



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1684A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Allavena

MATERIA: Geotecnica. Prof.Lancellotta

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

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

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

GEOTECNICA

• CAP. 1 → CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

I TERRENI sono mezzi porosi → pori riempiti da H₂O o più fluidi.

PROPRIETÀ INDICE → definibili con prove semplici:

- dimensione, forma, mineralogia → singole particelle
- grana grossa, grana fine → aggregati.

GRANA GROSSA → GHIAIE → 2 mm < d < 60 mm } poco compressibile
 } resistenza al taglio alta
 → SABBIE → 0,06 mm < d < 2 mm

GRANA FINE → LIMI → 0,002 mm < d < 0,06 mm } molto compressibile
 } resistenza al taglio bassa.
 → ARGILLE → d < 0,002 mm

TERRENI A GRANA GROSSA:

PEROSITÀ → $m = \frac{V_v}{V} [\%]$ piccola parte del volume è costituita da dei vuoti.

INDICE DEI VUOTI → $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{m}{1-m}$ → $e(\min) = 0,35$
 → $e(\max) = 0,92$

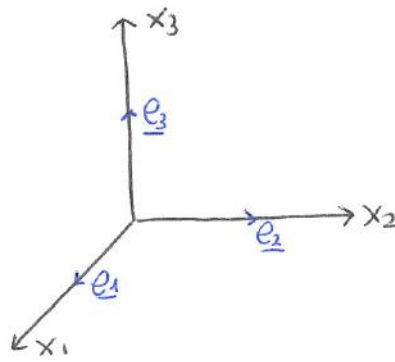
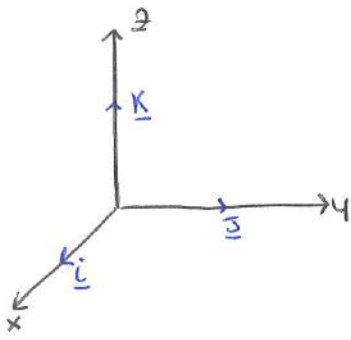
VOLUME SPECIFICO → $v = 1 + e$ → $v(\min) = 1,35$
 → $v(\max) = 1,92$

DENSITÀ RELATIVA → $A_r = \frac{e(\max) - e_s}{e(\max) - e(\min)} \times 100$ descrive lo stato di addensamento dei materiali a grana grossa.

CONTENUTO d' H₂O → $w = \frac{M_w}{M_s}$ argilla: 20% < w < 70%.
 (quantità d' H₂O nei vuoti). → $w(\min) = 0$
 → $w(\max) = 7$ (≤ 100%)

GRADO DI SATURAZIONE → $S = \frac{V_w}{V_v}$ → $S = 0$: terreno secco
 → $S = 1$: terreno saturo

ANALISI GRANULOMETRICA: definire una dimensione caratteristica e possibilità di misurarla → VAGHATURA. La vagatura avviene attraverso una pila di setacci di dimensioni diverse posti su un tavolo vibrante. Misura la percentuale trattenuta e riporta i valori su un diagramma con in ascissa il diametro del materiale e in ordinata la percentuale trattenuta. La curva ottenuta è la curva granulometrica.



questo lo scriviamo
se ricorriamo alla
sommatoria.

in coord. cartesiane: $\underline{v} = v_1 \underline{e}_1 + v_2 \underline{e}_2 + v_3 \underline{e}_3 = v_k \underline{e}_k$

con $k = \text{INDICE RIPETUTO (l'indice fittizio e sottile)} \rightarrow$ non compare più una volta eseguita la sommatoria.

- un solo indice $\rightarrow a_i \rightarrow$ primo ordine
- due indici $\rightarrow a_{ij} \rightarrow$ secondo ordine

INDICE A ZERO = oppure una sola volta negli equazioni.

DELTA DI KRONECKER $\rightarrow \delta_{ij} = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ 1 & i = j \end{cases}$

l'operazione indiciale
deve essere
identica.

proprietà def. implice: $a_i \delta_{ik} = a_k$

• CAP 3 \rightarrow **PRINCIPIO degli sforzi EFFICACI:**

Terzaghi 1936 = RIPARTIZIONE dello STATO DI SFORZO.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu & 0 & 0 \\ 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & \mu \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma'_{xx} & \sigma'_{xy} & \sigma'_{xz} \\ \sigma'_{yx} & \sigma'_{yy} & \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} & \sigma'_{zy} & \sigma'_{zz} \end{pmatrix}$$

TENSIONI TOTALI
PRESSIONE dell'H₂O
TENSIONI EFFICACI

principi:

$$\begin{cases} \sigma'_{xx} = \sigma_{xx} - \mu \\ \sigma'_{yy} = \sigma_{yy} - \mu \\ \sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - \mu \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma'_{xy} = \sigma_{xy} \\ \sigma'_{yz} = \sigma_{yz} \end{cases}$$

soddisfanno le cond. di equilibrio (ripartite tra fase solida e fluido).

$$\begin{cases} \text{TENSIONI TOTALI} \Rightarrow \sigma_{ij} = \mu \delta_{ij} + \sigma'_{ij} \\ \text{TENSIONI EFFICACI} \Rightarrow \sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \mu \delta_{ij} \end{cases}$$

$\mu =$ PRESSIONE NEUTRA

⇒ TENSIONE GEOSTATICA ORIZZONTALE EFFICACE → $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$

K_0 = COEF. DI SPINTA A RIPOSO → GRANA GROSSA: $0,45 \leq K_0 \leq 0,55$

→ GRANA FINE: $0,55 \leq K_0 \leq 0,7(2)$

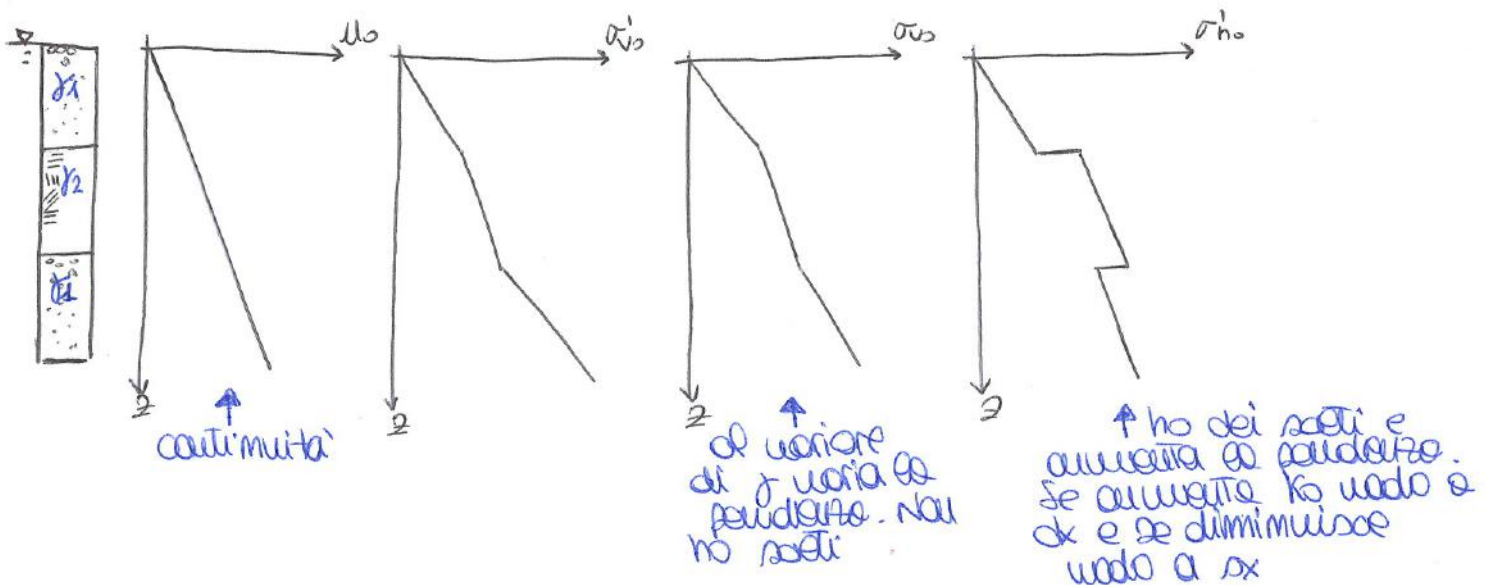
Procedimento per calcolare le tensioni:

$$\sigma_{vo} = \gamma z \rightarrow u_0 \rightarrow \sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_0 \rightarrow \sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} \rightarrow \sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u_0$$

\uparrow
 cond. di
 falda

\uparrow
 K_0 e e_0
 applico solo
 alle tensioni
 efficaci

Ricordi tutti i valori delle tensioni, modo a realizzare il PROFICO STRATIGRAFICO DEL TERRENO, ad esempio:



CONDIZIONI di FALDA :

- AQUIFERO → alta conducibilità
- AQUICLUSO → bassa conducibilità, saturo d'acqua. Come cond. di cartone ci sono processi di compiere e l'aquifero sup. e presso inf. Fa sì che la quota piezometrica dei 2 acquiferi possa essere diversa.

Col PIEZOMETRO risale alla quota d'acqua. Se ho una differenza di carico idraulico, acqua e l'acqua è in movimento.

QUOTA PIEZOMETRICA: $h = \gamma + \frac{u}{\sigma_w}$

\uparrow altezza geometrica \uparrow altezza di pressione

La differenza di carico idraulico si concentra negli strati meno permeabili dove incontrate più resistenza ⇒ perdite di carico nell'aquicluso.

