



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO : 162

DATA : 03/10/2011

A P P U N T I

STUDENTE : Goso

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 STUDENTI E NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

GEOTECNICA

Prof. LANCELLOTTA

17/09/07

- RENATO LANCELLOTTA -

GEOTECNICA

- Esercizi: Tondello - Goniometria e compasso, qualche -
- 5 relazioni -
- Esame: scritto (1200 ore) + tutto l'anno orale, quindi si può capire l'orale -
- Allo scritto si può portare il libro di testo ma non gli appunti -
- Testo: Geotecnica R. Lancellotta, Zanichelli 3 ed. 2004 (primi esercizi svolti sono chiari)

Geotecnica = Meccanica delle Terre.

Terreni: caratterizzati con materiali dell'ing. strutturale visto che comportano tensioni e deformazioni

↓
anisotropo, non lineare...

Qd altri mat. sono artificiali: fatti con opportune composizioni, quelli di geotecn. sm. naturali.

Se x fare la struttura chiedo certe prestazioni: es. 450 kg/cm^2 pilastro strutturale preesistente che mat. da costruirsi abbia certe caratteristiche.

Qnd studio posso non posso prescrivere rigidità, permeabilità... → devo fare indagini prima di fare l'opera x capire proprietà e come si comporta

① INDAGINE → uqando il materiale

es Campiare di superficie x vedere portanza del materiale → prova di compressione ma effettuata nei nuclei nei fori radicali → prova meno esatta -

Dim. $\phi 3 \text{ eu}$
h 7 eu

Su qst ho + carichi = tensione verticale sulla faccia superiore = 1 kg/cm^2 .

Qnd sollevato il provino subito cosa succede all'elav. di tensione sollevato da un edificio

Il provino sopporta il carico e un'apertura si forma: processo di deposiz. molto x sollevam. plecca è emessa → ambiente + carico acqua marina con acqua dolce (decine di milioni di anni) dell'acqua interstiziale = carichi.

metastabile → stabile fino a qnt materia maneggevole → se cerco di model. solo diventa come liquido.

Mat. dell'ing. strutturale che si comporta ugualmente.

Conseguente di 4 comportamenti.

es pendio dolce 6/10 per evitare cedimenti prima del topico strada, muro con pali di fondazione = pendio strutturale, terreno = frana - x carichi metastabile = INDAGARE NAT → tutto dipende dalla storia del materiale.

es Frana di Valsal. Adx portare di scudo (igues) nell'orogeno alpino (del miocene) x scavo ennesimo con plecca efficace solo portata a 3100 m d.h.

Metamorfismo (rocce a 2400) e eu + bo frattur. mat. intenso = strutturalmente x tutto dei phi ccc ai → allora le variabili delle 2 spande manca

compressione laterale = flessione

livello $1900/2400 \rightarrow 200 \text{ m.}$

Durante magge intense deviazione x che mantenga piano. Albo mende al fondo e porta tutto più → 30 mcm di 3 → onda d'urto + distugge anche + a valle.

Nel 1901 ~~7~~ marmoriaze tecnica x sapere come e dove fare la verifica -

Diga = piccolo bacino ma sapere h. Da chi è la competenza?

Responsabilità dell'ing. → non soddisfa esigenze legge; fa strutture con regole dell'arte e non fa le cose dove non si può.

In Inghilterra (1855) = uguale occhio (stenti di miniera di carbone) -

Dopo 6 anni = costruzione. → NO TRASMISSIONE di CONOSCENZA -

Prob. STRUT. SI COMPORTA COME IL MODELO o possono esserci delle INCOERENZE
Cercare di vedere prob. del terreno e vedere se è possibile studio.

02 Torre di Pisa: 22 m di altezza → di qui è spandata? Xché disuniforme?

Xché non è eretto? Al coeff. di sicurezza? Al meccanismo di fondo crollare?

- Studio statico, sforzi

- Calcolo cedimento

M.P. CAPRE COMPORT. MECC. dei TERRENI (sono mezzi promulati) -

02 Sabbia sopra eolica cosa misuro?

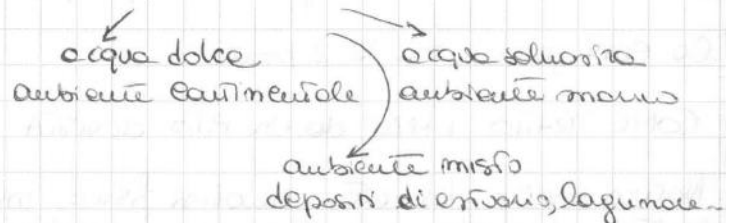
foce → qnd sono a livello mare → perdita velocità = deposito particelle...
fiumi → ARGINE MARINE

Conseguenze del deposito

- ① OPERA UNA CLASSAZIONE del MATERIALE di fondo particelle grosse da piccole
melite all'inizio tutto mat era trasp (> eu → piori: cu) marene: blocchi
mishi o sabbie... xché no clasticare.
- ② ABRASIONE: clash all'inizio a spogli nri per effetto del trasporto la morfologia
delle particelle cambia → strutture
→ più #
→ arrotondate

FASE ③ → DEPOSIZIONE: aperte trasp. perde eu → mat abbandonato →
sedimento

↳ 1) SEDIMENTAZIONE può avvenire in 2 ambienti



Qsti amb. sm imp' perché la deposizione in un certo amb. determina i costi
strutturali del deposito.

↓
STRUTTURA ACQUISITA per SEDIM e COMPATTAZ. per effetto del peso degli strati sopra

DISCREGIAZIONE → SPANTEAMENTO → TRASPORTO...

