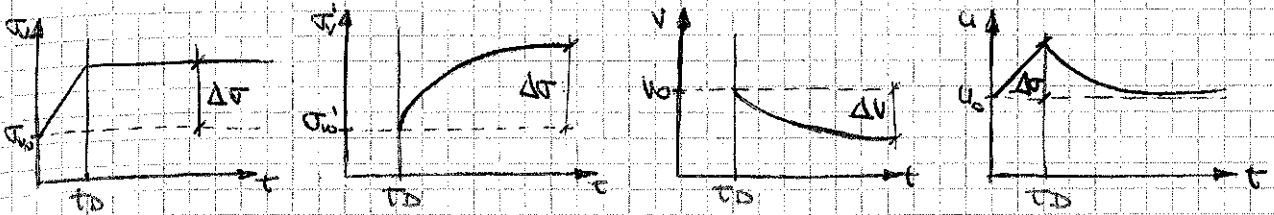
F_s = fattore di sicurezza

L = lunghezza percorso semplificato dell'acqua in moto

↳ DEPOSITI ETEROGENEI: L è lo strato in cui si localizzano le perdite di carico e $u_{din} \neq \phi$.
 \Rightarrow gli altri strati hanno $u_{din} = \phi$.
 (perdite di carico trascurabili)

La verifica di sifonamento non è soddisfatta se ricavo, in fase di progetto, una $i_{re} \leq i_e$ con un $F_s < F_{s, min} (4 \div 5)$.

CONDIZIONE NON DRENATA (da ϕ a t_D) + CONSOLIDAZIONE (da t_D in su)



→ Alla fine della consolidazione avremo:

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma$$

$$u = u_0$$

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' + \Delta\sigma$$

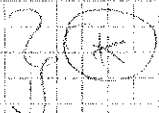
Uguali alle condizioni finali delle drenate.

→ Alla fine della consolidazione avremo condizioni drenate.

VELOCITÀ DI CARICO → DURATA DI COSTRUZIONE
 VALVOLA → PERMEABILITÀ DEL TERRENO (K)

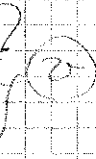
È importante assumere la condizione che rappresenta al meglio il caso studiato.
 Per applicazioni in Ing. Edile si usano:

- SABBIA, GHIAIA → condizioni DRENATE
- LIMO, ARGILLA → condizioni NON DRENATE



ma, per quanto riguarda la velocità di carico:

- TERREMOTO, ONDE PERFORAZIONI PER PALI (per limo, argilla, sabbie e ghiaie) → condizioni NON DRENATE
- EROSIONE NATURALE (per sabbie, ghiaie e argille) → condizioni DRENATE

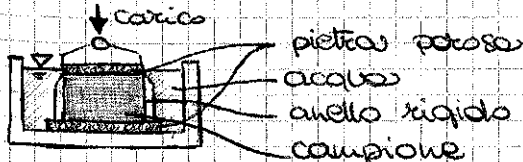


→ Se parli di consolidazione sto analizzando terreni a grana fine (cioè a basso permeabilità)

PROVA EDOMETRICA

- Condizione di deformazione uniaxiale
- Definizione dello t_D ($OCR = \sigma_v' / \sigma_{v0}$)
- Determinazione dei parametri di consolidazione (condizioni di flusso monodirezionali)

SCOPI



Il provino viene sistemato dentro un anello di acciaio con deformabilità molto limitata. Sopra e sotto il provino si mettono delle pietre porose per farlo comunicare con l'acqua circostante.

PREPARAZIONE DEI PROVINI

- Campionamento: mediante sondaggio o in superficie ($\phi 0 \times 25 \text{ mm}$)
- Trasporto e conservazione del campione
- Estensione delle forstole
- Preparazione



ES. 4

PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

DEFORMAZIONI NEL TEMPO

① Meccanismi derivati da variazioni della σ_v accoppiati a processi di diffusione dell'acqua interstiziale

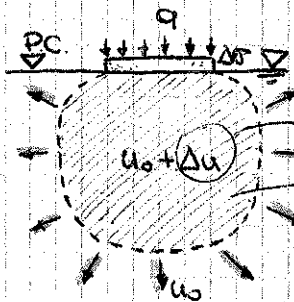
→ CONSOLIDAZIONE o RIGONFIAMENTO

② Meccanismi che avvengono in condizioni di σ_v e u costanti.

→ CREEP
funzione delle proprietà viscoso-elastiche del materiale

PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

L'evoluzione nel tempo delle deformazioni dipende dalle proprietà del mezzo poroso (permeabilità e deformabilità) e dalla geometria del problema (condizioni al contorno e percorsi di drenaggio all'interno della massa).



→ Riduzione dell'indice dei vuoti dovuta all'espulsione dell'acqua dallo zone interessate.

si dissipa gradualmente

bulbo tensionale

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_v' + \Delta u$$

① ALTA PERMEABILITÀ (COND. DRENATE)

$\Delta u = \emptyset$ ← il cedimento è immediato

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_v'$$

② BASSA PERMEABILITÀ (COND. NON DRENATE)

$$(t_0) \quad \Delta \sigma_v = \Delta u \rightarrow \Delta \sigma_v' = \emptyset$$

$$(t_n) \quad \Delta \sigma_v = \Delta u(t_n) + \Delta \sigma_v'(t_n)$$

$$(t_+) \quad \Delta \sigma_v = \Delta \sigma_v' \rightarrow \Delta u = \emptyset \quad \leftarrow \text{i cedimenti si generano nel tempo (processi di consolidazione)}$$

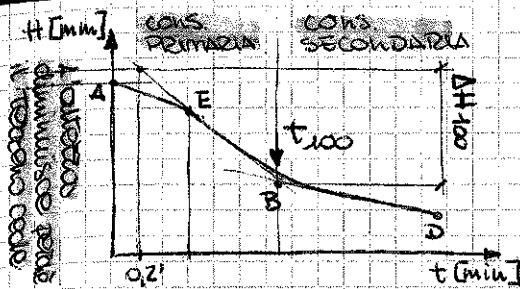
IMPLICAZIONI DEL PROCESSO

Istante iniziale (t_0) → nei vari punti del terreno le TENSIONI TOTALI indotte sono in parte sopportate dallo scheletro solido e in parte dall'acqua interstiziale.

Fine processo (t_+) → la sovrappressione Δu è nulla e tutte le TENSIONI TOTALI indotte risultano efficaci.
 $\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_v'$

→ VARIAZIONE DELLA RESISTENZA & evoluzione nel tempo dello stabilito dell'opera

EVOLUZIONE CEDIMENTI NEL TEMPO: Assostamenti dell'opera differiti nel tempo.



\overline{AB} = deformazioni del profilo date all'espulsione dell'acqua dai pori: **PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA**

\overline{BD} = deformazioni viscoso: **PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE SECONDARIA** → dipende da caratteristiche terreno e non dall'acqua

Asse t: in scala logaritmica

t_{100} (punto B) = istante in cui è uscito il 100% dell'acqua che doveva uscire con quel carico.

Aliquota di deformazione da consolidazione: ottenuta dall'intersezione del tratto lineare \overline{BD} con la tangente \overline{BE} .

I valori degli ASSESTAMENTI (ΔH) così ottenuti permettono di calcolare le deformazioni verticali (ϵ_v).

$$\epsilon_v = \frac{\Delta H_{100}}{H_0}$$

H_0 = altezza iniziale del profilo (diagrammato in funzione delle tensioni applicate).

5) APPLICAZIONE SECONDO CARICO

6) CONSOLIDAZIONE ($24h$)

↳ Nuovo grafico (t, H) relativo al nuovo carico applicato dal cui ottengo un secondo valore ϵ_{v2} .

7) APPLICAZIONE DEL TERZO CARICO

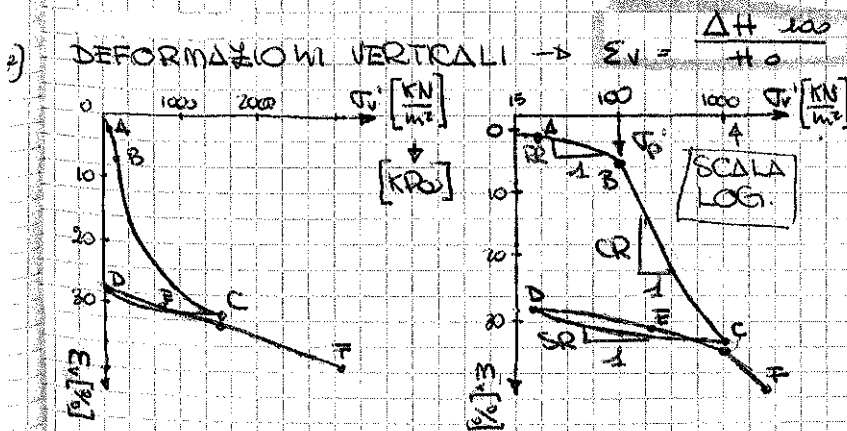
...

Alla fine per ciascun valore di carico applicato (σ_v) auto individuato un valore della deformazione (ϵ_v).

ANALISI DEI DATI DI PROVA

Faccio la prova in fase di carico n volte, poi in fase di scarico n/2 volte e poi la ripeto in fase di carico n volte: mi ricavo le deformazioni per ogni valore di carico.

RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI ϵ_v, σ_v



\overline{AB} = TRATTO DI RICOMPRESSIONE (modesta compressibilità)

\overline{BC} = TRATTO DI COMPRESSIONE (+ compressibilità)

\overline{CD} = TRATTO DI SCARICO O RIGONFIAMENTO (in cui recupero le deformaz. plastiche)

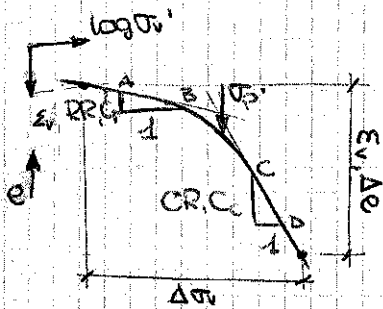
\overline{DC} = TRATTO DI RICOMPRESSIONE (def. elastiche non lineari)

\overline{CF} = TRATTO DI COMPRESSIONE (def. elastiche + plastiche)

σ_p = TENSIONE DI PRECONSOLIDAZIONE (in B)

Il tratto \overline{CD} non si sovrappone mai al tratto \overline{BC} poiché abbiamo un che fare con un mezzo naturale

DETERMINAZIONE DI RAPPORTI E INDICI



I tratti AB e CD devono essere sufficientemente lontani dallo zero del flusso.

$$\text{Rapporti} = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma_v'} = m_v$$

$$\text{Indici} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v'} = \alpha_v$$

* Rapporto di ricomprensione (piano ε_v, σ_v')

$$RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma_v'} = \frac{(\varepsilon_B - \varepsilon_A) \cdot 100}{\log(\sigma_{v2}' \cdot \sigma_{v4}')}$$

* Indice di ricomprensione (piano e, σ_v')

$$Cr = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v'} = - \frac{(\varepsilon_B - \varepsilon_A)}{\log(\sigma_{v2}' \cdot \sigma_{v4}')}$$

Le formule sono analoghe per RR, Cs e SR, Cs.

• Rapporto & Indice di ricomprensione
→ pendenza del tratto di ricarico

• Rapporto & Indice di compressione
→ pendenza del tratto di carico

• Rapporto & Indice di scarico (o rigonfiamento)
→ pendenza del tratto di scarico

* COEFF. DI COMPRESSIBILITÀ → $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma_v'}$

* INDICE DI COMPRESSIBILITÀ → $\alpha_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v'}$

* MODULO EDOMETRICO → $M = \frac{1}{m_v}$

Relazioni tra Indici e Rapporti

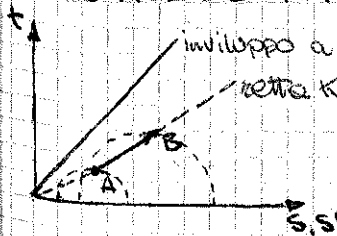
$$RR = \frac{Cr}{1 + e_0}$$

$$CR = \frac{Cc}{1 + e_0}$$

$$SR = \frac{Cs}{1 + e_0}$$

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + e_0}$$

STRESS-PATH DELLA PROVA



$$t = t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_v' - \sigma_w'}{2}$$

$$s = s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_v' + \sigma_w'}{2}$$

$$\Rightarrow \text{tg} \beta = \frac{1 - k_0}{1 + k_0}$$

Dalle condizioni imposte dalla prova equidistanti le deformazioni ($\varepsilon_r = 0; \varepsilon_v \neq 0$), ricaviamo che il percorso delle tensioni efficaci (ESP) segue la retta k_0 .

Lo stress path imposto in prova edometrica non toccherà mai l'inviluppo di rottura: il provino non potrà mai giungere a rottura. La prova edometrica non si esaurisce mai automaticamente di resistenza, ma solo relativi alla deformabilità e alla storia tensionale.

COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ROCCE

Prove di:

- Compressione monoassiale
- Compressione triassiale
- Taglio diretto

La prova di trazione per le rocce è irrilevante

AMMASSO ROCCIOSO: costituito da volumi rocciosi omogenei (matrice rocciosa o materiale roccioso) separati da discontinuità che rappresentano piani e/o superfici di debolezza (es. nicchia di distacco).

PROVE DI LABORATORIO

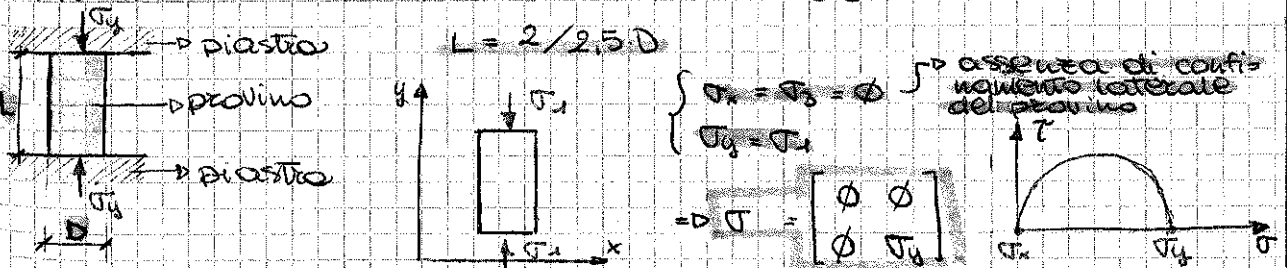
1. Per la matrice rocciosa:
 - ↳ Compressione
 - ↳ monoassiale
 - ↳ triassiale
 - ↳ trazione (si trascura)
 2. Per le discontinuità:
 - ↳ Taglio diretto: il provino si rompe su un piano (superficie in cui le tangenti sono uguali alle τ resistenti).
- Il numero di provini può essere fatto con prelievo di blocchi superficiali o tramite perforazioni di sondaggio.

STRUMENTI DI PERFORAZIONE

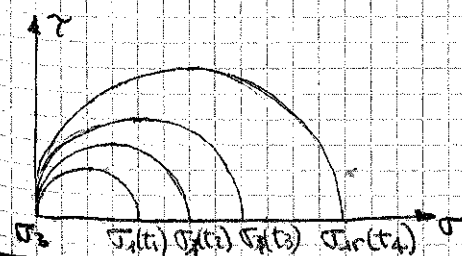
- * Carotiere semplice: tubo di acciaio (a cui estremo inferiore è costituito da una corona tagliente provvista di elementi di metallo duro o diamante).
- * Carotiere doppio: 2 tubi concentrici dei quali quello esterno ruota e quello interno raccoglie il campione.

La carota estratta viene riposta in apposite cassette catalogate.

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE



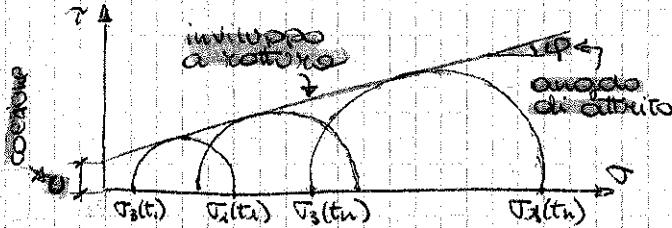
La prova viene eseguita aumentando progressivamente il valore di σ_1 fino ad arrivare al valore di σ_c a rottura.



RAPPRESENTAZIONE DEL CRITERIO DI RESISTENZA

Prova 1 $\rightarrow \tau_{1r}(t_1) - \tau_3(t_1)$
 Prova 2 $\rightarrow \tau_{1r}(t_2) - \tau_3(t_2)$
 ...
 Prova n $\rightarrow \tau_{1r}(t_n) - \tau_3(t_n)$

Piano $\tau - \sigma$



CRITERIO DI RESISTENZA

Criterio di Coulomb: si guarda la direzione del piano di rottura



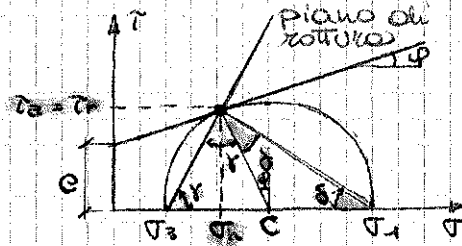
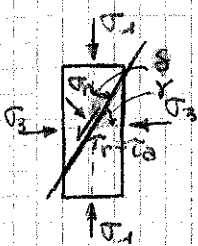
Rottura: quando $\tau_n = \tau_c$

$$\tau_n = c + \tau_n \cdot \tan \phi$$

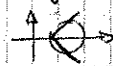
c \rightarrow coesione ϕ \rightarrow legge di attrito

CARATTERIZZAZIONE PIANO DI ROTTURA

La rottura avviene sul piano in cui la tangente τ è massima: condizione che si verifica nel punto di tangenza tra il cerchio di Mohr e l'involuppo di rottura.



Per semplicità noi lavoriamo solo sul semicerchio delle τ positive, ma non dobbiamo dimenticare che ci sono anche le τ negative



γ = angolo tra la direzione principale minima (σ_3) e il piano di rottura.

δ = angolo tra la direzione principale massima (σ_1) e il piano di rottura.

$$\gamma = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

$$\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

- piani non sempre si rompono con tagli puliti
- \rightarrow per tracciare in modo univoco la linea tangente dobbiamo avere 2 cerchi di Mohr dai quali ricaviamo l'involuppo a rottura.
- \rightarrow dobbiamo fare prove triassiali.

III xer

IV

III

II

I

ϵ_3

* MOD

* RAPP

FASI DELLA CURVA σ - ϵ

- I) Fase di chiusura di tutti i difetti del materiale, scartamento delle cariche. \rightarrow il provino si assosta.
- II) Fase molto ampia in cui l'andamento della curva è simile ad una retta. \rightarrow il materiale si deforma in modo elastico-lineare: processo reversibile.
- III) Fase che corrisponde all'innesco delle prime rotture del materiale. \rightarrow parte di maggiore deformazione: comportamento non più lineare.
- IV) Fase in cui le crepe sono molto pronunciate fino alla rottura (anche se non si arriva a rottura, ma si interrompe prima la prova).

Calcolati sulle rette secanti alle curve (passanti per l'origine degli assi) nei punti corrispondenti al 50% del carico di rottura ($\sigma_0/2$).

* MODULO ELASTICO TANGENTE $\rightarrow E_{t50} = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1(t)}$

* RAPPORTO DI POISSON TANGENTE $\rightarrow \nu_{t50} = \left| \frac{\Delta \epsilon_3(t)}{\Delta \epsilon_1(t)} \right|$

Calcolati sulle rette tangenti alle curve nei punti corrispondenti al 50% del carico di rottura ($\sigma_0/2$).

PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE

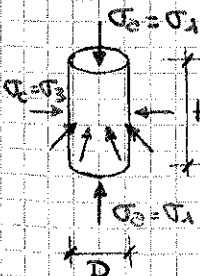
Campione cilindrico sottoposto a:

- sforzo assiale σ_3 crescente fino a rottura.
- confinamento laterale σ_1 costante.

$$\begin{cases} \sigma_{1r} = \sigma_3 \\ \sigma_{3r} = \sigma_0 \end{cases}$$

ottenuto con la pressa

ottenuto con la cella di carico con fluido in pressione



$$H = 2 \div 2.5 D$$

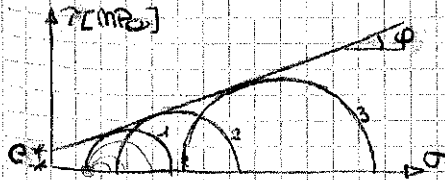
Stato tensionale al centro del campione

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_3 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Il provino è avvolto in una membrana impermeabile e inserito in un apparecchio contenente olio in pressione. Lo estensimetro elettrico misura le deformazioni.

CRITERIO DI RESISTENZA

Ripetere le coppie $\sigma_{1r}, \sigma_3 - \sigma_c$ ricavate da almeno 3 provini sul piano $\tau - \sigma$ per ottenere i cerchi di Mohr a rottura.



CRITERIO DI COULOMB

$$\tau_r = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

- c = coesione
- φ = angolo di attrito

La retta tangente a tutti i cerchi di Mohr a rottura rappresenta l'inviluppo di resistenza al taglio del materiale. \rightarrow la retta passa per gli stati tensionali che il materiale non sopporta.

AMMASSO ROCCIOSO: può essere descritto come formato da blocchi di roccia separati da superfici di discontinuità.

MATRICE ROCCIOSA (roccia intatta): è costituito da blocchi apparentemente intatti che sono divisi da superfici più o meno continue.

DISCONTINUITÀ (piani di debolezza): superfici meno forti di quelle all'interno della matrice rocciosa.

COMPORTEMENTO MECCANICO dell'ammasso potrebbe essere molto diverso da quello che si può determinare in laboratorio su campioni di piccole dimensioni (matrice rocciosa) a causa della presenza di zone di debolezza a scala macroscopica (discontinuità), diminuisce la resistenza e aumenta la deformabilità.

In alcuni casi le caratteristiche delle discontinuità sono predominanti e possono creare dei blocchi con grandi instabilità.

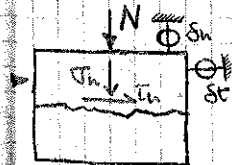
PROVE DI LABORATORIO

Matrice rocciosa → Prove compressione monoassiale
 → Prove compressione triassiale
 → Prove trazione indiretta (brasiliano)

Discontinuità → PROVA DI TAGLIO DIRETTO (generalmente si trascura la resistenza a trazione essendo due superfici separate)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (DISCONTINUITÀ NATURALI)

Campione contenente una superficie di discontinuità sottoposto a:
 Forza normale (N) costante
 Forza tangenziale (T) crescente



Si misurano: - δ_t = spostamenti tangenziali
 - δ_n = spostamenti normali

Stato tensionale sulla superficie della discontinuità

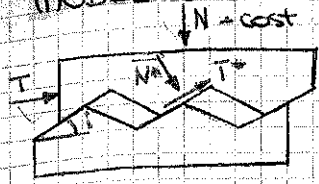
$$\begin{cases} \sigma_n = N/A \rightarrow \text{stresso norm.} \\ \tau_n = T/A \rightarrow \text{stresso tang.} \end{cases}$$

Pi di superficie → liscio (artificiale)
 ↳ scabra (naturale)

Prendiamo un campione contenente la discontinuità e applichiamo due forze: la T va applicata sul piano dove vogliamo la rottura.

In questa prova non possiamo conoscere σ_1 e σ_3 !
 → non possiamo disegnare i cerchi di Mohr.

MODELLO DI PATON : semplifica una superficie scabra in una superficie con dei dentini tutti uguali.



α = inclinazione delle asperità (costante)



$$\Rightarrow \begin{cases} N^* = N \cos(\alpha) + T \sin(\alpha) \\ T^* = T \cos(\alpha) - N \sin(\alpha) \end{cases}$$

⇒ Sulle aree di contatto atteso: $T^* = N^* \cdot \tan(\phi_b)$ sostituisce

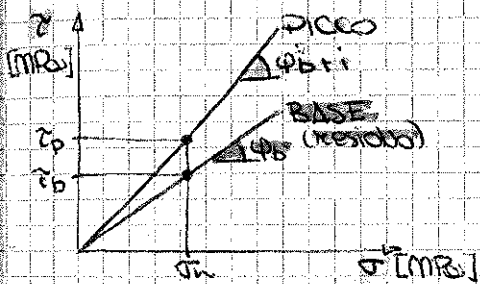
$$T \cos(\alpha) - N \sin(\alpha) = [N \cos(\alpha) + T \sin(\alpha)] \tan(\phi_b) \quad \text{divido per } \cos(\alpha)$$

$$T - N \tan(\alpha) = [N + T \tan(\alpha)] \tan(\phi_b) \quad \text{raggruppo le T e le N}$$

$$T [1 - \tan(\alpha) \tan(\phi_b)] = N [\tan(\phi_b) + \tan(\alpha)] \quad \text{isolo la T}$$

⇒ (a) forza necessaria per avere lo scorrimento: $T = N \left[\frac{\tan(\phi_b) + \tan(\alpha)}{1 - \tan(\alpha) \tan(\phi_b)} \right] = N \cdot \tan(\phi_b + \alpha)$

CRITERIO DI RESISTENZA DI PICCO (Paton) ($\tau_p - \sigma_n$)



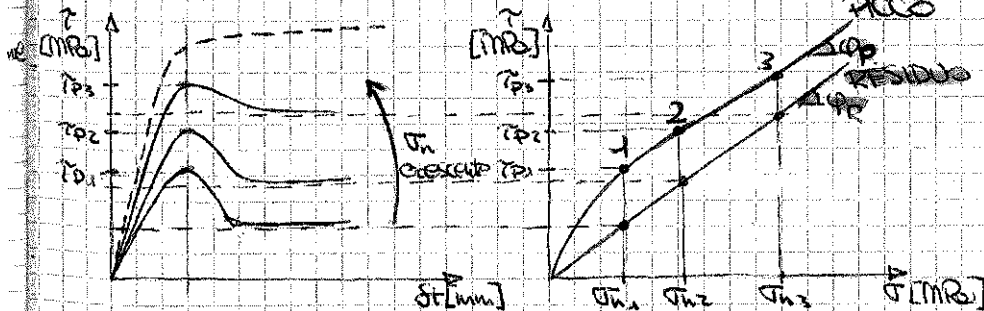
$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + \alpha)$$

$$\begin{cases} \phi_b = \phi_r \\ \phi_b + \alpha = \phi_p \end{cases}$$

α = angolo di dilatazione

Lo scalfamento delle asperità (dilatazione) provoca un incremento della resistenza (picco)

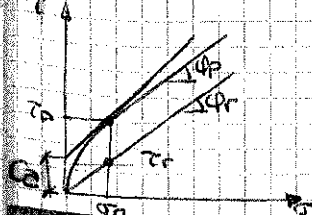
INVILUPPI DI RESISTENZA REALI



All' aumentare di σ_n :

- * τ_p aumenta
- * la differenza $\tau_p - \tau_r$ diminuisce (⇒ diminuisce il comp. fragile)
- ⇒ lo scalfamento (i) si attenua all' aumentare di σ_n

CRITERIO DI RESISTENZA : lineare illo la curva del picco in un punto



PICCO → $\tau_p = c_a + \sigma_n \cdot \tan(\phi_p)$

c_a = coesione apparente
 ϕ_p = angolo di attrito di picco → $\phi_p = f(\sigma_n)$

RESIDUO → $\tau_r = \sigma_n \cdot \tan(\phi_r)$

$\phi_r = \phi_b = \text{cost}$

(57)

LIMITI DI VALIDITÀ

$\sigma_n > JCS$

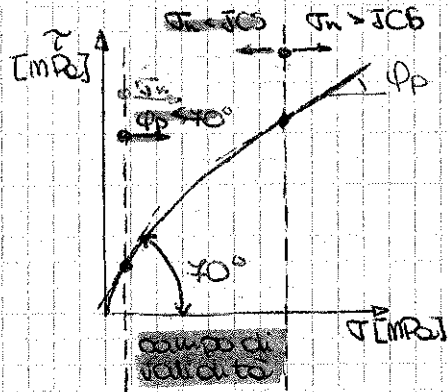
Per $\sigma_n > JCS$ le asportazioni si rompono per compressione \Rightarrow escludo $\sigma_n > JCS$

$\Rightarrow \phi_p = \phi_n \Rightarrow$ considero $\sigma_n < JCS$ cioè quando $\phi_p > \phi_n$

$\sigma_n \rightarrow \infty$

Per $\sigma_n \rightarrow \infty$ il criterio indicherebbe $\phi_p \rightarrow \infty$, si considerano allora un limite superiore per ϕ_p (70°)

$\Rightarrow \phi_n < \phi_p < 70^\circ$



EFFETTI DISCALA < dimens. profilo -> < discontinuita'

Le discontinuita' naturali sono soggette ai fatti ~~effetti~~ di scala: variazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità con diverse dimensioni del campione.

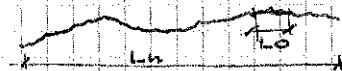
cm)

Lo' significa che i parametri determinati sui campioni di laboratorio non possono essere considerati rappresentativi delle condizioni in sito.