MOTO DI FILTRAZIONE ALL'EQUILIBRIO:

Eq. indefinite di equilibrio di un elemento di mezzo poroso saturo:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \gamma = 0 \end{cases} \rightarrow \text{in notazione indiciale:}$$

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - b_i = 0$$

↑
forze di volume

in presenza di filtrazione: $u = j_w(h-g)$

scrivo le tensioni totali come: $\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + j_w(h-g)\delta_{ij}$

Le forze di filtrazione sono forze di volume, che costituiscono un campo variabile da punto a punto.

nel caso unidimensionale: $\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} = \left(\gamma' - j_w \frac{dh}{dz} \right)$

ponendo: $i = \left| \frac{dh}{dz} \right|$ scriviamo:

MOTO:

$$\begin{cases} \text{VERSO L'ALTO: } \begin{cases} \sigma'_z = (\gamma_w - i j_w) z \\ u = (j_w \oplus i j_w) z \end{cases} \rightarrow \text{fenomeno di sifonamento.} \\ \text{VERSO IL BASSO: } \begin{cases} \sigma'_z = (\gamma_w + i j_w) z \\ u = (j_w \ominus i j_w) z \end{cases} \end{cases}$$

GRADIENTE CRITICO: $i_c = \frac{\gamma'}{j_w}$ determina l'ammessione della tensione efficace.

CONFIGURAZIONI ESTREME DI DRENAGGIO:

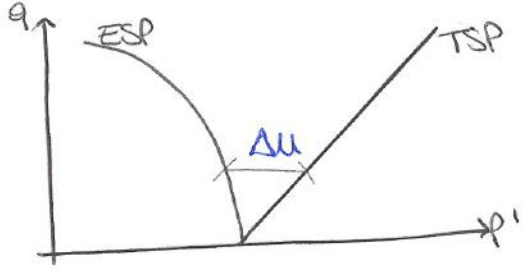
EQ. DI CAMPO:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - b_i = 0 \\ \epsilon_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \\ \sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u \delta_{ij}) = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} \\ \frac{\partial \epsilon_{ij}}{\partial t} + \frac{\kappa}{j_w} \nabla^2 u = 0 \quad \left(\frac{\partial \epsilon_{ij}}{\partial t} = \nabla \cdot u \right) \end{cases}$$

se una tensione porta delle 4° eq., allora avrei 9 eq. in 15 incognite.

variabili costitutive = $\begin{cases} \epsilon_v = \epsilon_{22} + 2\epsilon_{rr} \rightarrow \text{come cambio in termini di volume} \\ \epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_{22} - \epsilon_{rr}) \rightarrow \text{come s' distorce e' allungato di volume} \end{cases}$

Sul piano degli invarianti essa ha:



grava \rightarrow grava: $\epsilon_{SP} \equiv \epsilon_{TSP}$ \rightarrow cond. drenata
 \rightarrow fine: $\epsilon_{SP} \neq \epsilon_{TSP}$ \rightarrow cond. non drenata

Fisicamente avrei:

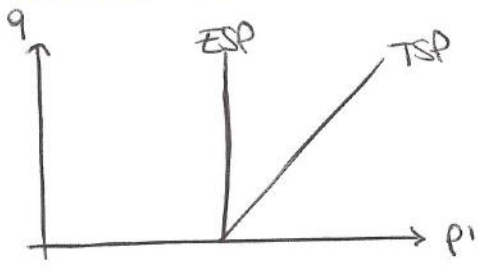
$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_v \\ d\epsilon_s \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix}$$

\uparrow MATRICE DI CEDIBILITÀ

circumferenziale

Δu nasce come reazione interna di un corpo che ha meno: prendo:

$$d\epsilon_v = 0 \Rightarrow \Delta u = \Delta p \rightarrow$$



comportamento di un materiale elastico.

$$d\epsilon_v = C_{11}(dp - du) + C_{12}dq = 0 \Rightarrow \Delta u = \Delta p + a\Delta q \quad \text{con } a = \frac{C_{12}}{C_{11}}$$

\uparrow parametro delle u .

PROBLEMA PIANO:

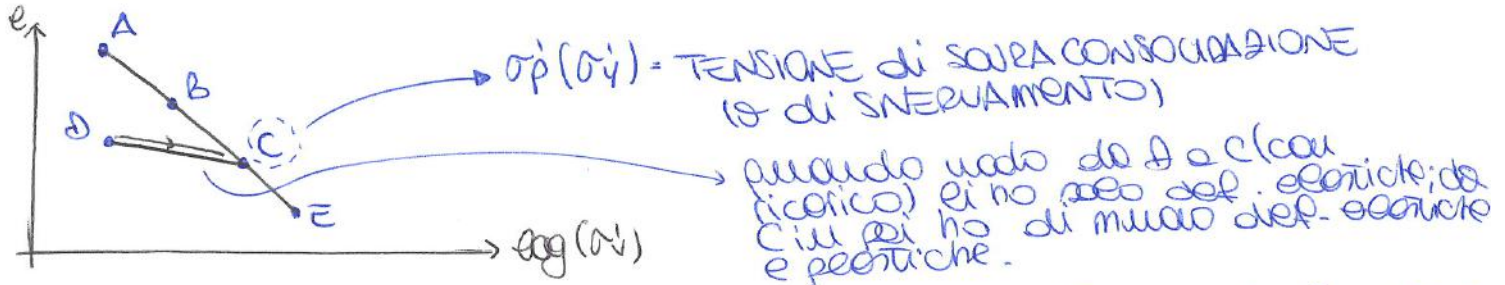
si sfrutta la condizione di simmetria e essa se def. nello stato nel piano delle sez. retta; perciò:

$$\begin{cases} \epsilon_{44} = \gamma_{42} = \gamma_{4x} = 0 \\ \epsilon_{xx} \neq 0 \\ \epsilon_{22} \neq 0 \\ \gamma_{x2} \neq 0 \end{cases}$$

In questo caso, passando carico il materiale e quindi un - 6 -
sposto da A fino a C, il materiale viene detto **NORMAL**
CONSOLIDATO (NC).

Se in C scarico il materiale, essere modo da C verso D, e solo
le def. compresse tra l'ordinata di C e quella di D vengono
restituite, mentre le altre restano come def. plastiche. Il
comportamento è detto **elasto-plastico**.

Nel piano semilogaritmico avrei:



Un materiale è **SOVRACONSOLIDATO (OC)** σ'_p attuale è minore di quello
raggiunto nel corso della sua storia. (Quando solo nel ramo
di scarico).

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE $\rightarrow OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vs}}$

definisce la distanza tra lo stato attuale e la condizione di
svernamento, e identifica i possibili meccanismi di
sovracconsolidazione.

materiali NC: $OCR \approx 1!$

Linea NC: poi ho i materiali NC $\rightarrow \sigma'_p \approx \sigma'_{vs}$
Sopra la NC non ho punti. Sotto NC ho def. elasto-plastiche.
Il ramo di scarico rappresenta la traccia del dominio elastico.

INCREMENTO = evoluzione delle tensioni di svernamento col
procedere delle def. plastiche.

PROVA EDOMETRICA:

Simulazione delle condizioni unidimensionali (Terzaghi, 1923):
MICROMETRO CENTESIMALE (per gli spostamenti del pistone)



$$\frac{D}{H} = 2,5$$

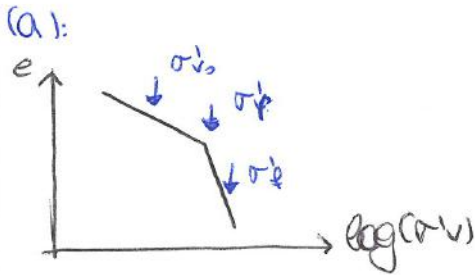
INDICE DI COMPRESSIONE $\rightarrow C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$ [-]

INDICE DI RICOMPRESSIONE $\rightarrow C_s = C_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$ [-]

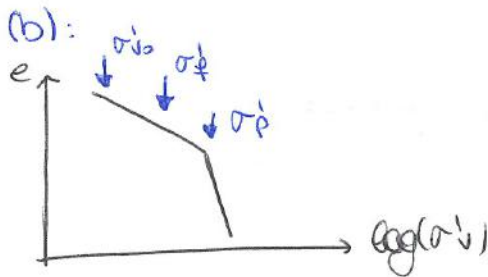
CALCOLO DEI GEDIMENTI:

Per definizione: $E_{ed} = \frac{\Delta H}{H_0} = - \frac{\Delta e}{1+e_0}$

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v$

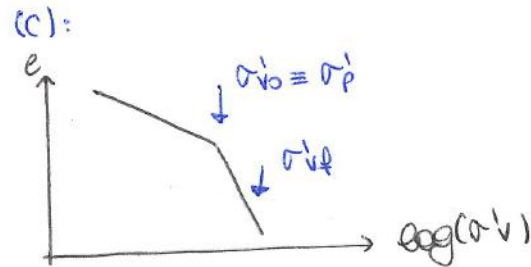


$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} (-\Delta e) = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \log \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{vp}} \right]$



$\sigma'_{vf} < \sigma'_{vp}$

$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \log \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}} \right] \rightarrow$ MATERIALE OC



$\sigma'_{v0} \equiv \sigma'_{vp}$

$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_c \log \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{vp}} \right] \rightarrow$ MATERIALE NC

materiali argillosi $\rightarrow C_c = 0,4 \div 1,0 (1,2)$
 $\rightarrow C_r = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{5} \right) C_c$

INDICE DI COMPRESSIBILITÀ $\rightarrow m_{v0} = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma'_v}$

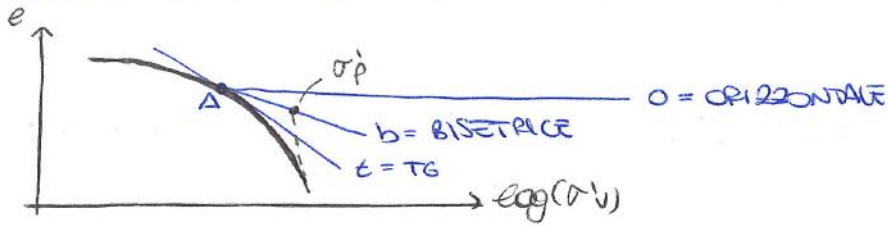
calcolo la compressibilità del terreno.