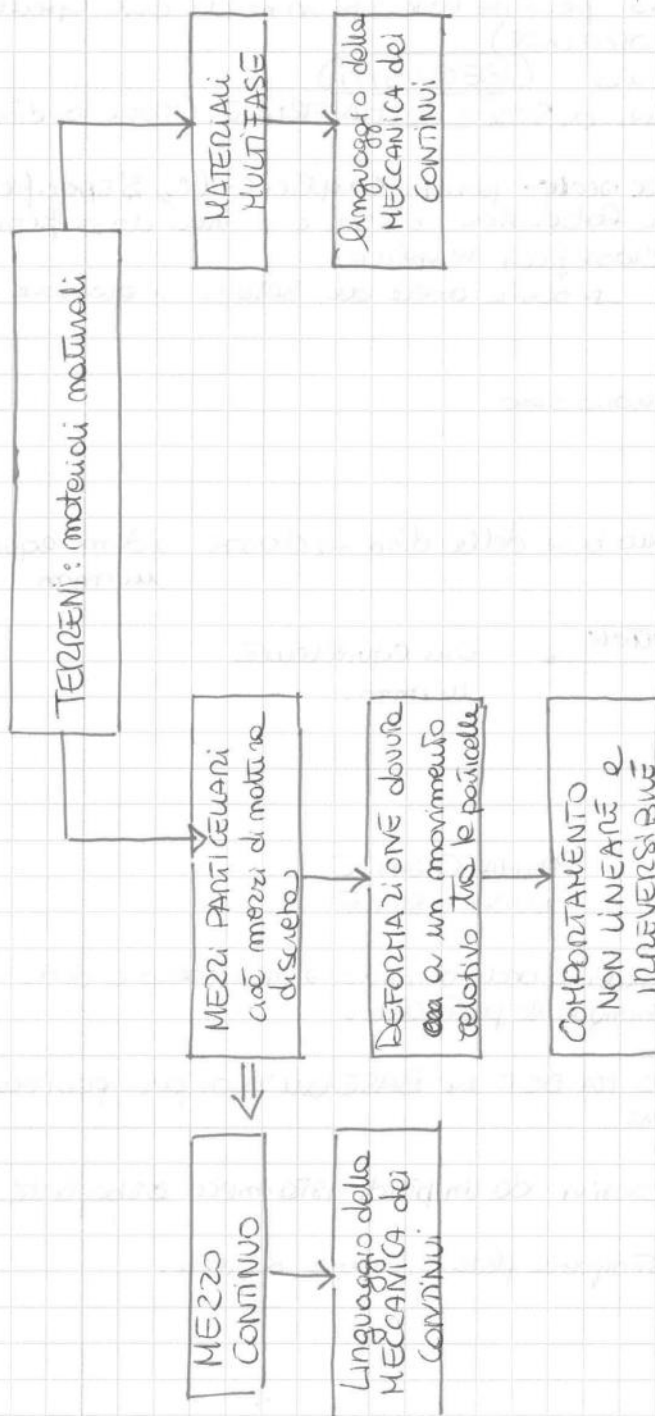
es Po: depositi morenici
mat e piana fosse (Piemonte, Torino)
del Parmense
lumi del dep. del Tevere
lumi argille del delta del Po.

Le sottosudito città nate all'orlo del Po sm # ma eu = origine x effetto della
erosione dovuta al trasporto. Poi a sm # dovute agli opposti degli affluenti.

→ CONSEGUENZE ?

Tecche: materiali naturali

mezzi particellari
= eu particelle
discrete (per la
eu poveri) di
matrice discreta →
facilmente separa-
bile eu solo
aria e mecc.
Nella roccia
le particelle
forse = non separa-
bili. Arg, elo: particelle
colloidali (< 2 μm) compaiono
sempre eu in acqua eu
acqua = fango = scorie = vedo la matrice particellare e lo possib. di separazione



Quando def la ρ del mat parlo di ρ totale del meno = ρ del meno = case
dim $\bar{e}$ kg/m³

→ DENSITA' delle SINGOLE PARTICELLE ρ_s

→ DENSITA' SPECIFICA G_s

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad \text{Adimensionale}$$

peso specifico = adimensionale

Esercizi: contenuto acqua ? def m, e ...
peso materiale secco

(a) Terreno saturo

$$\rho = \rho_s (1-m) + m \rho_w$$

ρ_s si applica al V_s . Se $V_{unitario} = V$
 $m = \text{porosità} = \frac{\text{parte occupata da H}_2\text{O}}{\text{volume totale}}$
cioè $1-m$ frazione di volume che occupano i solidi

es. Campione di argilla con ρ → lo metto ad essiccare a temp. cost per una notte → misuro la ρ del mat. secco ($\rho_d = \text{densità secca}$).

$$\rho_d = \rho_s (1-m)$$

Se è noto ρ e ρ_s da queste due relazioni trovo la porosità m → l'indice dei vuoti e
dal presupposto terreno saturo.
→ contenuto d'acqua (w) come differenza tra le masse.

(b) Terreno non saturo

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

acqua occupa solo la quantità S

$$\rho_d = \rho_s (1-m)$$

Non riesco a trovare m ... perché ho S e m incognite allora devo avere peso specifico dei franti.

Nota ρ, ρ_d e ρ_s allora calcolo w, m e m ...