D)

In particolare esistono diversi ordini di scabrezza:

- L_0 = lunghezza di "laboratorio"
- L_n = lunghezza "in sito"



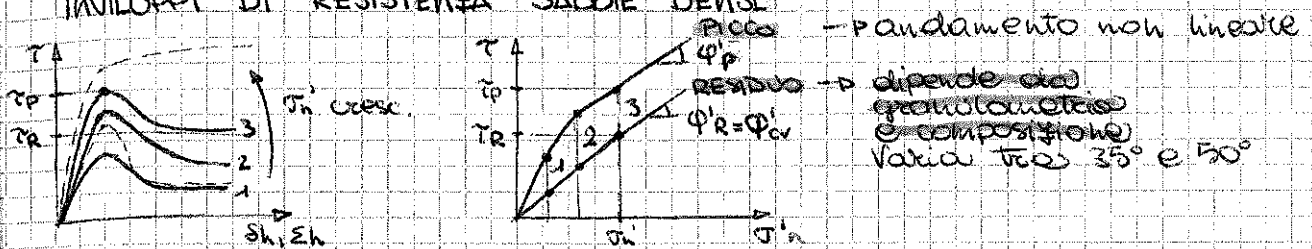
$JRC_n = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02 \cdot JRC_0}$

$\left(JCS_n = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.03 \cdot JRC_0} \right) \rightarrow$ non sempre viene usato perché il sistema di scale in questo caso non ha significato fisico

- La dilatazione provoca il raggiungimento di una resistenza di picco accompagnato da aumento di volume del campione.
- Superato il picco (cioè la resistenza) che il volume decresce all'aumentare degli spostamenti tangenziali (δ_r).
- Per alti valori di spostamento tangenziale si raggiungono condizioni di equilibrio, con volume e resistenza costanti (condizioni residue) all'aumentare della deformazione.



INVILUPPI DI RESISTENZA SABBIE DENSE

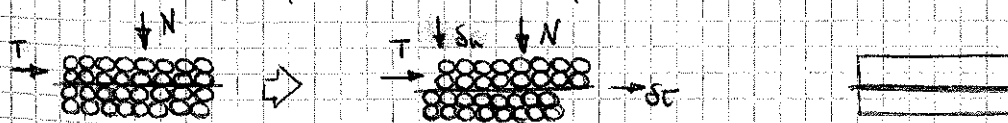


L'effetto di dilatazione diminuisce aumentando σ_n^0 .

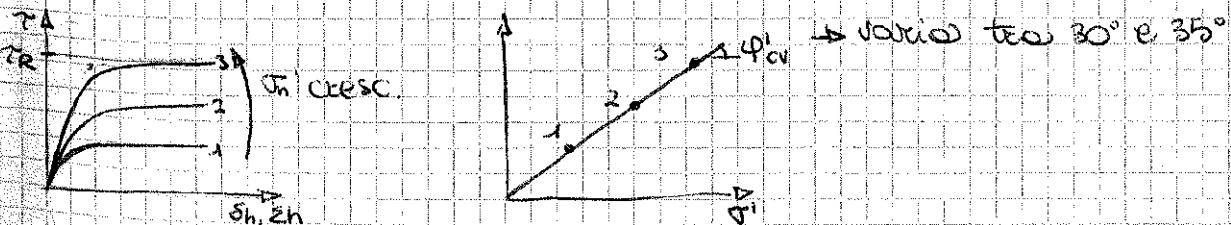
SABBIE SCIOLTE ($D_r < 35\%$)

Comportamento simile a superficie liscia nelle rocce.

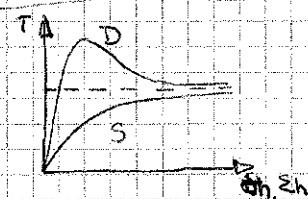
- Gli spostamenti tangenziali imposti durante la prova non sono accompagnati da dilatazione.
- I singoli granuli del campione durante la prova si spostano dalla configurazione iniziale per raggiungere un assetto più denso e più stabile, il volume del campione diminuisce fino al raggiungimento di un valore costante.
- La resistenza del campione raggiunge un valore asintotico per alti valori di scorrimento tangenziale.
- Le condizioni di equilibrio ("ultime" o residue) vengono raggiunte senza un compenso di un picco.



INVILUPPI DI RESISTENZA SABBIE SCIOLTE



N.B. A parità di composizione mineralogica e di σ_n^0 agente, le condizioni ultime non sono influenzate dal grado di addensamento.
Condiz. ultime (residue) - volume costante



PROVE IN SITO

Determinazione di D_r , ϕ' in modo empirico

PROVE PENETROMETRICHE: resistenza del terreno alla penetrazione di un utensile standardizzato

- Dinamiche: infissione a percussione
SPT (Standard Penetration Test)
- Statiche: infissione ad avanzamento costante (+ lento)
CPT (Cone Penetration Test) \times rotazione

Un tempo si cercava di congelare il campione per non cambiarne le caratteristiche, ma il volume variava e quindi la sua densità.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - SPT \rightarrow prova discreta

Si misura N_{SPT} \rightarrow numero di colpi necessario ad infondere un campionario standard per la profondità di 30 cm (1 piede), battendo con un martello di 63,5 kg (140 libbre) con un'altezza di caduta di 76,2 cm (30 pollici).

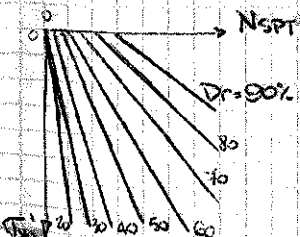
Utilizzato per sabbie e ghiaie (no terreno fine).

DETERMINAZIONE DI ϕ'

Tramite le prove SPT è molto difficile tenere conto di tutti i fattori che influenzano la resistenza alla penetrazione.

L'approccio più comunemente utilizzato consiste nello stimare la D_r dai risultati delle prove e successivamente, nota la composizione granulometrica, risalire a ϕ' tramite ulteriori correlazioni empiriche.

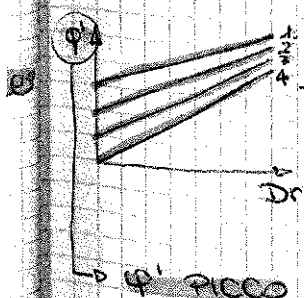
La correlazione che determina la D_r in base al N_{SPT} non tiene conto di alcuni parametri quali: σ'_v , livello deformativo e altre.



\rightarrow Valido per sabbie N_0 (normal consolidated)

σ'_v : tensione geostatica efficace

$$\tau_R = \frac{\sigma'_v \cdot K_0 \cdot \tan \phi'}{\sigma'_v}$$



- 1 ghiaietto uniforme
sabbie e ghiaie poco limose
- 2 sabbie grosse uniformi
sabbie medie ben assortite
- 3 sabbie medie uniformi
sabbie fini ben assortite
- 4 sabbie fini uniformi

ϕ' piccolo \rightarrow piccole deformazioni
 \rightarrow basse σ'_v

Da prove di laboratorio

COMPORTAMENTO MECCANICO DEI MAT. A GRANA FINE (ARGILLA - LIMO)

- ~~Caratteristiche di resistenza e deformabilità: ARGILLE NC/SC~~
- ~~Determinazione dei parametri di resistenza in condizioni drenate / non drenate~~
 - > PROVE (in laboratorio) TRIASSIALI -> CD, CU, UU
 - > PROVE (in sito) CPT

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

- * ~~Bassa permeabilità~~
 - > condizioni non drenate
- * ~~Particelle di piccole dimensioni e allungate (fenomeni chimici e fisici di interazione con l'acqua)~~
 - > comportamento regolato dal contenuto d'acqua (w)
- * ~~Presenza di coesione (possibilità di ottenere campioni metastabili)~~
 - > prove triassiali in condizioni drenate o non drenate

INTERAZIONE CON L'ACQUA -> RIGONFIAMENTO

ARGILLE SENSITIVE (quick clays)

~~Deposizione marina dei sedimenti argillosi durante i periodi glaciali~~



~~Tessitura metastabile (flocculata) dei gran. deboli alla salinità dell'acqua interstiziale~~



Emersione



~~Interazione con acqua dolce che scioglie i sali presenti~~

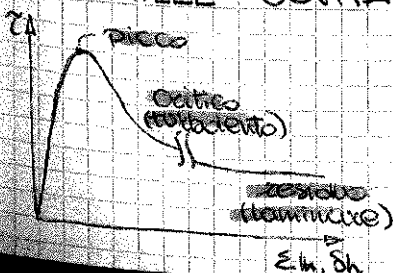
~~Basta allora un piccolo stimolo meccanico perché questi terreni possano improvvisamente "liquefarsi"~~

~~-> Il caso delle terre a grana fine dipende dal contenuto naturale di acqua (w) e di conseguenza dal grado di sovraconsolidazione (OCR)~~

SFORZI EFFICACI

- * Argilla a bassa consistenza (NC) $c' = 0$ -> ~~SABBIA SCIOLTA (involuppo lineare)~~
- * Argilla ad alta consistenza (SC) $c' \neq 0$ -> ~~SABBIA DENSA (involuppo non lineare)~~

ARGILLE SOVRACONSOLIDATE (SC)



~~formazione di una banda di taglio~~



~~movimento delle particelle~~



DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO DELLE ARGILLE

* Prove di laboratorio

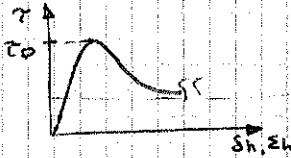
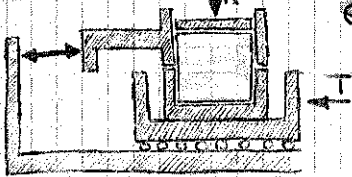
- Taglio diretto o anulare (rotazionale)
- Triassiali