MODULO EDOMETRICO $\rightarrow E_{ed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \epsilon_v} = \frac{1}{m_v}$

varia col livello di sforzo del materiale.

materiali sabbiosi \rightarrow sabbia roccia: $E_{ed} = 10 \div 40 \text{ MPa}$
 \rightarrow sabbia diurna: $E_{ed} = 50 \div 150 \text{ MPa}$

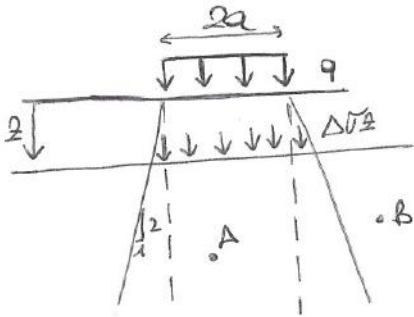
METODO DI CASAGRANDE PER DETERMINARE σ_p :



prolungo il ramo di calcoli come fuso ad intersecare la bisettrice.

TENSIONI INDOTTE DA CARICHI APPLICATI SULLA SUP:

Reato nel semispazio elastico, isotropo, omogeneo.



Effetto delle fondazioni è il carico uniformemente distribuito. Valore soddisfa le eq. di campo.

PROBLEMA DI DIFFUSIONE -> applico una perturbazione sulla frontiera de z' propaga nel semispazio.

La soddisfa l'equilibrio:

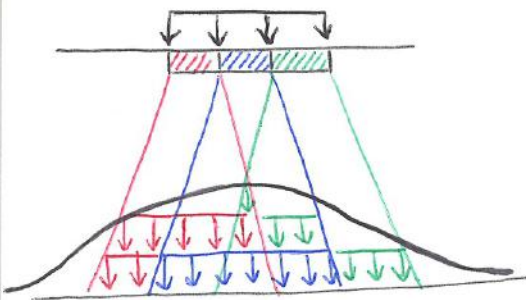
$$q\pi a^2 = \Delta\sigma_z \pi \left(a + \frac{z}{2}\right)^2 \rightarrow \Delta\sigma_z = q \frac{a^2}{\left(a + \frac{z}{2}\right)^2} = q \frac{1}{\left(1 + \frac{z}{2a}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} z=0 &\Rightarrow \Delta\sigma_z = q \\ z=\infty &\Rightarrow \Delta\sigma_z = 0 \end{aligned}$$

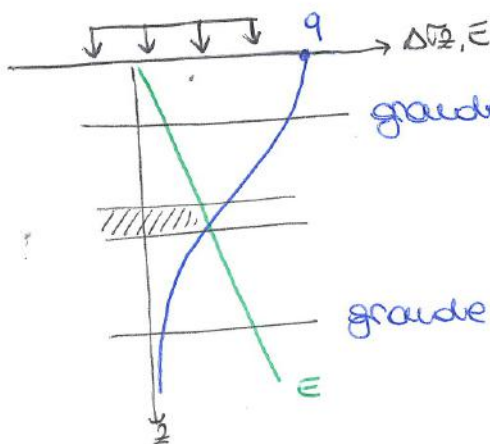
La perturbazione ha caratteri e non è risolta fino all'inf. Il stesso tensione in A è diversa da quella in B: $\Delta\sigma_z$ è diverso anche in direzione radiale.

Analizzo l'incremento delle tensioni suddividendo in varie parti la fondazione.

si nota che è max al centro e tende a svuotarsi verso i bordi. minori sono le aree e meglio noto l'effetto.



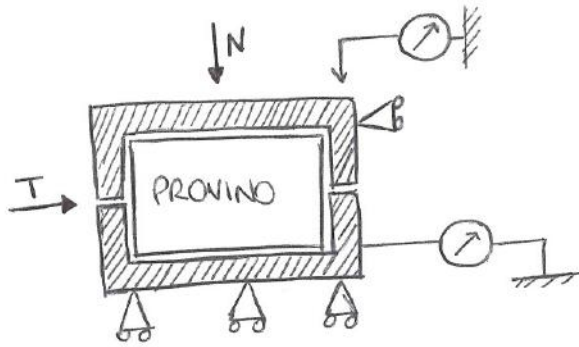
$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2\right]^{3/2}} \right\} \quad \text{(BOUSSINESQ)}$$



grande $\Delta\sigma_z$, piccolo $\epsilon \Rightarrow$ grande cedimento

grande ϵ , piccolo $\Delta\sigma_z$

SCATOLA DI CASAGRANDE:

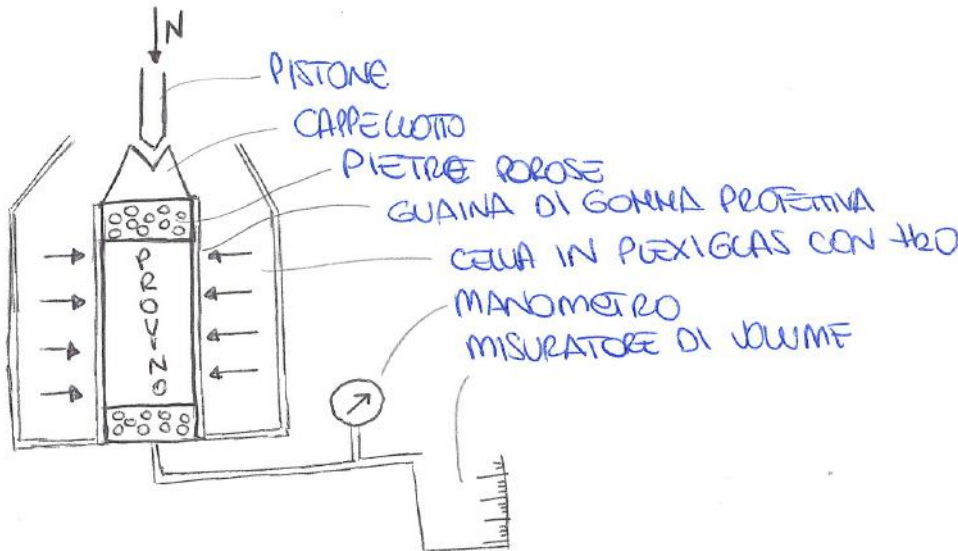


primo a sezione quadrata σ circolare.

- 1° fase \rightarrow applico le forze uniche N
- 2° fase \rightarrow applico le forze di taglio T
- 3° fase \rightarrow misuro gli spostamenti relativi tra i 2 telai.

Per interpretare i risultati, ripeto i valori sul piano di rottura, agenti sul piano di rottura imposto. Le coppie dei punti trattati, appartengono al luogo dei punti a rottura e permettono di definire l'angolo di rottura.

2. PROVA TRIASSIALE:



$$\frac{h}{D} \approx 2$$

$$(D = 3,81 \text{ cm}, h = 76 \text{ mm})$$

Applico una forza N.

$$\sigma_1 = \sigma_r + \frac{N}{A} = \sigma_r + \Delta\sigma_{zz} = \sigma_{zz}$$

def. verticale $\rightarrow \epsilon_{zz} = \frac{\Delta H}{H_0}$

se usasse prova carterica la forma cilindrica $\rightarrow \epsilon_v = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr}$

valore matematico le condizioni di saturazione durante la prova.

$$\begin{cases} p = \frac{\sigma_{zz} + 2\sigma_{rr}}{3} \\ q = \sigma_{zz} - \sigma_{rr} \end{cases} \rightarrow \begin{matrix} \text{variabili di} \\ \text{def.} \\ \text{conestive} \end{matrix} \rightarrow \begin{cases} \epsilon_v = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr} \\ \epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_{zz} - \epsilon_{rr}) \end{cases}$$

IPOTESI DI TAYLOR SULLA DISTRIBUZIONE:

durante lo scorrimento, il lavoro fornito è dato da:

$$\delta W = \tau_{yx} A \delta x - \tau'_{yx} A \delta y$$

dove vale: $\tau_{yx} A \delta x - \tau'_{yx} A \delta y = \mu \tau'_{yx} A \delta x \Rightarrow \frac{\tau_{yx}}{\tau'_{yx}} = \mu + \frac{\delta y}{\delta x}$

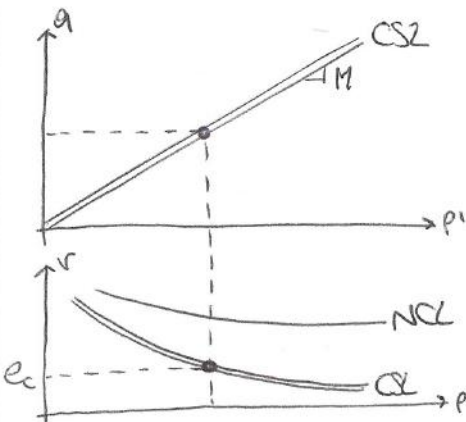
↑ attrito ↑ distanza

La resistenza di picco corrisponde alla max velocità di distanza.

Stato critico: situazione raggiunta se invece il campione continua a deformarsi senza variazioni di volume e di tensioni efficaci

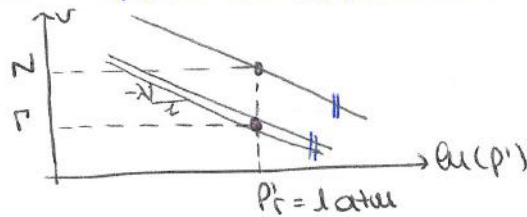
l'angolo di picco cresce al crescere della deviatore relativo e diminuisce con l'aumentare del livello tensionale.

quindi:



$$M = \frac{6 \sigma_{u, \tau} \tau_{cu}}{3 - \sigma_{u, \tau} \tau_{cu}} \quad : \quad \text{PIANO DEGLI INVARIANTI}$$

$v = 1 + e$: PIANO DI COMPRESSIONE



quindi è più conveniente usare il piano degli stati-terzotecnici

$$v = N - \lambda e_u (P' / P_r) \rightarrow \text{NCL}$$

$$v = P - \lambda e_u (P' / P_r) \rightarrow \text{CS2}$$

e cresce diminuendo con l'aumentare del livello tensionale.