σ_{ij} 9 componenti da 1-3 allora ho 9 comp. scalari

ϵ_{ij}

Gli enti indicati con simboli con indici che dà la posizione gerarchica:

- No INDICE : scalari
- 1 " : vettori
- 2 " : Tensori del II ordine

(d) = LEGGE di HOOKE: mat. isotropo: 2 cost. elastiche -
 mezzo deformabile anisotropo: disp. direzionale legge tensoriale / deform.

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl}$$

↓
 Tensore del 4° ordine: 4° componenti $3^4 = 81$ cost. elastiche.

⇒ vedere le restrizioni per passare da 81 a 2 cost. elastiche.

Def. quadro nel quale c'è tutto mecc. per descrivere comportamento di un corpo.

Quando arrivo al tensore può essere tridimensionale in spazio delle matematiche

Imp: sup. fino al 4° ordine

- Stato di sforzo di un pto del mezzo continuo: è lo stato descritto da un tensore del II ordine, cioè di 9 comp. scalari.

NOTAZIONE INDICIALE

$\underline{v}$ = SOMMA VETTOR COMPON. RISPETTO ASSI di RIFERIMENTO

$$\underline{v} = v_1 \underline{e}_1 + v_2 \underline{e}_2 + v_3 \underline{e}_3 \quad \text{ESPANSIONE del VETTORE nelle sue componenti}$$

- CONVENZIONE di EINSTEIN o dell' INDICE RIPETUTO: simbolo con indice ripetuto = o i.e. devo attribuire tutti i suoi possibili valori 1, 2, 3 e i valori devono essere $\sum$

$$a_{kk} = a_{11} + a_{22} + a_{33}$$

Capetto la scrittura

$\underline{v} = v_i \underline{e}_i$ in base alla regola di sommatoria di Einstein equivale alla forma espansa.

N.B.: quando i, j, k, è indicato come i- SATURATO: non libero può assumere solo il valore 1, 2, 3 poi $\sum$.

per i, j, k, posso usare $\forall i$. comodo $a_{kk} = a_{jj}$ perché devo dare sempre valore 1, 2, 3.

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

Perché mi introduce il δ di Kronecker?

Matrice identità:

$$\mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Nella notazione indiciale è il δ_{ij} = assomiglia al H.I. in un tensore del II ordine.

Proprietà: operatore sostituzionale

quando un simbolo con indice è moltiplicato per il δ di Kronecker, il simbolo di Σ è scambiato con l'indice libero e il δ assume

$$a_i \delta_{ik} = \text{dopo una sommatoria di termini perché ho } i, k.$$

$$= a_k \text{ valore!}$$

$i=k$ $a_i = a_k$ ha sostituito l'indice libero a_i in a_k
operazione imp! semplifica le equi

Es $\underline{a} \cdot \underline{b} = |a| \cdot |b| \cos \theta = a_1 b_1 + a_2 b_2 + a_3 b_3 = a_i b_i$

$$(a_i \underline{e}_i) \cdot (b_k \underline{e}_k) = a_i b_k (\underline{e}_i \cdot \underline{e}_k) = a_i b_k \delta_{ik} = a_i b_i$$

Devo usare δ mai i perché ho usato 2 vettori arbitrari

funzione
di operatore
sostituzionale

Sforzo in un punto = vettore sforzo a 3 volte scomponibili in 3 componenti.

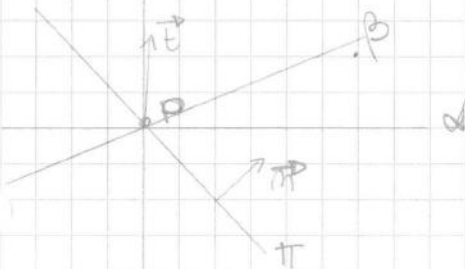
es. pilastro P pseudo piano ortogonale a t?

Ip: trave sopra trasmette solo un carico centrato $\rightarrow$ ho solo una componente normale $\frac{m}{A} = \sigma$ $\sigma_1 = 0$
 $\sigma_2 = 0$

Ip: piano inclinato di 45° .

$$\sigma = \frac{m}{A} \quad \sigma_1, \sigma_2 \neq 0$$

Ip: piano verticale $\sigma = 0$



PROBLEMA FONDAMENTALE: Come varia lo stato di sforzo al variare della direzione considerata?

LO STATO DI SFORZO VARIA.

COME DESCRIVO E MATEMATICAMENTE lo STATO di SFORZO? $\rightarrow$ RISOLUZIONE di CAUCHY.

PROBLEMA di CAUCHY.

Applicazioni tra spazi vettoriali: ho m e voglio associargli t uso un' applicazione lineare σ che operando su m manda in t .

$$t = \sigma m$$

$$t_i = \sigma_{ij} m_j$$

$\uparrow$ $\uparrow$
 vettore tensore
 sforzo del II ordine $\rightarrow$ TENSORE degli SFORZI

$[\sigma]$ tensore degli sforzi

applicazione lineare che associa ad ogni vettore m il corrispondente vettore t

LO STATO di SFORZO IN UN PTO è RAPPRESENTATO da UN VETTORE, MA PER CAPIRE COME VARIA (= DESCRIVERLO COMPLETAMENTE) deve essere RAPPRESENTATO da UN TENSORE

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

NOTAZIONE
INDICIALE

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

NOTAZIONE
INGEGNERISCA.