* Prove in sito

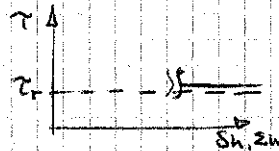
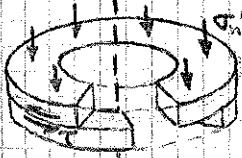
- ~~Prova penetrometrica statica (CPT)~~

PROVE DI TAGLIO

* TAGLIO DIRETTO : interessa la zona del picco e lo stato critico



* TAGLIO ANULARE : interessa la zona del residuo



N.B. Interazione con l'acqua:

- > provini saturi
- > condizioni DRENATE (velocità di carico)

PROVE TRIASSIALI

* ~~Apparecchio triassiale vero~~ : $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$



~~Poco usato perché di difficile realizzazione~~

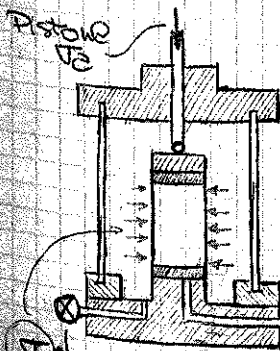
* ~~Apparecchio triassiale assialsimmetrico~~ : $\sigma_1 \neq \sigma_2$



~~Usato abitualmente~~

$$\begin{cases} \sigma_2 = \sigma_3 \\ \sigma_1 \neq \sigma_2 \end{cases}$$

APPARECCHIATURA : il campione viene racchiuso in una membrana isolante e viene inserito nell'apparecchio in cui:



- σ_1 viene applicato da un pistone in direzione verticale
- σ_2 viene applicato da un fluido in pressione

Sopra e sotto il campione ci sono 2 pietre porose : la pietra sotto comunicata con un circuito che finisce con un rubinetto di drenaggio che misura la pressione dell'acqua (u).

↳ Rubinetto drenaggio

Fase di consolidazione

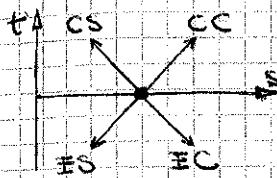
- CI - Cons. Isotropo $\rightarrow \sigma_{ho}' / \sigma_{vc}' = 1$ } indipendente dallo direzione perché $\sigma_{ho}' = \sigma_{vc}'$
- CKo - Cons. condizioni Ko $\rightarrow \sigma_{ho}' / \sigma_{vc}' = K_o$
- CA - Cons. Anisotropo $\rightarrow \sigma_{ho}' / \sigma_{vc}' \neq 1$

② FASE DI ROTURA

Si applica uno stato deviatorico ($\sigma_1 - \sigma_3$) che porta il materiale a rottura.

Diversi possibili stress-path: varia una delle due tensioni principali mentre l'altra resta costante.

Percorsi delle sollecitazioni (stress-path):



CS
 comp.
 satura

$$\begin{cases} \sigma_3 = \text{cost} \\ \sigma_1 = \text{aumenta} \end{cases}$$



espansione

$$\begin{cases} \sigma_1 = \text{diminuisce} \\ \sigma_3 = \text{cost} \end{cases}$$



CC
 comp.
 carico

$$\begin{cases} \sigma_1 = \text{aumenta} \\ \sigma_3 = \text{cost} \end{cases}$$



EC

$$\begin{cases} \sigma_1 = \text{cost} \\ \sigma_3 = \text{aumenta} \end{cases}$$



Tipicamente si segue un percorso di COMPRESSIONE PER CARICO (C)

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_3 = \text{aumenta} \\ \sigma_3 = \sigma_c = \text{cost} \end{cases}$$

*Condiz. Drenate D (Drained)

- si misurano: ΔV
- ΔH
- carichi applicati

*Condiz. Non drenate U (Undrained)

- si misurano: ΔU
- ΔH
- carichi applicati

TIPOLOGIE DI PROVA

UU (non cons. - non drenata): drenaggio sempre chiuso

CU (consolidata - non drenata): la prima fase è drenata mentre la fase a rottura è non drenata

- CUU
- CUU
- CAU

CD (consolidato - drenato): il drenaggio è sempre aperto

- CCD
- CCD
- CCD

ES 7

RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI

1. Prove in sito per terreni a grana grossolana:
 - Scala penetrometrica dinamica (SPT)
2. Prove di laboratorio per terreni a grana fine:
 - Prove di compressione triassiale (CD, CU, UU).

COMPORIAMENTO MECCANICO DEI TERRENI → resistenza e deformab.

Dipende principalmente dalla granulometria:

- GRANA GROSSOLANA → Ghiaia ($2\text{mm} < \phi < 60\text{mm}$)
 ↳ Sabbia ($0,06\text{mm} < \phi < 2\text{mm}$)
- GRANA FINE → Limo ($0,002\text{mm} < \phi < 0,06\text{mm}$)
 ↳ Argilla ($\phi < 0,002\text{mm}$)

Le PROVE SPERIMENTALI da eseguire per la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità dipendono dalla possibilità di estrazione campioni indisturbati dal sito.

* TERR. A GRANA GROSSOLANA

Comportam. regolato dallo stato di adensamento (D_r)

- Impossibile ottenere campioni indisturbati
- Prove in sito (penetrometriche)

* TERR. A GRANA FINE

Comportam. regolato dal contenuto d'acqua (w)

- È possibile ottenere campioni indisturbati
- Prove di lab. in condizioni drenate o non drenate
- Prove in sito in condizioni non drenate

TERRENI A GRANA GROSSOLANA (RESISTENZA AL TAGLIO)

* La resistenza al volume costante (RESIDUA) dipende da caratteristiche intrinseche:

- ↳ Granulometria
- ↳ Mineralogia

sviluppo di resistenza lineare → $\tau_r = \sigma' \cdot \tan \phi_r$
 $\begin{cases} e' = 0 \\ \phi_r (= \phi_r) = \text{cost} \end{cases}$

* La resistenza di PICCO dipende dallo stato coesivo:

- ↳ Grado di adensamento (aumenta con D_r)
- ↳ Tensione normale efficace (diminuisce con σ_r')

sviluppo di resistenza non lineare → $\tau_p = \sigma' \cdot \tan \phi_p$
 ma può essere approssimato con una retta in un certo intervallo di variazione limitato di σ_r'
 $\begin{cases} e' = 0 \\ \phi_p = \text{cost nel intervallo considerato} \end{cases}$

Per rendimenti diversi si dovrebbe normalizzare il valore di N_{sp} rispetto al rendimento misurato del dispositivo (ER), calcolando:

$$N_{60} = \frac{ER}{60} N_{sp} \quad \dots \quad ER = \text{rendimento effettivo (però non è sempre noto)}$$

↳ n° corretto

Ma... - quasi mai è noto il rendimento del sistema
 - usate nelle correlazioni il valore "non corretto" N_{sp} e a favore di sicurezza se il rendimento reale è >60%

La prova permette di DETERMINARE:

- la densità relativa (D_r)
- il modulo di taglio G_0
- il modulo di deformazione (o di Young) E_{50}
- il modulo edometrico M_0
- la resistenza alla liquefazione
- l'angolo di resistenza al taglio (ϕ')

CORRELAZIONI EMPIRICHE - DETERMINAZIONE ϕ'

ϕ' = angolo di attrito (di piega)

• INDIRETTE : doppio passaggio

$$\begin{matrix} (N_{sp} - D_r) \\ + \\ (D_r - \phi') \end{matrix} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Gibbs \& Holtz} \\ + \\ \text{Schmertmann} \end{array} \right.$$

• DIRETTE

$$(N_{sp} - \phi') \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{De Mello} \\ \text{Schmertmann} \\ \text{Peck-Hanson \& Thornburn} \\ \text{Japan Road Association} \\ \text{Hatanaka \& Uchida} \end{array} \right.$$

* DE MELLO $\rightarrow \phi' = 19 - 0,38 \cdot \sigma'_{vs} + 8,73 \cdot \text{Log}(N_{sp})$

- valida per le sabbie in genere
- valida per qualunque profondità tranne i primi 2m sotto il PC.
- inapplicabile per $\phi' > 38^\circ$
- σ'_{vs} in kg/cm^2 ($1 \text{ kg/cm}^2 \sim 100 \text{ kPa}$)

* SCHMERTMANN $\rightarrow \phi' = \tau_q' \left[\frac{N_{sp}}{12,2 + 20,3 \cdot (\sigma'_{vs}/p_a)} \right]^{0,34}$

- valida per sabbie "pulite"
- valida per qualunque profondità tranne i primi 2m sotto il PC.
- p_a = pressione atmosferica ($1 \text{ atm} \sim 100 \text{ kPa}$)
- σ'_{vs} normalizzato

* PECK-HANSON & THORNBURN $\rightarrow \phi' = 0,28 \cdot N_{sp}^{0,5} + 27,2$

* ROAD BRIDGE SPECIFICATION (RBS) $\rightarrow \phi' = \sqrt{15 \cdot N_{sp}^{0,5}} + 15$

* HATANAKA & UCHIDA $\rightarrow \phi' = \sqrt{20 \cdot N_{sp}^{0,5}} + 20$

- ↳ non considerano σ'_{vs}
- ↳ si deve usare N_{norm} (corretto) anziché N_{sp}

PARAMETRI OTENUTI

- * LAB.
 - ~~Taquo diretto~~ : ~~...~~, ~~...~~
 - ~~Taquo anulare~~ : ~~...~~, ~~...~~
 - ~~Pressioni~~ : ~~...~~, ~~...~~ (~~...~~ e ~~...~~)
~~...~~ (~~...~~ e ~~...~~)

- * SITO
 - ~~...~~ : ~~...~~
 - ~~...~~ test : ~~...~~

PROVE TRUSSIALI PER DETERMINAZIONE PARAMETRI

① Consolidate - Drenate (CD)

- ~~...~~ → consolid. isotropo
- ~~...~~ → consolid. in ~~condizioni~~ to
- ~~...~~ → consolid. anisotropo

② Consolidate - Non drenate (CU)