→ PROVA CID :

(COMPORTAMENTO MECCANICO ARGUE TERRE: NC e leggermente CC)

viene eseguita in 2 fasi:

- a) riconsolidazione in cond. isotrope.
- b) fase di rottura: un fatto unico caratterizzato con un ingrandimento e sovrapposizioni intermiziali ($\Delta u = 0$).

→ PROVA CIU :

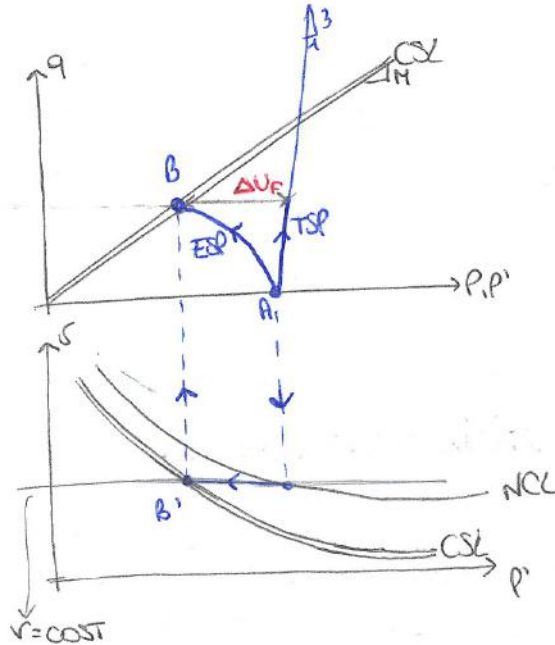
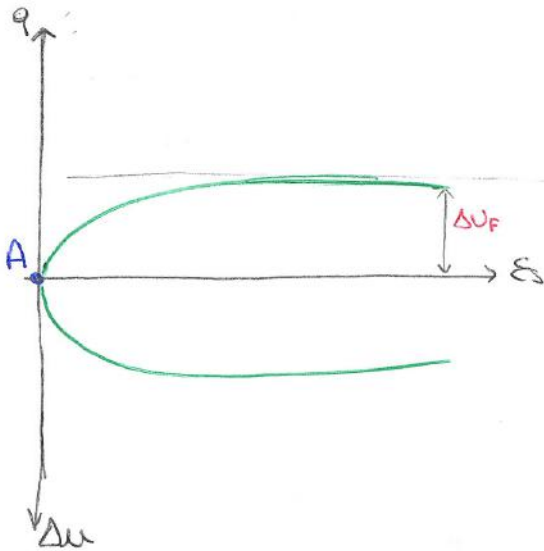
PROVA CONSOLIDATA NON DRENATA.

Fase 1: consolidazione

Fase 2: sforzo deviatorico applicato mantenendo drenaggio chiuso → miscela drenatica. $\Delta E_v = 0$

Si usa a sviluppare una sovrappressione positiva.

TSP \neq ESP



traccia prima ESP e poi TSP di conseguenza.

COMPORTAMENTO MECCANICO ARGILLE CONSISTENTI:

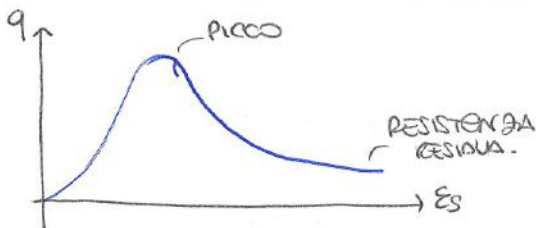
Argilla consistente: $LI < 0.5$.

Hanno elevate caratteristiche meccaniche.

Hanno un elevato grado di sovracconsolidazione.

→ COMPORTAMENTO DI PICCO :

Fare una prova TX, CID.



nel picco ho la max variazione della deformazione.

Quando ho necessità di def. a localizzazione (non sono argilla). Lo sferzo fino a che ho femore non a miscela e diventano una rep. di rottura: poi non avviene il picco. Se uolo avanti ho una rottura. Si forma un in-orientamento delle particelle e diventano piatte tra di loro, e anche // (ho però l'effetto di mutuo controllo).

Il luogo delle rotture di picco dell'argilla in un'immagine di rottura dato da:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

↑
coesione



mercato curvatura vicino all'origine.

• CAP. 8 → INTERPRETAZIONE DEL COLASSO E VERIFICHE DI SICUREZZA: -12-

TEOREMA CINEMATICO O DEL LIMITE SUPERIORE: "se in un meccanismo di collasso cinematicamente ammissibile (non un meccanismo che non comporti strappi, separazione o sovrapposizione di materiali), la potenza dei carichi esterni uguaglia la potenza dissipata, si verifica senz'altro il collasso e i carichi esterni rappresentano un limite superiore dei valori di collasso e il più coincidente con essi".

TEOREMA STATICO O DEL LIMITE INFERIORE: "se è possibile costruire un campo di sforzi che soddisfi le eq. di equilibrio e le condizioni al contorno e non violi in nessun punto il criterio di rottura, dunque un campo di sforzi ammissibile, il collasso non può avvenire e le forze esterne applicate al contorno rappresentano un limite inferiore del carico di collasso e il più il carico di collasso".

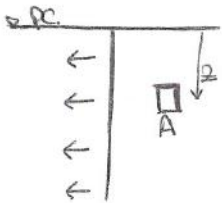
Se si trovano un limite inf. e un limite sup, allora confino sempre il carico di collasso. Il limite inf. è sempre a favore della stabilità.

STATI DI EQUILIBRIO LIMITE DI RANKINE: (1857)

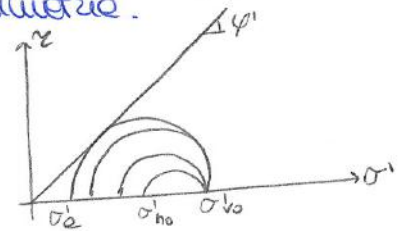
Terreni e grave f'ne → materiali permanentemente coesivi ($\tau_R = S_u$): in cond. non drenate - Valgono casi drenati come permanentemente attritivi ($\tau_R = \sigma' \tan \phi'$) esse verifiche di stabilità o esmpo terreni.

Terreni e grave grane → materiali permanentemente attritivi esse verifiche solo fatte in termini di tensioni efficaci.

Prado un terreno omogeneo:



cas: $c' = 0, \phi' \neq 0, \gamma \neq 0$
 ogni sezione verticale è di simmetria.
 Lo rappresenta nel grafico di Mohr:



$\sigma'_{vo} = k_0 \sigma'_h$

k_0 = coef. di spinta a riposo: quando il muro è totalmente fermo.

Otto riducendo la tensione orizzontale f'ne e che il cerchio non è tangente all'inviluppo di rottura dove ho raggiunto una cond. limite:

$\sigma'_a = \frac{1 - \tan \phi'}{1 + \tan \phi'} \sigma'_{vo} = k_a \sigma'_{vo}$

TENSIONE LIMITE ATTIVA

k_a = coef. spinta attiva
 $k_a < k_0$

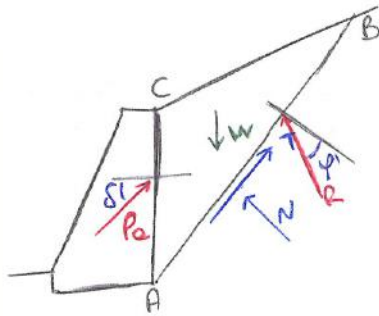
(progetto considerando k_a).

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE DI COULOMB: (1773)

Metodo dell'equilibrio limite (Coulomb).

Tutti i dissesti sui meccanismi e derivare il cerchio di massimo da considerazioni di equilibrio globale.

Prendo un muro di sostegno:



$$T = N \tan \varphi'$$

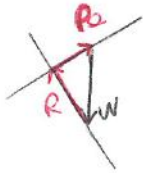
considero il cuneo ABC

AB: ho le forze di attrito che la parete esercita sul cuneo.

AC: ho le forze scambiate tra muro e terreno.

Pa ha dell'inerzia $\delta \rightarrow \delta = \text{angolo di attrito}$.

Impulso che il poligono delle forze deve essere chiuso:



del equilibrio sono note Pa, R e la retta d'azione di R; mentre resta incognita la retta di azione di Pa.

Se il cuneo di spinta è triangolare, Pa si trova ad $\frac{1}{3}$ e la sua espressione è data da: $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$

$$K_a = f(\beta, \delta, \varphi', i)$$

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi'}{\cos \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \sin \varphi'}{\cos \delta} \right]^2} \rightarrow \text{se } i = \delta = \beta = 0 \rightarrow K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \text{Rankine}$$

In generale il punto di applicazione di Pa resta invariato -

Quando progetto una Ka perché servono piccoli spostamenti per mobilitare la spinta attiva, mentre servono grandi spostamenti per mobilitare questa passiva:



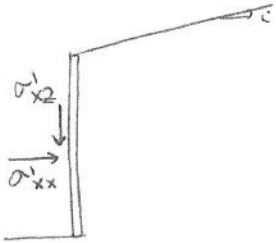
Il metodo di Coulomb ipotizza che il cuneo ABC possa scorrere // alla sup. di rottura AB.

Nel metodo di Coulomb si ricerca il max delle spinte attive: qui la spinta attiva è la reazione elicostere che il muro deve essere in grado di offrire per impedire il cedimento.

DISCONTINUITÀ STATIONE E CALCOLO DELLA RESISTENZA PASSIVA:

- 1) Rankine: resistenza passiva Pa perché non consente di tener conto dell'attrito parete-terreno (δ)
- 2) Coulomb: resistenza Pa perché considera una sup. di scivolamento piana.

GENERALIZZAZIONE: con piani inclinati:



$$\sigma'_{xx} = k_p \sigma'_{vs} = k_p \rho z \cos i$$

$$k_{p,a} = \left[\frac{\cos \delta (\cos \delta \pm \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta})}{\cos i \mp \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 i}} \right] e^{\pm 2 \sigma' \tan \phi'}$$

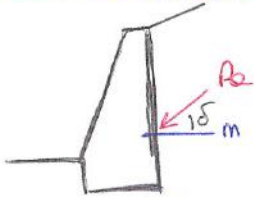
$$2\sigma = i + \sin i \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) \pm \sin i \left(\frac{\sin i}{\sin \phi'} \right) \pm \delta$$

se $i = \delta = 0$, $2\sigma = 0 \Rightarrow k_p = \text{Rankine}$.