- σ e τ simboli $\neq$
 - alcuni si usano pedici, altri due pedici
 $\downarrow$
 Non conviene matematicamente

$\sigma_{11} \sigma_{22} \sigma_{33}$ componenti normali del vettore sforzo
 $\sigma_{12} \sigma_{13} \sigma_{21} \sigma_{23} \sigma_{31} \sigma_{32}$ " tangenziali

IMP! TEOREMA di CAUCHY: NOTO il TENSORE degli SFORZI σ_{ij} , OSSERVANDO nell'ordine le 1 tipo di compon. vettore sforzo su piani ortogonali alle 1...
di COMP. di SFORZO su 3 PIANI MUTUAMENTE ORTOGONALI tra loro.

lodonico.tordella@polito.it

011/5644842

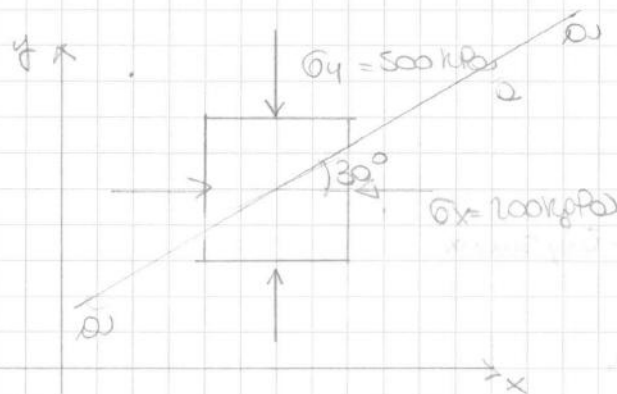
Mercoledì - giovedì 9-11.

Elaborati: • Manoscritti, calcini, attenuazioni ai profici, scale metriche di misura.

• Portante piazze

1° elaborato da consegnare tra 8 e 12/10

ESERCITAZIONE n. ① 24/03/07.



Sarà Tensioni mai forte

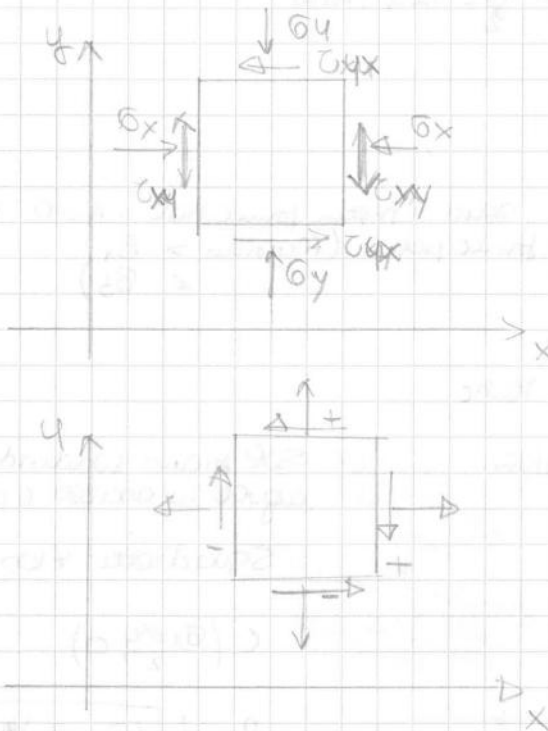
$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 200 & 0 \\ 0 & 500 \end{bmatrix}$$

Trovare il valore di σ sul piano α inclinato 30°

Risoluzione

1) Metodo analitico

→ Def delle convenzioni.



Elemento in equilibrio

$\sigma > 0$ COMPRESSIONE

Una faccia dell'elemento è > 0 se le normali uscenti da essa hanno concordanza con la direzione dell'asse a cui è parallela.

Le τ sono positive se sullo FACCIATO hanno verso concorde con l'asse e cui sono //.

Una volta def 2 le altre sono +.

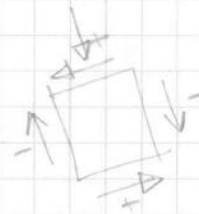
6) τ risulta essere > 0

Convenzione grafica $\times$ la soluzione grafica.

$\tau > 0$ se ruotano in senso antiorario

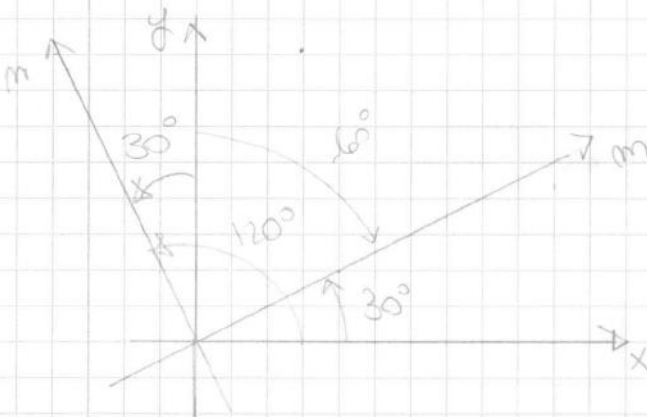
Ho sempre una coppia > 0 e una coppia < 0 .

Determinate le τ con la convenzione grafica il segno è def. dalla convenzione analitica.



Nel capitolo si
discutono
la dinamica

3) 2° SOLUZIONE ANALITICA (uso del calcolo matriciale)



Trovo la normale e la parallela rispetto al piano su cui cade la trazione.