- ~~...~~ → cons. isotropo
- ~~...~~ → cons. in ~~condizioni~~ to
- ~~...~~ → cons. anisotropo

③ Non Consolidate - Non drenate (UU)

Stress-path di rottura di compressione di ovale (CC) per tutte le prove, con $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$ e $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 > 0$

PROVE CID

σ'_c [MPa] → $\sigma'_c = \sigma'_c$ (-BP) → valore molto basso
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ [MPa]

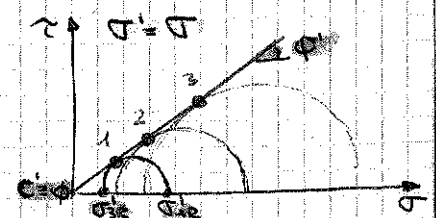
PIANO $\tau - \sigma'$ → Calcolo di σ'_{3R} e σ'_{1R}

CERCHI DI MOHR Δ ROTURA

$$\sigma'_{3R} = \sigma'_{3R} = \sigma'_c = \sigma'_{1c} = \sigma'_{3c}$$

$$\sigma'_{1R} = \sigma'_{1R} = (\sigma_1 - \sigma_3)_R + \sigma'_{3R}$$

N.B.: $(\sigma_1 - \sigma_3)_R = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_R$ poiché $\Delta u = 0$



PIANO $t - s$ → Calcolo di t_R e s_R

STRESS-PATH

$$t'_R = t_R = \frac{\sigma'_{1R} - \sigma'_{3R}}{2} = \frac{\sigma'_{1R} - \sigma'_{3R}}{2}$$

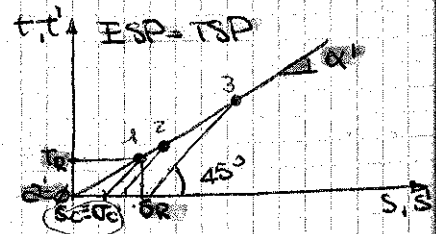
$$s'_R = s_R = \frac{\sigma'_{1R} + \sigma'_{3R}}{2} = \frac{\sigma'_{1R} + \sigma'_{3R}}{2}$$

$$t'_c = t_c = 0$$

$$s'_c = s_c = \sigma'_c$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \alpha'}$$

$$\alpha' = \sin^{-1}(\tan \alpha')$$



(se $t_c = 0 \rightarrow s_c = \sigma'_c$)

$\tau - \sigma'$ → $\sigma' = \sigma$ (-BP)

$t - s$ → ESP = TSP (-BP)

ESP (Effective Stress Path)
 TSP (Total Stress Path)

COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE (2^o PARTE)

- * Parametri delle ~~condizioni~~ interstiziali di Skempton
- * Parametri di ~~condizioni~~ in condizioni drenate / non drenate

→ ~~PROVE DI LAB TRIASSIALI~~ $\begin{cases} CD & \rightarrow CID \\ CU & \rightarrow CIU, CU \\ UU & \rightarrow UU \end{cases}$

1^o fase → consolidaz.
2^o fase → rottura CC

PARAMETRI DI SKEMPTON

in ~~condizioni non drenate~~ : $\Delta U = B[\Delta \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)]$

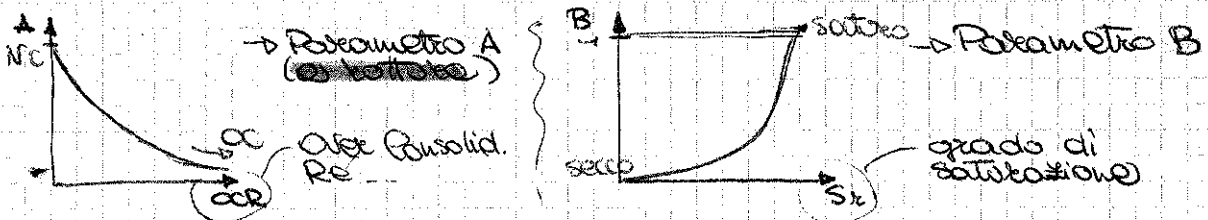
ΔU = variaz. delle pressioni interstiziali in un terreno
al variare delle sollecitazioni imposte

$B = \frac{\Delta u_{saturato}}{\Delta \sigma_3}$ → si ricava tramite uno stato saturo:
 $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 = \phi$
 $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$

stato saturo → $B = 1$

$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$ → si ricava in fase di rottura con percorso CC
 $\Delta \sigma_3 = \phi$

A varia con lo stato tensionale



VALORI INDICATIVI DI A A ROTTURA

- $A = 0.5 \div 1$ → Argille NE
 - $A = 0.5 \div \phi$ → Argille debolmente CC
 - $A = 0 \div 0.5$ → Argille molto CC
- } $\Delta U > \phi$
} $\Delta U < \phi$

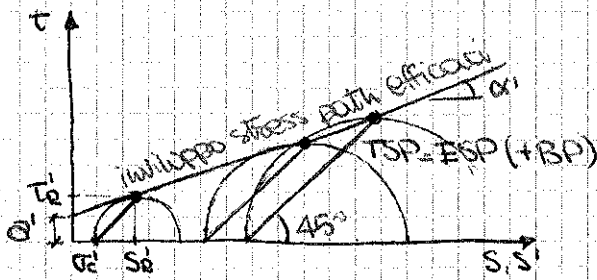
N.B.: Percorso CC

$\Delta \sigma_3 = \phi$ } formula Skempton semplif.: $\Delta U = A \cdot \sigma_1$
 $\Delta \sigma_1 = \phi$ } $\Delta U > \phi$ → Arg. NE o poco CC
 $\Delta U < \phi$ → Arg. molto CC

→ in realtà, in sito, non avremo mai $\Delta \sigma_3 = \phi$ causa confinamento

Sapere il segno di Δu ci aiuta a sapere come si evolveranno gli stati efficaci in fase di consolidazione
 $\Delta u > 0$ → > consolidaz.

PIANO $t-s, s'$



$$t = \sigma' + s \cdot \tan \alpha'$$

σ', α' sono parametri "effettivi"

$$\begin{cases} \varphi' = \sin^{-1}(\tan \alpha') \rightarrow \text{angolo d'attrito} \\ c' = \frac{\sigma}{\cos \varphi'} \rightarrow \text{coesione} \\ \text{(se NC} \rightarrow c' = \phi) \end{cases}$$

Fase di rottura in condizioni drenate ($\Delta u = \phi$):

- $\rightarrow s = s' (+BP)$ \rightarrow prova levata
- \rightarrow Total Stress Path = Effective Stress Path (+ Back Pressure)

~~Percorso CC~~: Stress Path inclinati di 45°

$$\begin{aligned} * t_r &= t'_r \\ * s_r &= s'_r + \Delta u \end{aligned}$$

PROVE CONSOLIDATE - NON DRENATE (CU)

~~1° fase drenata~~
~~2° fase non drenata~~

- \rightarrow CIU Cons. Isotropo
- \rightarrow CKU Cons. in condizioni t_0
- \rightarrow CAU Cons. Anisotropo

PROVA CIU

Serie di almeno 3 prove (previsti saturati)

1° FASE (Consolidazione) isotropo

$$\begin{aligned} \sigma_c = \sigma_e = \sigma_i = \sigma_{1c} = \sigma_{3c} \\ \sigma' = \sigma (-BP) \\ \Delta u = \phi \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \sigma_c = \sigma_e = \sigma_i = \sigma_{1c} = \sigma_{3c} \\ \sigma' = \sigma (-BP) \\ \Delta u = \phi \end{aligned}} \right\} \text{al fine della fase}$$

2° FASE (Rottura in condizioni non drenate)

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_c = \phi \\ \Delta \sigma_e > \phi \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \Delta \sigma_c = \phi \\ \Delta \sigma_e > \phi \end{aligned}} \right\} \text{Percorso CC}$$

$$\begin{aligned} \sigma' = \sigma - \Delta u (-BP) \\ \Delta u > \phi \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \sigma' = \sigma - \Delta u (-BP) \\ \Delta u > \phi \end{aligned}} \right\} \text{rotazione}$$

PERCORSO CC: Fase di rottura

$$\Delta u > \phi \Rightarrow TSP \neq ESP \text{ perche } ESP = TSP - \Delta u$$

La relazione di Δu non è lineare al procedere della prova, non è funzione dello stato tensionale applicato.

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) = f(\Delta)$$

ESERCITAZIONE 05.03.2013 1

ES. 1

$$V = 0,001 \text{ m}^3$$

$$W = 0,0184 \text{ (KN)} = \rho \cdot g \cdot V = 18,4 \text{ KN}$$

$$w = 14,7 \% \text{ (contenuto unitario di acqua)}$$

$$G_s = 2,72 \text{ (parte solida - peso specifico)} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$\gamma = ?$	→ peso dell'unità di volume totale $\frac{W}{V}$
$S = ?$	→ grado di saturazione = $\frac{V_w}{V_v} \cdot 100$
$\gamma_{\text{sat}} = ?$	→ peso unità vol. $\gamma = \rho \cdot g$
$\gamma_{\text{secco}} = ?$	→ peso unità vol. $W_s = \rho_s \cdot V_s$; $S = 0\%$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{0,0184}{0,001} = 18,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 = \frac{2,41 \cdot 10^{-3}}{3,99 \cdot 10^{-4}} \cdot 100 = 60,4 \% \rightarrow \text{parzialmente saturo}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{2,36 \cdot 10^{-3}}{9,81} = 2,41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 10 \cdot 10^{-4} - 6,012 \cdot 10^{-4} = 3,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{0,01604}{26,68} = 6,012 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$W = W_s + W_w = W_s + w \cdot W_s = W_s(1 + w)$$

$$0,0184 = W_s(1 + 0,147) \Rightarrow W_s = 0,01604 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_w = W - W_s = 0,0184 - 0,01604 = 0,00236 \text{ KN}$$

$$\gamma_s = G_s \cdot \gamma_w = 2,72 \cdot 9,81 = 26,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{saturo}} \rightarrow S = 100\% = 1 \Rightarrow V_v = V_w \text{ perche } V_g = 0 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_{\text{sat}}}{V} = \frac{0,01995}{0,001} = 19,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \quad \text{perche saturo}$$

$$W_{\text{sat}} = W_s + W_w = W_s + \gamma_w \cdot V_w = W_s + \gamma_w \cdot V_v = 0,01604 + 9,81 \cdot 3,99 \cdot 10^{-4} = 0,01995 \text{ KN}$$