STRUTTURE DI SOSTEGNO:

DEF: strutture in grado di garantire stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile.

(a) MURI A GRAVITÀ:



Stabilità per il peso proprio.

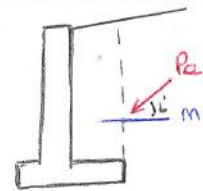
CALCOLO: - peso terreno

(b) MURI A SEMI-GRAVITÀ:



quando superano i 4m. lo stesso vale zone a trazione.

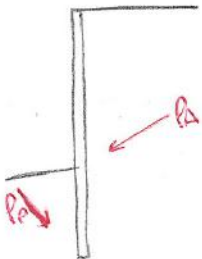
(c) MURO A MENSCA:



se an'no l'uno sciroc 18m. Sfrutta il peso del terreno sopra sola di fondazione.

RANKINE: - terreno-terreno

(d) PARANA:

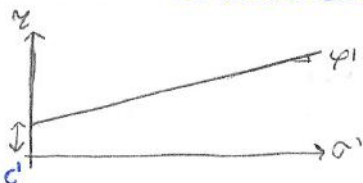


Stabilità dovuta alla P_v e dall'eventuale presenza di uno o più piccoli nuclei fuori terra.

CALCOLO: - P_v
PARANA: - P_v

INFLUENZA DELLA COESIONE:

Le argille consistenti hanno un livello di rottura caratterizzato da una marcata curvatura e quando lo si inserisce lo:

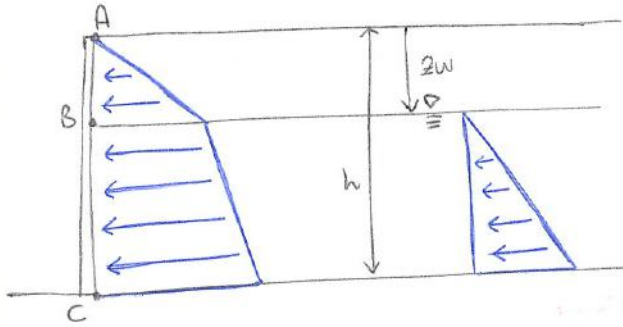


$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

c' ha senso con un'area costante.

TEOREMA STATI CORRISPONDENTI (CAQUOT): "Se relazione resistente a un mezzo caratterizzato da c' e phi' può ottenersi da questa relazione di mezzo dotato solo di attrito interno, operando una trasformazione dall'origine dove sigma' = 0, ossia immaginando che il mezzo sia soggetto a uno sforzo isotropo

Prendiamo la parete:



$2w = \text{altezza della falda}$
 $h = \text{altezza parete}$

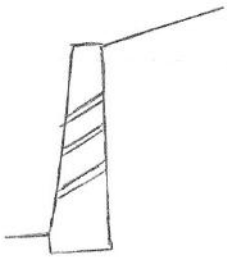
i coef. di spinta e applico solo cose
 teorici efficaci:

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma k_e h^2 + \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

spinta idrostatica dell'ho

Per eliminare l'ho di infiltrazione, vengono predisposti fori di scarico nel
 corpo del muro e drenaggi nel terrapieno =

(a) fori di scarico → BARBACANI

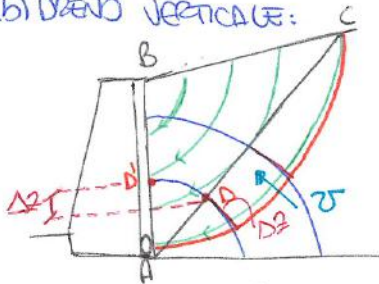


fori con $\phi = 100 \div 150 \text{ mm}$ e spazio tra i vari fori di
 $200 \div 250 \text{ m}$.

Nel foro mette del geotesto riempito di materiale
 granulare (proteggono anche il base foro).

Questi portano peso e'ho al fondo del muro: essere
 foro deve canale di raccolta dell'ho - il canale
 di foro anche a monte lungo il fondo

(b) DREN VERTICALI:



ma si intralza perché protetti dal geotesto.

- aumento linee di falda
- aumento spinta laterali.

Oggi si punta agente sull'opera con questo modo di filtrazione.
 Applico il metodo del limite globale di Coulomb:

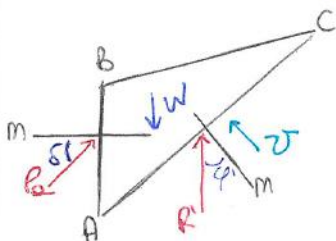
AC = sp. di scivolamento
 ABC = carico di spinta

Considero D-D':

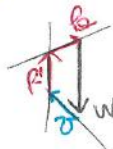
$$h_D = h_{D'} \rightarrow z_D + \frac{u_D}{\gamma_w} = z_{D'} + \frac{u_{D'}}{\gamma_w} \Rightarrow u_D = (z_{D'} - z_D) \gamma_w = \Delta z \gamma_w$$

$\Rightarrow u = \text{acqua}$

Nel carico di spinta ho:



dal poligono delle forze dringo:

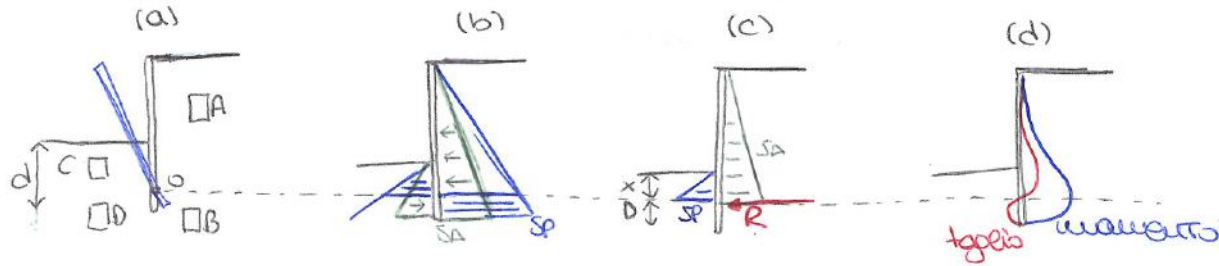


VERIFICA DI SICUREZZA DELLE PARATIE:

(OPERE FLESSIBILI)

Paratia / Diaframma = opera di sostegno, in parte immerzata nel terreno, la cui stabilità è garantita dalle mobilità e dalle resistenze passive e dalle eventuali presenze di uno o più vincoli.

(1) PARATIA A MENSOIA:



(a) = O centro di intanto rotazione dovuto al quale ruota la paratia. Se O non appartiene alle paratia, essere non in un equilibrio.

(b) = Traccio e andamento delle spinta attiva e questa delle resistenze passive. A e D raggiungono l'equilibrio per spinta attiva; B e C lo raggiungono per spinta passiva.

$$\begin{aligned} \sum H = 0 &\rightarrow R = p - p_A \rightarrow \text{ricavo } R \\ \sum M = 0 &\rightarrow h p_A - p p = 0 \rightarrow \text{ricavo } x \end{aligned}$$

con profondità z_0 : $(p - p_0)(D - x) = R \rightarrow \text{ricavo } D$: equilibrio con rotazione x trascurare l'incognita D
 $\approx 20\% (x)$

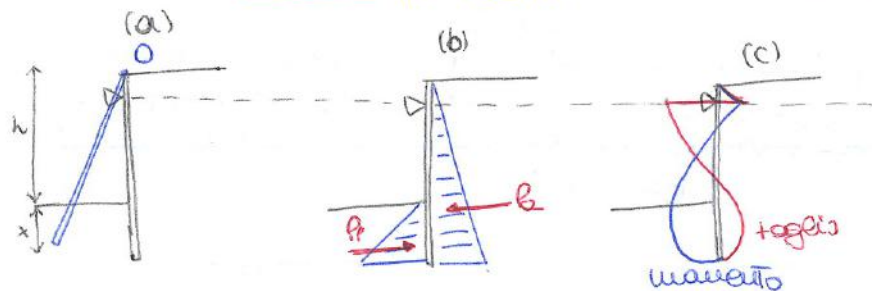
La stabilità delle paratia è garantita dalle mobilità e dalle resistenze passive:

$$k_{p,d} = \frac{k_p}{f_3} \quad f_3 = 2 \quad ; \quad k_p = \frac{1}{2} \text{ o } \frac{2}{3}$$

preludi: $R = p - p_A = \frac{1}{2} \gamma x^2 k_{p,d} \left(\frac{x}{3}\right) - \frac{1}{2} \gamma (h+x)^2 k_a \frac{1}{3} (h+x) = 0$

(d) = ho fibre tese e wate perché la struttura è flessibile verso wate.

(2) PARATIA CON VINCULO IN TESTA:



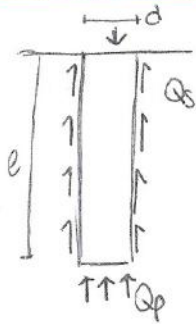
La stabilità dell'opera è garantita dalle azioni del vincolo e dalle mobilità e dalle resistenze passive.

(a) = meccanismo di collasso: rotazione attorno ad O.

$$k_{p,d} = \frac{k_p}{f_3} \quad f_3 = 2$$

$$\begin{aligned} \sum H = 0 &\rightarrow \text{ricavo } x \\ \sum M = 0 &\rightarrow \text{ricavo } R \end{aligned}$$

FONDAZIONI PROFONDE:

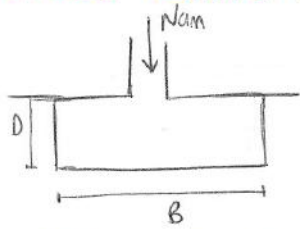


$\frac{e}{d} \leq 15:20$

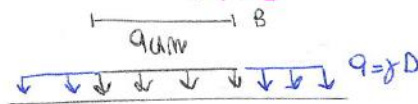
Le usi quando le fondazioni dirette non permettono più di minimizzare i cedimenti delle sovrastrutture e non garantisce adeguati margini di sicurezza nei confronti del collasso.