Trovo le componenti del vettore verso rispetto x e y

Rispetto x angolo della normale al piano è 120°

Rispetto $y = 30^\circ > 0$ perché ruota antiorario

$$m \begin{Bmatrix} \cos 120^\circ \\ \cos 30^\circ \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0,5 \\ 0,866 \end{Bmatrix} \text{ Asse normale}$$

$$m \begin{Bmatrix} \cos 30^\circ \\ \cos(-60^\circ) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,866 \\ 0,5 \end{Bmatrix}$$

Moltiplico tensore sforzi $\begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 500 \end{bmatrix}$ $\begin{Bmatrix} -0,5 \\ 0,866 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -100 + 0 \\ 0 + 433 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -100 \\ 433 \end{Bmatrix}$

o verso della normale al piano

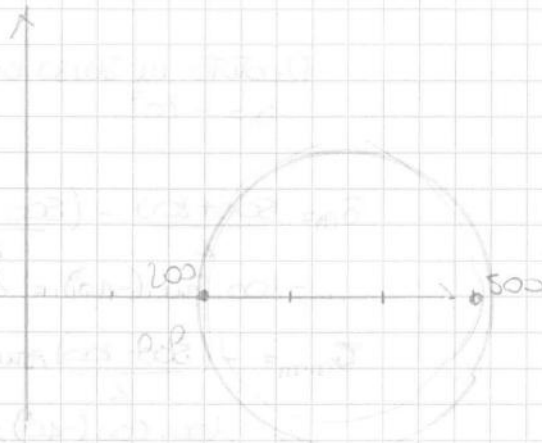
Componenti del vettore sforzo sul piano ax Componenti rispetto x e y

Essendo due vettori $\parallel$ e $\perp$ al piano devo moltiplicare

$$\sigma_{aa} = \begin{Bmatrix} -100 \\ 433 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0,5 \\ 0,866 \end{Bmatrix} = 50 + 374,98 = 424,98 \text{ kPa}$$

prod. m. $\Rightarrow$ otteniamo le componenti lungo m.

$$\tau_{aa} = \begin{Bmatrix} -100 \\ 433 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,866 \\ 0,5 \end{Bmatrix} = -86,6 + 216,5 = 129,9 \text{ kPa}$$



Sono positive σ compressive

τ ha verso concorde con la direzione > 0 dell'asse x - e per zero il verso opposto delle σ .

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} = \frac{500 + 200}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(500 - 200)^2 + 4 \cdot (100)^2} =$$

$$350 \pm 180 \begin{cases} 530 \text{ kPa } \sigma_1 \\ 170 \text{ kPa } \sigma_3 \end{cases}$$

Copie e due dirette = su quali piani agiscono?
 analitico grafico

Sui piani principali $\rightarrow \tau = 0$

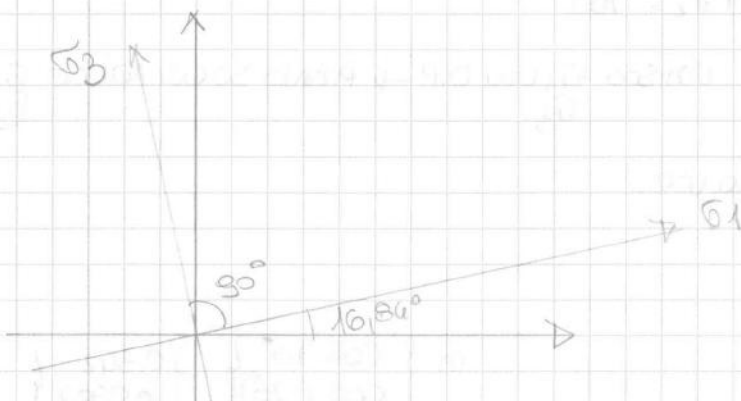
$$\tau = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha = 0$$

$$-150 \frac{\sin 2\alpha}{\cos 2\alpha} + 100 \frac{\cos 2\alpha}{\cos 2\alpha} = 0$$

$$-150 \tan 2\alpha + 100 = 0 \quad \alpha = \frac{1}{2} \arctan \frac{100}{150} \quad \alpha = \frac{1}{2} \arctan 0,66667 \quad \alpha = 16,84^\circ$$

IMP! Nel prob. $\sigma_x > \sigma_y \rightarrow$ angolo tra direzione σ_1 e asse x

$\sigma_y > \sigma_x \rightarrow$ angolo tra direzione σ_3 e asse x



$$\begin{bmatrix} 500 & 200 \\ 200 & 200 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,8397 \\ -0 \end{Bmatrix}$$

$$\{ 264,97, 222,14 \} \begin{Bmatrix} 0,9397 \\ -0,342 \end{Bmatrix} = 173,02 \text{ kPa.}$$

Con autoveloci → tensioni principali
autoveicoli → direzionale

$$\tau_{xy} = 0 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha = 0$$

$$- \left(\frac{400 - 200}{2} \right) \sin 2\alpha + 100 \cos 2\alpha = 0$$

$$- 100 \sin 2\alpha + 100 \cos 2\alpha = 0$$

$$\tan 2\alpha = 1 \quad \alpha = \frac{\arctan(1)}{2} \quad \alpha = -22,5^\circ$$

28/9/07

PRINCIPIO degli SFORZI EFFICACI

→ X è calcolo delle tensioni per la quale poi si descrive la storia tensionale di un deposito quindi si def la PROVA EDOMETRICA o la SIMULAZIONE di COMPRESSIONE MONODIMENSIONALE (legge profilografica, capire i parametri di compressibilità).

Terreni sono mezzi PARTICELLARI

di acqua, fluidi coesi.