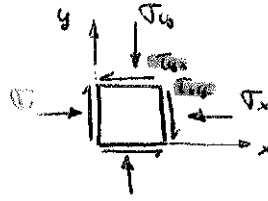
$$\gamma_{\text{secco}} \rightarrow S = 0\% = 0 \Rightarrow W = W_s \text{ perche } W_w = 0 \text{ KN}$$

$$\gamma_{\text{secco}} = \frac{W}{V} = \frac{W_s}{V} = \frac{0,01604}{0,001} = 16,04 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

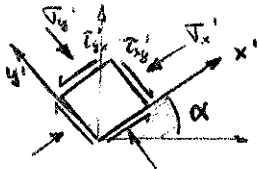
ESERCITAZIONE 12-03-2013 2

ES. 1

$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} 110 & -30 \\ 30 & 250 \end{bmatrix} \text{ [kPa]}$$

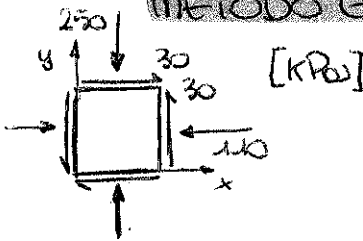


$\alpha = 40^\circ \rightarrow$ antiorario



$$[\sigma_{x'y'}] = \begin{bmatrix} \sigma_{x'} & \tau_{x'y'} \\ \tau_{y'x'} & \sigma_{y'} \end{bmatrix} = ?$$

METODO GRAFICO

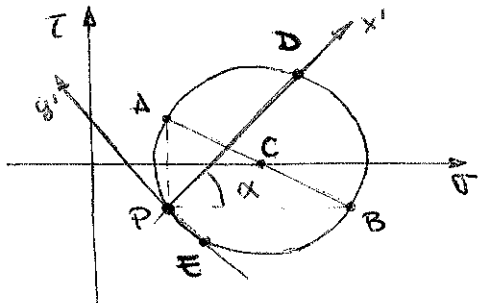


1 Stato tensionale su cubetto (con verso frecce)

2 A(σ_x, τ_{xy})
B(σ_y, τ_{yx}) \rightarrow segno

P = A(σ_x, τ_{xy}) = (110, +30)

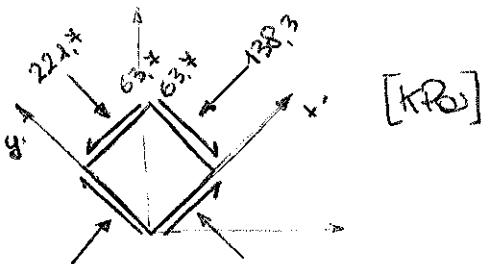
P' = B(σ_y, τ_{yx}) = (250, -30)



- 3 C($\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, 0$)
- 4 P e traccia assi x' e y'
- 5 D(σ_D, τ_D) \rightarrow sul piano x'
- E(σ_E, τ_E) \rightarrow sul piano y'

P(110; +30)
D(22,4; 63,4) = ($\sigma_{x'}, \tau_{x'y'}$)
E(138,3; -63,4) = ($\sigma_{y'}, \tau_{y'x'}$)

6 Stato tensionale su cubetto ruotato
 $\sigma_D = \sigma_{x'}$; $\tau_D = \tau_{x'y'}$
 $\sigma_E = \sigma_{y'}$
 $\tau_D = \tau_E = \tau_{y'x'} = \tau_{x'y'}$



$$[\sigma_{x'y'}] = \begin{bmatrix} 22,4 & 63,4 \\ 63,4 & 138,3 \end{bmatrix} \text{ [kPa]}$$

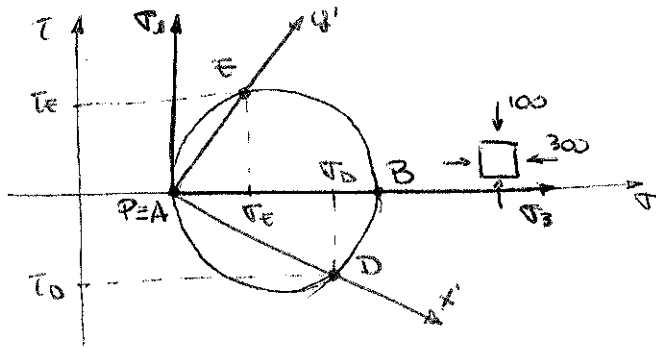
7 Matrice del sist. ruotato $[\sigma_{x'y'}]$

2) $A(\sigma_x; \tau_{xy}) = (100; 0)$

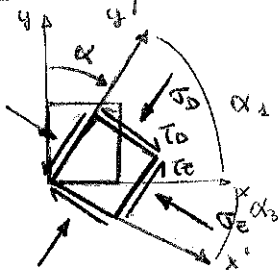
$B(\sigma_y; \tau_{yx}) = (300; 0)$

A e B sono le tensioni massima e minima (principali)
poiché $\tau_{xy} = \tau_{yx} = 0$

$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 300 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = 100 \text{ kPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 90^\circ \\ \alpha_3 = 0^\circ \end{cases}$



3) $\alpha = -40^\circ \rightarrow$ oblique



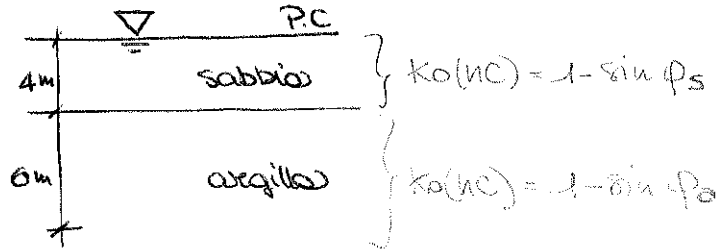
$E(\sigma_E; \tau_E)$ (+)
 $D(\sigma_D; \tau_D)$ (-)

\triangleright contrarie rispetto la convenzione

4)
$$\begin{bmatrix} \sigma_{x'y'} \\ \tau_{y'x'} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{x'} & \tau_{x'y'} \\ \tau_{y'x'} & \sigma_{y'} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_E & -\tau_E \\ -\tau_D & \sigma_D \end{bmatrix}$$

ES. 2

$\gamma_s = 20 \text{ KN/m}^3$ peso spec
 $\phi_s' = 36^\circ$ angolo di attrito
 $\gamma_o = 19 \text{ KN/m}^3$
 $\phi_o' = 32^\circ$
 $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$



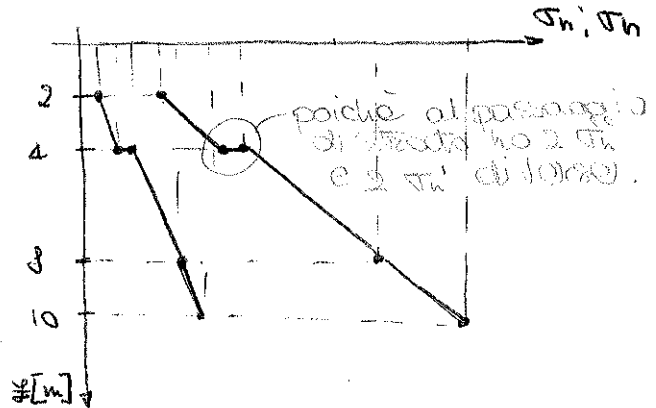
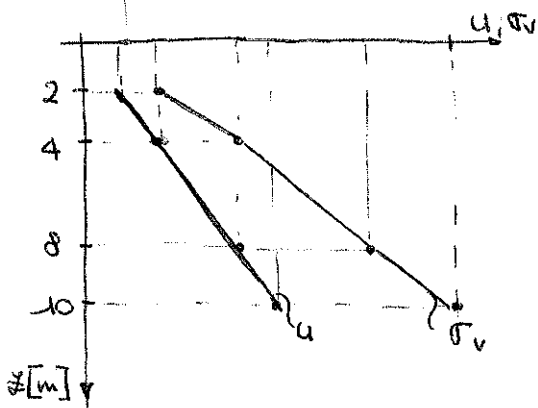
$\sigma_v' = ?$
 $\sigma_h' = ?$

$\sigma_v = \sigma_v' + u = \sum \gamma_i \cdot z_i \rightarrow \sigma_v' = \sigma_v - u$
 $\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v' \rightarrow \sigma_h = \sigma_h' + u$

$K_0(\text{NC}) \begin{cases} 1 - \sin \phi_s = 0,41 \\ 1 - \sin \phi_o = 0,47 \end{cases}$