- PFI INFISSI - meno per infissione senza prima fare un foro
- PFI TRAVELLATI - faccio prima un foro e poi lo riempio di es.

CARICO LIMITE IN COND. NON DRENTATE:



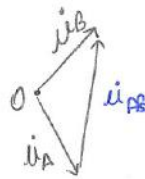
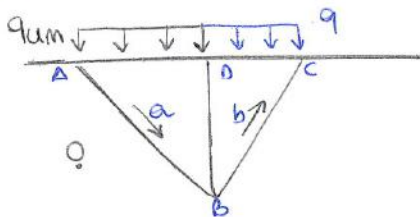
schema reale



$q_{um} =$ quello che voglio determinare.

problema di contorno

In cond. non drenate: $\epsilon_p = S_u$ (cond. di rottura).
 Ma possibile meccanismo di rottura (applicando il teorema cinematico), è dato da:



de A' parte il problema di calcolare la potenza delle forze esterne e la potenza dissipata dentro le bande di scorrimento:

$$q_{um} B \frac{u_A}{\sqrt{2}} - q_B \frac{u_B}{\sqrt{2}} = \int_A^B S_u dx u_A + \int_C^B S_u dx u_B + \int_B^D S_u dx u_B$$

$$q_{um} B \frac{u_A}{\sqrt{2}} - q_B \frac{u_B}{\sqrt{2}} = S_u [u_A B \sqrt{2} + u_B B \sqrt{2} + \frac{2}{\sqrt{2}} u_A B]$$

$$q_{um} = q + S_u(2+2+2) = q + 6S_u = \boxed{N_c S_u + q = q_{um}}$$

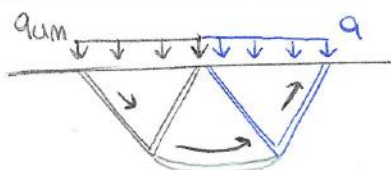
con $N_c = 6$

↑ COEF. CAPACITÀ PORTANTE

↑ CAPACITÀ PORTANTE SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO O CARICO LIMITE UNITARIO.

questo è un limite superiore della soluzione esatta

Cerchiamo un limite inferiore e consideriamo il seguente caso:



La zona intermedia è detta zona rotazionale. Immagino se costituito da un rettangolo di dimensioni circolari che

$$q_{um} = N_c S_u + q = (2+\pi) S_u + q \approx 5,14 S_u + q \quad (\text{Prandtl})$$

$N_r, N_q, N_c = \text{coef. CAPACITA' RESISTENTE}$: di fondazione da ψ' .

- $\frac{1}{2} \gamma B N_r =$ contributo dovuto al peso proprio del terreno
- $q N_q =$ contributo derivante dal sovraccarico applicato ai lati della fondazione.
- $c' N_c =$ contributo della coesione.

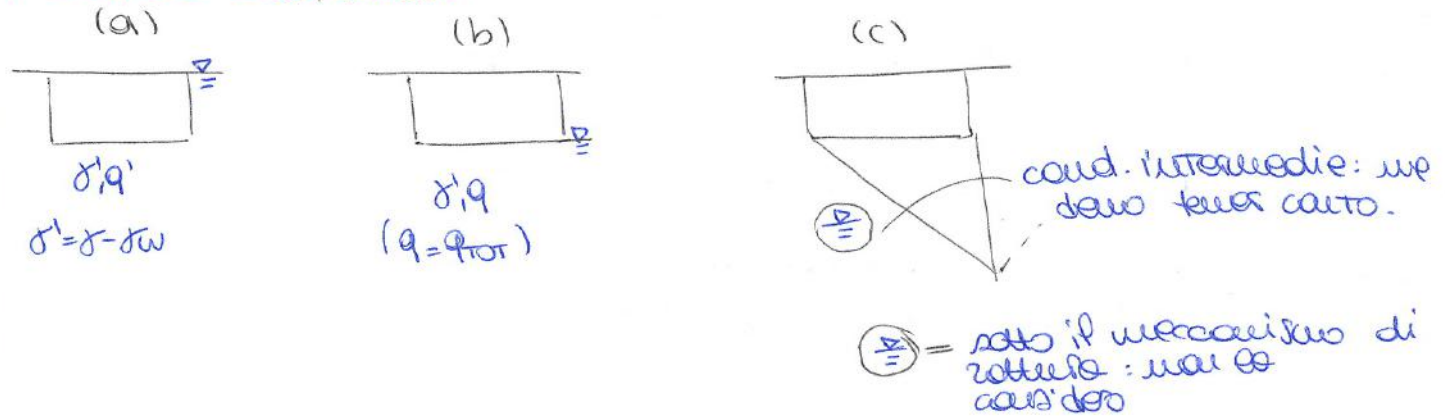
questi si usano ad intradurre un vertice di discontinuità statiche; perciò:

$$N_q = \left(\frac{1 + \tan^2 \psi'}{1 - \tan^2 \psi'} \right) e^{\pi \tan \psi'}$$

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

$$N_r = 2(N_q + 1) \tan \psi'$$

PRESENZA DELLA FACCE:



• CAP. 6 → MOTI DI FILTRAZIONE:

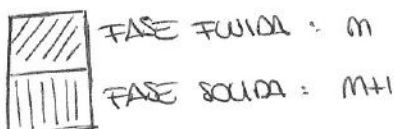
TEORIA CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE:

- materiali a grane grane → elevata $k \Rightarrow$ cedimento catastrofico
- materiali a grane fine → buona $k \Rightarrow$ tempi lunghi per il cedimento.

PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE → teoria della consolidazione: Terzaghi 1923:

- mezzo poroso saturo
- h_2O e particelle incompressibili
- deformazioni infinitesime
- flusso delle h_2O e spostamenti del terreno solo verticali.
- comportamento scheletro solido: $d\epsilon_{zz} = m v d\sigma_{zz}$ ($m v = c o t$)
- $k = c o n t.$

EQ. CONSERVAZIONE MASSA → $\frac{d\rho}{dt} + \nabla \cdot (\rho v) = 0$



$$\sigma'_{is} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{is} + 2\mu \epsilon_{is}$$

ma per definizione: $\begin{cases} \sigma'_{is} = \sigma_{is} - u_i \delta_{is} \rightarrow \sigma_{is} = \sigma'_{is} + u_i \delta_{is} \\ \epsilon_{is} = -\frac{1}{2}(u_{i,s} + u_{s,i}) \end{cases}$

per cui: $\begin{aligned} \sigma'_{is} &= -\lambda u_{k,k} \delta_{is} - \mu(u_{i,s} + u_{s,i}) \\ &- \lambda u_{k,k} \delta_{is} - \mu(u_{i,ss} + u_{s,ii}) + u_{i,s} \delta_{is} = 0 \\ &- \lambda u_{k,ki} - \mu(u_{i,ss} + u_{s,ii}) + u_{i,i} = 0 \\ &(\lambda + \mu) u_{k,ki} + \mu u_{i,ss} - u_{i,i} = 0 \\ &(\lambda + \mu) \nabla \cdot \underline{u} + \mu \nabla^2 \underline{u} - \nabla \cdot \underline{u} = 0 \end{aligned}$

allora in definizione otengo un sistema di 4 eq. in 4 incognite:

$$\begin{cases} (\lambda + \mu) u_{k,ki} + \mu u_{i,kk} - u_{i,i} = 0 & : 3 \text{ eq. in 3 incognite} \rightarrow \text{componenti } u_i \\ \frac{\partial \epsilon_{ij}}{\partial t} + \frac{k}{\rho \omega} \nabla^2 u = 0 & : 1 \text{ eq. in 1 incognita} \rightarrow \text{componente } u \end{cases}$$

→ modello tridimensionale della teoria di Biot → rimozione dissipazione deve sopprimere i termini di variazione nel tempo del campo di spostamenti.

Quindi, nel caso unidimensionale: $\frac{\partial \epsilon_{11}}{\partial t} = \frac{\partial \epsilon_{22}}{\partial t}$

$\epsilon_{22} = \mu \nu \frac{\partial \sigma'_{11}}{\partial t} = \frac{1}{E \nu} \frac{\partial \sigma'_{11}}{\partial t}$ e allora: $\frac{\partial \epsilon_{11}}{\partial t} = \mu \nu \frac{\partial \sigma'_{11}}{\partial t}$

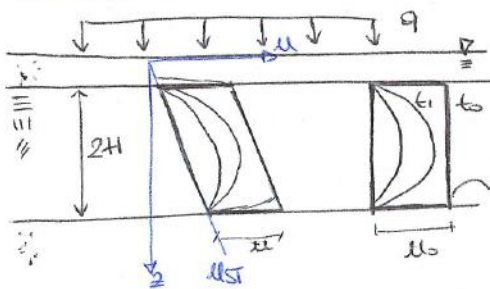
ma quando applico un carico di trazione $\frac{\partial \sigma'_{11}}{\partial t} = 0$ allora $\sigma'_{22} = \text{cost}$

quindi: $\frac{\partial \sigma'_{22}}{\partial t} = -\frac{du}{dt}$ e per cui posso scrivere: $\frac{du}{dt} = \frac{k}{\mu \nu \rho \omega} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$

chiamo $C_V = \frac{k}{\mu \nu \rho \omega}$ **coef. di consolidazione** ($L^2 T^{-1}$) → $\frac{du}{dt} = C_V \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ **EQ. CONSOLIDAZIONE 1D O EQ. DI TERZAGHI (1923-1925)**

È un problema di accoppiato in quanto ho solo la variabile u e non compaiono più gli spostamenti. È un'eq. differenziale del 2° ordine da cui ricavo che l'eq. è di tipo parabolico.