Aspetto terreno od azioni esterne

(forze verticali e orizzontali): 1 particella

veduta F di contatto, stato deformat. (= moto relativo delle particelle)

X S e di variabili delle particelle = analisi a questa scala = impossibile. Come mezzo operativo.

particelle con vuoti riempiti

- 1) Lo assumo a MEZZO EQUIVALENTE = MEZZO CONTINUO. La materia è omogenea sul vol. spaziale = no distinzione vuoti e pieni. L'intero vol. è occupato dal mezzo. Meno cost = esatto (nella realtà è modello matematico) equivalente (se applico legge mecc del continuo al modello prevedo il comport. reale).

Perché lo faccio?

Concettualmente quale scrm. uso x analizzare stati? Calcolo differenziale, integrato → qnd descrivo fenom. la continuità è fondamentale.

es) p di una particella = def dove $\exists$ particella → ne posso o mezzo continuo → A diventa fun. continua del pto e posizione del vettore x.

→ e tutte le altre proprietà (1 l di def, 1 l di prop)

Fine del pto def $\forall$ pto e al da vicino = CAMPO. → p diventa campo come $\vec{v}$

CAMPO $\begin{cases} \text{scalari} \\ \text{vettoriali} \\ \text{tensoriali} \end{cases}$ → la GRANDEZZA è DEF IN TUTTI I P.T.

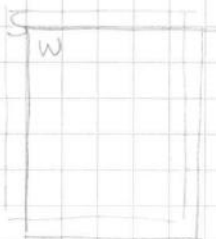
Discreto → continuo = passo per qsi applicare concetto di sforzo e deformazione perché possiamo applicare solo al mezzo continuo.

(es) vol. elem. rappresentativo: piccolo = pto grande x avere tutte le proprietà.)

- 2) Il mezzo reale ha vuoti riempiti di fluidi = NON È UN MEZZO MONOFASE ⇒ MEZZO MULTIFASE
ip. di lavoro: terreno = mezzo saturo → ha una fase solida
ha una fase liquida ⇒ acqua interstiziale.

Un passo da DISCRETO → CONTINUO lo devo fare x le 2 FASI

SATURO → CONTINUO = HO DUE MEZZI CONTINUI SOVRAPPosti



Il mezzo occupa reg. spaziale fase solida o cui sovrapposto mezzo continuo della fase fluida

⇒ IMPLICA che le 2 FASI OCCUPANO SIMULTANEAMENTE la STESSA REGIONE

Considero pto e D individuato dal vettore x → in quel pto ho fase W e fase S. fisican. non è così x aut o

Def di TENSIONE EFFICACE

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \mu \sigma_{ii}$$

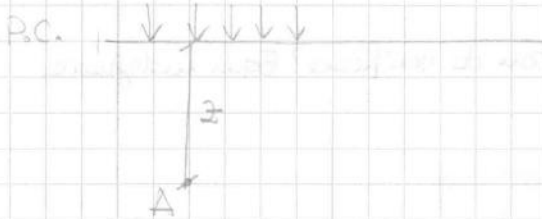
A questa def si lega il PRINCIPIO degli SFORZI EFFICACI (postulato fondamentale della MECCANICA delle TERRE) introdotto da Terzaghi nel 1923 e poi formalizzato nel 1936.

IL COMPORTAMENTO MECCANICO dei TERRENI DIPENDE dalle TENSIONI EFFICACI.

Tutto ciò che osservo nel terreno dipende solo dalle T.E.
Devo calcolare S.T. - PRESSIONE = TRAVO lo S.E.

es. campione di terreno dall'est. applico S.T. ISOTROPO (= Noiaugeur) misuro la pressione (100 kPa) $\rightarrow$ S.E. = 0 $\rightarrow$ NON HO PROCESSO DEFORMATIVO del provino. (100 kPa)

2) TENSIONI GEOSTATICHE



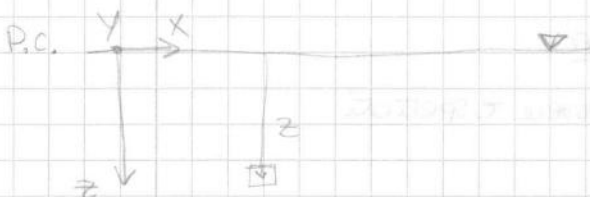
Considero pila A alla profondità z
 $\rightarrow$ calcolare lo STATO di SFORZO nel pila = Calcolare le 9 componenti di σ = 6 componenti indipendenti agenti su 3 piani l'tra loro.

Lo STATO di SFORZO nel pila da cosa dipende?
Anal. Considero un corpo $\bar{c}$ determinato da FORZE di 2 $\neq$ NATURE.

STATO di SFORZO DIPENDE dalle

- FORZE di MASSA rappresentate da campi di densità (= est. al corpo) es. gravitazionale. S.E. dipende soprattutto dal peso del corpo
- AZIONI di SUPERFICIE = le azioni applicate dall'est. solo $\bar{S}$ - indotto da $\bar{F}$ applicate al contorno del Dom (= sulla $\bar{S}$).

Si def TENSIONI GEOSTATICHE : TENSIONI dovute al PESO PROPRIO.



Considero meno con P.C. ortogonale, ma con la presenza di falda
ip: immagino no variazioni nelle caratteristiche del terreno in direzione ortogonale = potrebbe essere anche stratificato = avere variaz. litologiche e variaz. ~~caratteristiche~~ meccaniche ma in direz. resta uniforme (simulazione deposito reale)

Fisso $SP\ xyz$ (y esce dal mano verso di noi).