$\sigma_v' = \sigma_v - u$

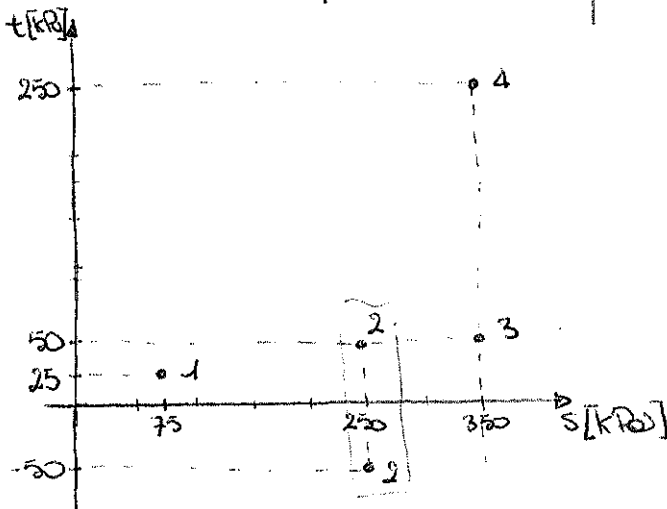
z [m]	σ_v [kPa] = $\sum \gamma_i \cdot z_i$	u [kPa] = $\gamma_w \cdot z_u$	σ_v' [kPa]	$K_0(\text{NC})$ [-]	σ_h' [kPa]	σ_h
2	$20 \cdot 2 = 40$	$10 \cdot 2 = 20$	20	0,41	8,2	28,2
4	$20 \cdot 4 = 80$	$10 \cdot 4 = 40$	40	0,41	16,4	56,4
8	$20 \cdot 4 + 19 \cdot 4 = 156$	$10 \cdot 8 = 80$	76	0,47	35,72	115,72
10	$20 \cdot 4 + 19 \cdot 6 = 194$	$10 \cdot 10 = 100$	94	0,47	44,18	144,18



ES.5

Stress-Path

	$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ [kPa]}$	$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ [kPa]}$	$t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{ [kPa]}$	$s = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \text{ [kPa]}$
1	$\frac{100 - 50}{2} = 25$	$\frac{100 + 50}{2} = 75$	$\frac{100 - 50}{2} = 25$	75
2	$\frac{300 - 200}{2} = 50$	$\frac{300 + 200}{2} = 250$	$\frac{200 - 300}{2} = -50$	250
3	$\frac{400 - 300}{2} = 50$	$\frac{400 + 300}{2} = 350$	$\frac{400 - 300}{2} = 50$	350
4	$\frac{600 - 100}{2} = 250$	$\frac{600 + 100}{2} = 350$	$\frac{600 - 100}{2} = 250$	350



In A e in B mi calcolo le tensioni

	σ_v [kPa]	u_{st} [kPa]	u_{din} [kPa]
A	$15 \cdot 18 = 270$	$15 \cdot 10 = 150$	$0,2 \cdot 10 \cdot 15 = 30$
B	$10 \cdot 18 = 180$	$10 \cdot 10 = 100$	$0,2 \cdot 10 \cdot 10 = 20$

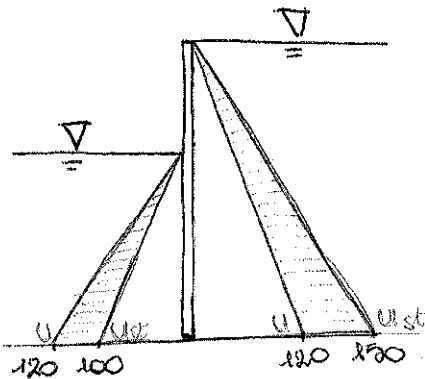
	u [kPa] = $u_{st} + u_{din}$	σ'_v [kPa]
A	$150 + 30 = 180$	$270 - 180 = 90$
B	$100 + 20 = 120$	$180 - 120 = 60$

↳ sullo stesso piano \rightarrow stessa quota!

$$u_{st} = \gamma_w \cdot z$$

$$u_{din} = i \cdot \gamma_w \cdot z$$

Andamento delle pressioni al monte e al valle



u_{st}
 u

ESERCITAZIONE 15-04-2013 5

ES. 1

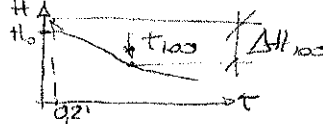
Parametri di deformabilità = ? → ϵ_v, e

$H_0 = 19 \text{ mm}$

$e_0 = 0,9$

$D = 50 \text{ mm}$ (diametro)

$z = 19,5 \text{ m}$

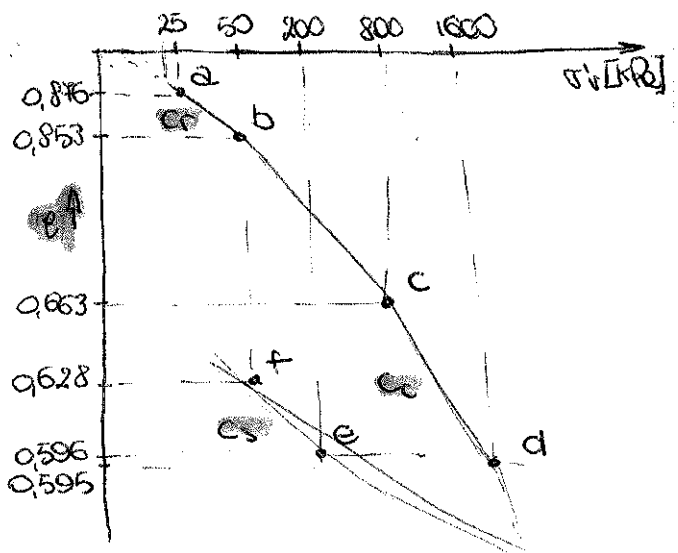
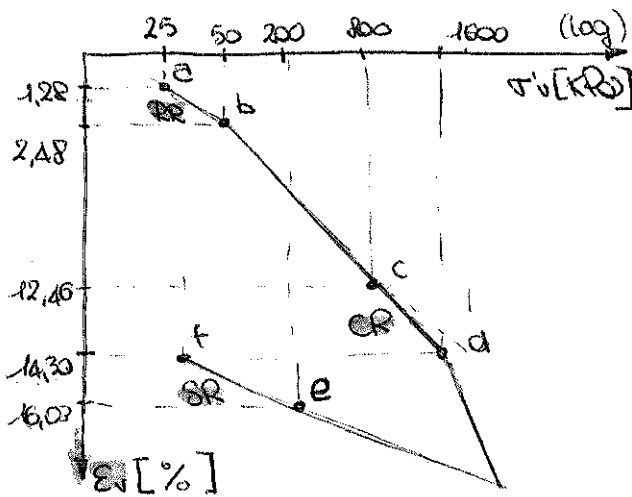


Tab.: Risultati di prove endometriche su provino prelevato a $z = 19,5 \text{ m}$.

$\sigma'_v \text{ [kPa]}$	$\Delta H \text{ [mm]}$	→ ΔH_{100}
25	0,244	

Svolgimento:

$\epsilon_v \text{ [%]}$	$e \text{ [-]}$
$\frac{0,244}{19} \times 100 = 1,28 \%$	$0,9 - \frac{0,244}{19} (1 + 0,9) = 0,846$
$\epsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$	$e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$



4

ES. 2

Cedimento elastometrico = ? $\rightarrow \text{Sed} = \Delta H$

q (infinitamente esteso) = 300 kPa = $\Delta \sigma_v$

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

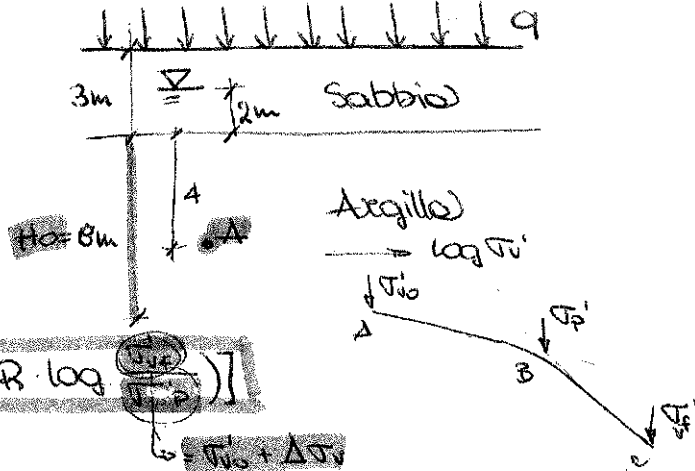
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_a = 19 \text{ kN/m}^3$

OCR = 3

RR = 0,026

CR = 0,0185



$$\Delta H = H_0 \cdot \left[(RR \cdot \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}) + (CR \cdot \log \frac{\sigma_{vf}'}{\sigma_{v0}'}) \right]$$

↳ tensione efficace in assenza di carichi
 ↳ spessore dello strato di A = 8 m

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} \Rightarrow \sigma_p' = OCR \cdot \sigma_{v0}' = 3 \cdot 46 = 228 \text{ kPa}$$

diA
$$\begin{cases} \sigma_{v0} = 19 \cdot 4 + 20 \cdot 3 = 136 \text{ kPa} \\ u_0 = 10 \cdot 6 = 60 \text{ kPa} \\ \sigma_{v0}' = 136 - 60 = 46 \text{ kPa} \\ \sigma_{vf}' = 46 + \frac{300}{L \cdot \Delta L = 300} = 346 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{v0}' &= \sigma_{v0} - u_0 \\ \sigma_p' &= OCR \cdot \sigma_{v0}' \\ \sigma_{vf}' &= \sigma_{v0}' + \Delta \sigma_v \end{aligned}$$

$$\text{Sed} = \Delta H = 8 \cdot \left[(0,026 \cdot \log \frac{228}{46}) + (0,0185 \cdot \log \frac{346}{46}) \right] = 0,42 \text{ m}$$

cedimento terreno

* Se usassimo $\Delta L = 100$, invece che $\Delta L = 300$, abbiamo $\sigma_{vf}' = 146 \text{ kPa}$ e L_{vf} finisce prima di B. $\rightarrow \sigma_{vf}' < \sigma_p'$
 $\Rightarrow E_v$ rimane nel tratto di ricomprensione e non nella compressione

$$\rightarrow \text{Sed} = H_0 \cdot [RR \cdot \log \frac{\sigma_{vf}'}{\sigma_{v0}'}]$$

* Se $\sigma_p' = \sigma_{vf}' \rightarrow$ terreno normal consolidato

$$\Rightarrow \text{Sed} = H_0 \cdot [CR \cdot \log \frac{\sigma_{vf}'}{\sigma_p'}]$$