Considero il problema con cond. al contorno e iniziali di Cauchy-Dirichlet:



$$\frac{du}{dt} = C_V \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

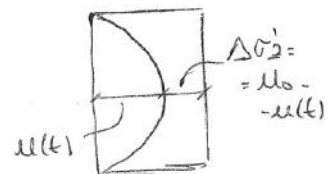
insieme iniziale = rettangolare

cond. iniziali: $u(z, t=0) = f(z)$

cond. al contorno: $\begin{cases} u(2A, t) = 0 \\ u(2B, t) = 0 \end{cases} \quad \forall t$

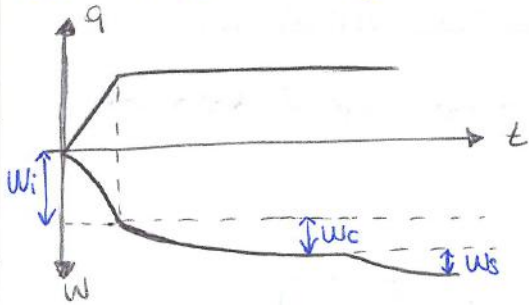
con formule si riferiscono a uno strato con entrambe le frontiere drenate.

GRADO DI CONSOLIDAZIONE MEDIO → $\bar{u} = \frac{u(t)}{u_0} = \frac{\int_0^{2H} (u_0 - u(t)) dz}{\int_0^{2H} u_0 dz}$



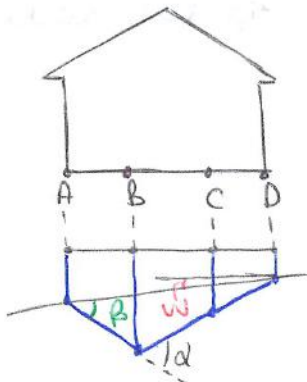
CAP. 9 → LE STRUTTURE IN ESERCIZIO: cedimenti e danni strutturali.

Voglio analizzare i cedimenti su misure di carico elasticità su terreni a grave fine.



- w_i = cedimento IMMEDIATO
 - w_c = cedimento di CONSOLIDAZIONE
 - w_s = cedimento SECONDARIO
- dipendano:
- geometria del problema
 - natura del terreno
 - programma di carico.

durante il carico o' hanno delle variazioni interstiziali e s'annullano le cond. non drenate, e quindi $\epsilon_v = 0$. Il cedimento è allora solo di pura dilatazione: cedimento immediato. Il cedimento di volume deve avere accrescimento verticale e quindi deve dilatarsi lateralmente e quindi col suo carico infinitamente esteso, non avrà cedimento immediato. La dissipazione delle Δu , ha come conseguenza un cedimento di consolidazione. Motivata la consolidazione, s'ha un cedimento secondario che è distribuito al campo di tensione viscoso del materiale.



questa figura mostra i cedimenti in nuclei delle colonne.

β = ROTAZIONE RELATIVA

W = ROTAZIONE RIGIDA dell'EDIFICIO

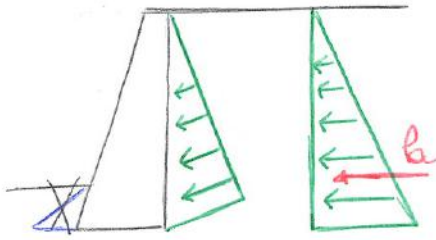
posti movimenti rigidi nel campo delle strutture ma solo funzionali ed estetico.

- $\frac{1}{750}$ → elite per operatività per macchine sensibili a cedimenti differenziali Δw
- $\frac{1}{500}$ → elite per evitare comparsa di fessure
- $\frac{1}{300}$ → s'ha comparsa di fessure
- $\frac{1}{150}$ → danni anche alle strutture

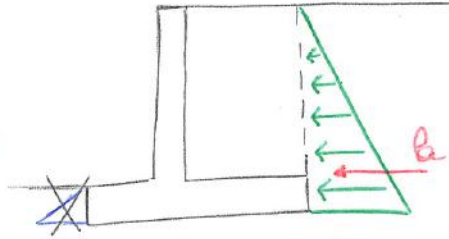
W_{uex}	$\beta = \frac{1}{500}$	$\beta = \frac{1}{300}$	ΔW_{uex}	materie
25 mm	40 mm	$\approx W_{uex}$		SABBIE
40 mm	60-100 mm	$\ll W_{uex}$		ARGILLE → fondazioni cedono di più nel modo più saggioso

ESERCIZI RIASSUNTIVI PRE-ESAME :

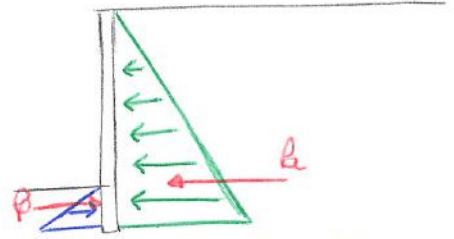
• ORE di SOSTEGNO :



MURO A GRAVITÀ:
resiste al peso per effetto della sua struttura



MURO A MENSOLO:
spunto o/a struttura che il ces



PARATA/DIAFRAMMA:
fondamentale per la stabilità.

non considero P_p perché per averla davanti avere spostamenti molto grandi.

→ TERAPIA DEI ZONTAGGI : muri a mensola e a gravità :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_a$$

dimostrazione: $P_a = \frac{1}{2} \sigma_{HA} H = \frac{1}{2} \sigma_v' K_a H = \frac{1}{2} \gamma' H K_a H = \frac{1}{2} \gamma' K_a H^2$

(a) RANKINE : $K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$

$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$ } SEMPRE PER PA

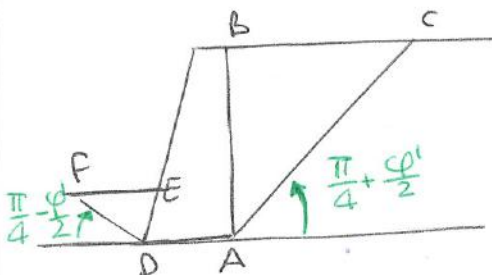
(b) COULOMB : $K_a = f(\varphi', \delta, \beta, i)$

$K_p = f(\varphi', \delta, \beta, i)$

(c) LANGENHUTTA : $K_p = f(\varphi', \delta)$

→ SEMPRE PER P_p .

• RANKINE →



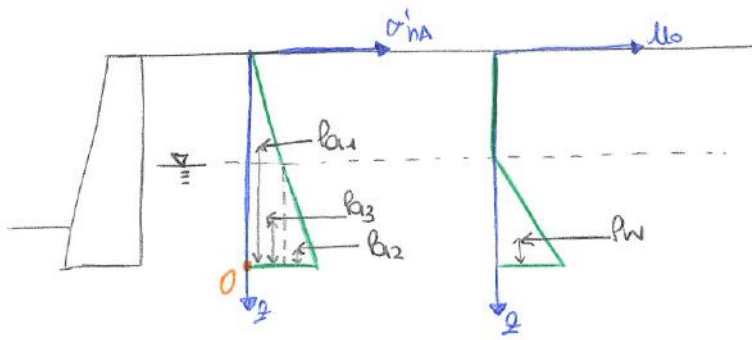
$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

uso K_0 solo quando devo calcolare una situazione geostatica di equilibrio:

$K_0 \rightarrow (NC) = 1 - \sin \varphi'$

$\rightarrow (OC) = K_0(NC) \alpha \alpha^d \rightarrow \alpha = 0,8$



$$Pa_1 = \frac{17,98 \times 3}{2} = 27 \text{ kN/m}$$

$$Pa_2 = \frac{(25,97 - 17,83)3}{2} = 12 \text{ kN/m}$$

$$Pa_3 = 17,98 \times 3 = 54 \text{ kN/m}$$

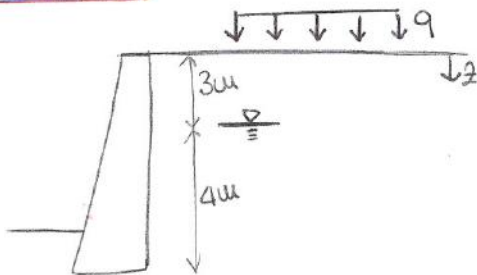
$$P_w = \frac{3 \times 30}{2} = 45 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_i = \dots = 113 \text{ kN/m}$$

$$M_o \uparrow = Pa_1 b_1 + Pa_2 b_2 + Pa_3 b_3 + P_w b_w$$

$$\rightarrow k_a = \frac{M_o}{A}$$

ESERCIZIO 2:



$$\varphi' = 34^\circ$$

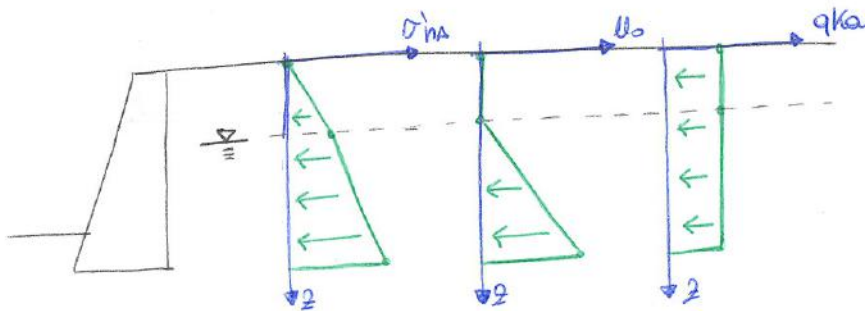
$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