Che dico in termini matematici che non ho variazioni lungo l'ortogonale?

$$\frac{\partial(\cdot)}{\partial x} = \frac{\partial(\cdot)}{\partial y} = 0$$

= qualnon proprietà

Impongo le condizioni al contorno specifiche del problema considerato

- 3) Condizioni al contorno (1 solo o contorno (S) perché è indefinito dalle altre parti) $\downarrow$
 $S \text{ libera} = S.S = 0 \text{ sulla } S$

$$\sigma_{zz} = 0 \Leftrightarrow z=0 \Rightarrow C=0$$

$$\boxed{\sigma_{zz} = f \cdot z}$$

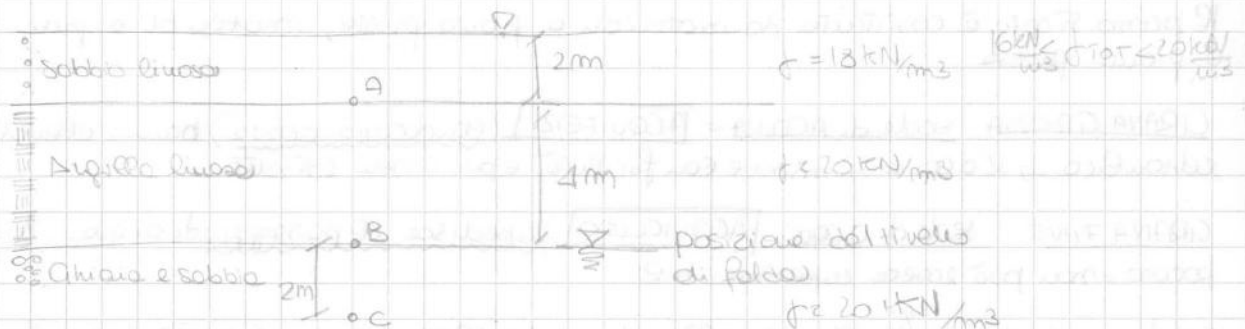
- 4) Se avessi un carico applicato sulla S uniformemente distribuito di intensità q

$$\sigma_{zz} = q \quad z=0 \quad C=q$$

$$\boxed{\sigma_{zz} = f \cdot z + q}$$

Se mai ho S libero dicendo solo $\sigma_{zz} = f \cdot z$ dove mai considererei il carico.

Esempio 1



$$\sigma_v(A) = f \cdot z = 18 \cdot 2 = 36 \text{ kN/m}^2 = 36 \text{ kPa}$$

σ_v = Spinta verticale

$$\sigma_v(B) = 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 20 \cdot 4 = 116 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 116 \text{ kPa}$$

Tensioni geostatiche verticali totali

$$\sigma_v(C) = 116 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 20 \cdot 2 = 156 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 156 \text{ kPa}$$

Tensioni geostatiche efficaci $\sigma'_v = \sigma_v - u$ (scelgo = No pedici)

Devo calcolare u

$$u(A) = 0 \quad T.E \equiv T. \text{Totali}$$

$$u(B) = 0$$

$$u(C) = f_w \cdot 2m = 9.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2m = 19.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_v(C) = (156 - 19.62) = 136.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

LIVELLO PIEZOMETRICO:MAX LIVELLO A CUI ARRIVA L'ACQUA RISPETTO $z=0$

Non è imp! $z=0$ perché il moto d'acqua è dato dalla differenza di livelli piezometrici $= 2m$. Per cui piano di riferimento è ARBITRARIO

Se ho 2 pti e l'acqua si muove $\rightarrow$ qst avviene per differenza di quote piezometriche $\equiv$ calo diff di pressione se i pti sono alla stessa quota.

1) Condizioni di cautozo: voluto ~~da~~ i livelli piezometrici h_1 e h_2 (come avere 2 serbatoi) se il livello piezometrico è uguale

° $h_1 = h_2$ NON C'E MOTO DI FILTRAZIONE (CONDIZIONI IDROSTATICHE) perché NON ESISTE una DIFFERENZA DI POTENZIALE

$$p_v = p_w \Rightarrow$$

° $h_1 \neq h_2$ C'E MOTO DI FILTRAZIONE $\rightarrow$ non posso applicare le formule dell'idrostatica. DAVUTO a una DIFFERENZA DI LIVELLO PIEZOMETRICO = ad una DIFFERENZA DI POTENZIALE

Pseudo P quanto vale la pressione? Non so dare una risposta perché non posso considerare il livello di una falda o dell'altra perché non so in una condizione idrostatica $\rightarrow$ devo tener conto del moto di filtrazione.

21/10/07.

Spesso si leggono dei sondaggi (si prelevano dei campioni) ma non ci si preoccupa di determinare la quota piezometrica dei vari acquiferi.

Se i 2 acquiferi non sono in equilibrio tra loro ($m = q.p.$) e se nel sotto ha T.C.R. superiore allora se devo fare uno scavo avere una falda in pressione = zottire del fondo scavo e cadono le pareti laterali.

Se sospetto che ho $OP \neq$ allora devo mettere dei piezometri nei 2.

Nel es ho spesso 1) poco spesso forse fare uno scavo di 2m con trincee e vedo dove si porta l'acqua.

= 1) ~~1)~~ INDIVIDUARE IL REGIME delle FALDE

2) Essendo $h_1 \neq h_2 \rightarrow$ MOTO DI FILTRAZIONE

Come calcolo p. dell'acqua interstiziale?

$\rightarrow$ risolvere il probl dell'acqua di filtrazione (dopo risalto equi differ. di Laplace lo risolvo analiticamente).