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

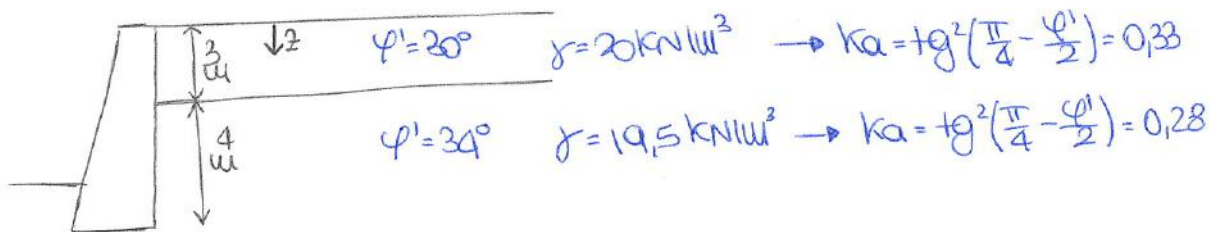
$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = 0,28$$

$$q = 100 \text{ kPa}$$

z (m)	σ'_{vo} (kPa)	M_o (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{ha} (kPa)	$q k_a$ (kPa)
0	0	0	0	0	$100 \cdot 0,28 = 28$
3	$3 \cdot 20 = 60$	0	$60 - 0 = 60$	$60 \cdot 0,28 = 16,8$	$100 \cdot 0,28 = 28$
7	$60 + 4 \cdot 20 = 140$	$4 \cdot 10 = 40$	$140 - 40 = 100$	$100 \cdot 0,28 = 28$	$100 \cdot 0,28 = 28$



ESERCIZIO 3:



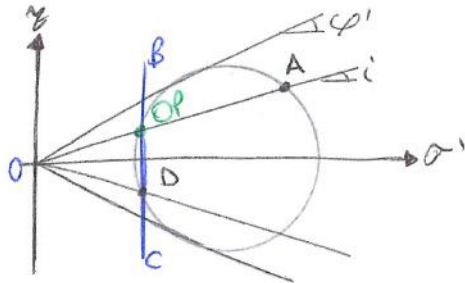
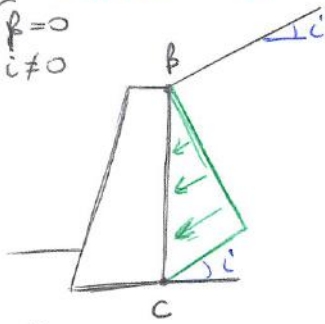
$$\varphi' = 30^\circ \quad \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = 0,33$$

$$\varphi' = 34^\circ \quad \gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3 \rightarrow k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = 0,28$$

z (m)	σ'_{vo} (kPa)	M_o (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	k_a	σ'_{ha} (kPa)
0	0	0	0	0,33	0
3	$3 \cdot 20 = 60$	0	60	< 0,28	$60 \cdot 0,33 = 19,8$
7	$4 \cdot 19,5 + 60 = 138$	0	138	0,28	$138 \cdot 0,28 = 38,64$

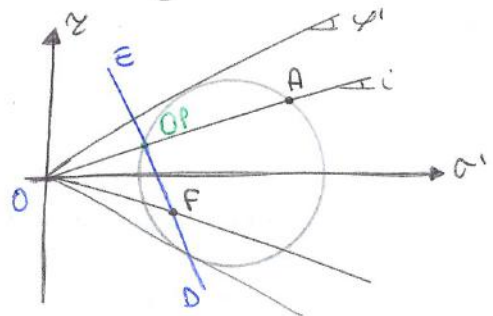
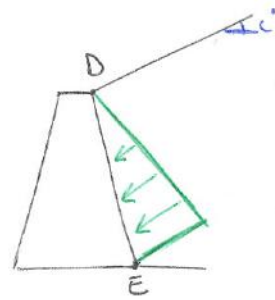
→ TERAPIENO INCLINATO :

$$\begin{cases} \beta = 0 \\ i \neq 0 \end{cases}$$



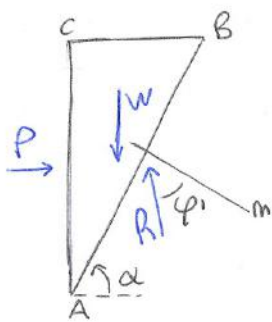
$$\begin{aligned} OA &= \sigma'_{vo} \\ OD &= \sigma'_{ha} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \beta \neq 0 \\ i \neq 0 \end{cases}$$



$$\begin{aligned} OA &= \sigma'_{vo} \\ OF &= \sigma'_{ha} \end{aligned}$$

• COULOMB →



Coulomb \equiv Rankine quando $\delta = 0$

$$z = m \operatorname{tg} \phi'$$

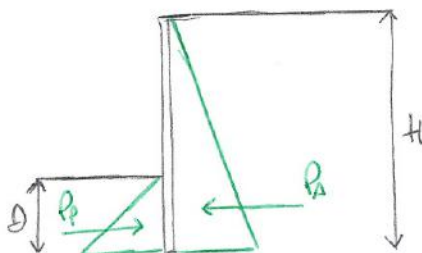
$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Pa con Rankine $\rightarrow Pa = \frac{1}{2} \gamma' H k_a$

Pa con Coulomb $\rightarrow Pa = w \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \gamma' H \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$

PARABOLIC:



$$\begin{cases} Pa = \frac{1}{2} \gamma' H^2 k_a \rightarrow \text{Rankine / Coulomb} \\ Pa = \frac{1}{2} \gamma' D^2 k_p \rightarrow \text{Lanceolata} \end{cases}$$

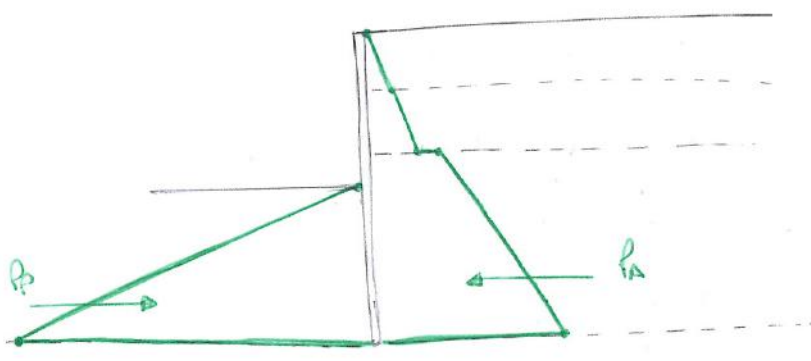
$\delta_a = 23^\circ$
 $\left\{ \begin{aligned} k_{a,a} &= 0,254 \\ k_{a,a,H} &= \dots = 0,234 \end{aligned} \right.$

• uocce:
 ↑
 Lanciobotta

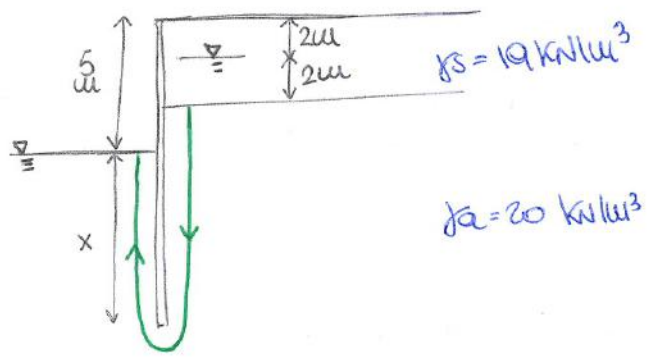
$\varphi'_a = 34^\circ$
 $\frac{\varphi'_a}{\delta} = 0,5 \rightarrow \delta = \dots = 14^\circ$

$k_p = 5,503 \rightarrow k_p^d = \frac{5,503}{2} = 2,75$ componente orizzontale.

z (m)	σ_v (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$\sigma'_{v0} k$
2	$2 \cdot 19 = 38$	0	38	$38 \cdot 0,117 = 4,486$
4	$4 \cdot 19 = 76$	$2 \cdot 9,81 = 19,62$	56,38	$56,38 \cdot 0,117 = 6,611$
12	$76 + 8 \cdot 20 = 236$	$19,62 + 8(9,81 - 0,2 \cdot 9,81)$	153,596	$153,596 \cdot 0,294 = 45,159$
7	$7 \cdot 20 = 140$	$(9,81 + 0,2 \cdot 9,81)7$	57,596	$57,596 \cdot 2,75 = 158,39$
0	0	0	0	0



ESERCIZIO 7: SIFONAMENTO: $\sigma'_v = \phi$



$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{5-2}{1+2x} = \frac{3}{1+2x}$
 $i_c = \frac{\sigma'}{\gamma_w} = \frac{\sigma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{20-10}{10} = 1$

$\frac{i_c}{i} = \frac{1}{2} = 0,5 \rightarrow 0,5 = \frac{3}{1+2x} \rightarrow 0,5(1+2x) = 3 \rightarrow x = \dots = 2,5 \text{ m}$

(c) : aumentare il tempo per avere usse' origine No un cedimento pari a 0.1 m:

$$\Delta H_2 = 0,15 \text{ m}$$

$$t_2 = 10,7 \cdot 10^7 \text{ s} = 1235 \text{ giorni}$$

$$U_s = \frac{W(t)}{W_c} = \frac{0,1}{0,15} = 0,67 = 67\% \Rightarrow \text{dal grafico ricavato } U_s \text{ con cui poi calcolo } t = \frac{T_v + H^2}{C_v}$$

- CASEICO FINITO $\rightarrow q$ diminuisce con la profondità
- FONDAZ. CIRCOLARE \rightarrow Boussinesq: $\Delta q = q \left\{ 1 - \left[\left(\frac{d}{z} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\}$

• CONDIZIONI DRENATE:

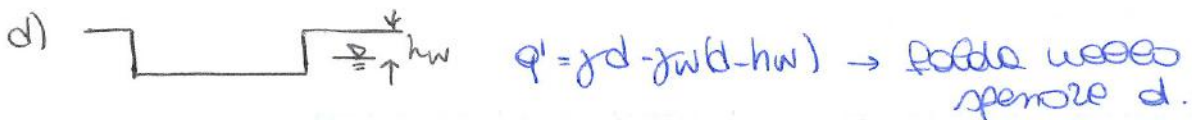
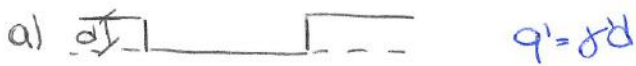
- sabbie a breve/lungo termine
- argille a lungo termine

$$q_{um} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + c' N_c + q' N_q$$

si lavora in termini di tensioni efficaci.

adesso:

- $q' N_q$



$$\bullet \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B N_\gamma$$