1) Parto dalle condizioni al contorno x cerco in modo intuitivo

2) lo risolvo analiticamente

1) $h_1 > h_2$ il confronto tra i 2 livelli da direz. del moto che è dato usando me della Q.P. da quella $>$ Q.P. per cui qui vedo $h_2 \rightarrow h_1$

Se c'E MOTO DI FILTRAZIONE da $h_2 \rightarrow h_1$ allora ho perdite di eq. durante il moto ma in distribuite lungo il moto o concentrate in qualche zona. Se ho tubo e metto flussio e espello e le restringo a libere. Applico diff. Eq. di Darcy da dx a dx $\rightarrow$ le perdite di carico dove ho il mot. Not a piana piana $\rightarrow$ piana conduttività idraulica? qst significa che la condutt. piana è bassissima. fine 1 m di volta $<$ di quelli a piana piana.

l'acqua superiore è come un serbatoio come quella inferiore $\rightarrow$ le perdite di carico è come se si accumulassero nello strato intermedio.

$h_1 \neq h_2$
Moto di
filtrazione
 $\downarrow$
perdite di eq.
 $\downarrow$
concentrate
nello strato
di conduzione
idraulica

$$\sigma'_v(B) = \gamma_B - 49.05 = 27.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v(C) = 116 - 48.43 =$$

nel pto D sue piano campagna $h_1 = \cancel{0} + 2D \Rightarrow z_D = h_1$ la Q.P.E. h_1

$$u = (h_1 - z_D) \gamma_w$$

Sìo calcolando equ. and. idrostatico perché non ho perdite = Q.P. = perdite i p.h.

$$\frac{M_D - 2D}{\gamma_w} = \frac{M_A' - 2A'}{\gamma_w}$$

la Q.P.E. uguale + pto mepe. snati 1 e 3
No per 2 perché in qll snato ho tutte
le perdite di carico.

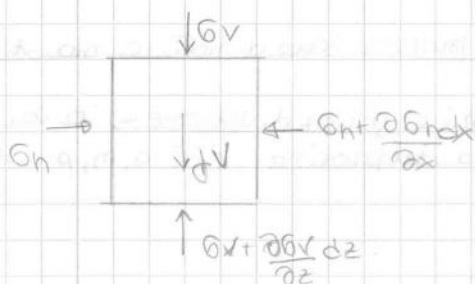
$$M_A = M_D - \frac{(2D - 2A')}{\gamma_w}$$

Per calcolare $\sigma'_v \rightarrow$ capire andamento della u.

Proble delle Terzari geotecniche se siamo in stato di tensione ho solo 2 componenti indipendenti σ'_v e σ'_h

Capire come si calcola σ'_h (tensione orizzontale).

Per calcolare σ'_v ho utilizzato le equ. indefinite di equilibrio $\rightarrow$ le ho $\int \rightarrow$ ho
lupato le condizioni al contorno e ho trovato $\sigma'_v \rightarrow \sigma'_v = \gamma z - u$
Per lo σ'_h uso la STESSA PROCEDURA.



Non ho le C x la simmetria

$$\frac{\partial \sigma_h}{\partial x} = 0 \quad \text{l'unica } \sigma \text{ è quella peso che ha solo} \\ \text{componente in direzione } z$$

In presenza di sisma (sìo analizzando la fase
ciclatone) ho σ'_s .

Se ho moto di filtrazione = corpo di σ di filtrazione
 $\rightarrow$ ho ozioni di massa x forze di trascinamento
lasciare dall'acqua

l'if. ora permette di trovare $\sigma'_h \rightarrow$ ho che $\sigma'_h = \cos'$ NON HO VARIAZIONE

della σ'_h in DIREZIONE ORIZZONTALE: condizione necess. ma non suff. x def. la σ'_h .

la stessa equ. vale per u per cui $\sigma'_h = \cos'$ in quanto l'acqua è in stato di tensione 0.55 ÷ 0.70. tale sarebbe possibile valore di σ'_v

Ma $\frac{\partial \sigma_h}{\partial x} = 0$ dice che $\sigma_h = \cos'$ (no varia in direzione orizzontale) ma se $\sigma'_h = F(z)$

Varrebbe dire σ'_h dipende da tens. verticale efficace fun di z o meno d. coeff. di co.

$\sigma'_h = K \sigma'_v$ mi interessa stato tensionale geotecnico dovuto ap. all'urto (= prima di modi. p. carico) allora metto pedice 0.

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

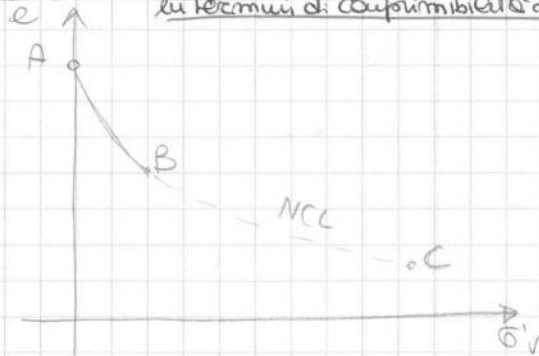
K_0 0.5 ÷ 2 in funzione dello stato del deposito
sabbie / ghiaie 0.45 ÷ 0.55 limi e argille tenere 0.55 ÷ 0.70.

COEFFICIENTE di SPINTA o RIPOSO. (PRIMA di QUALSIASI PERTURBAZIONE
X INTERVALLI).

Mat. sedimentaria e si compattano sotto il peso proprio. Il piano della folia può essere anche sopra il P.C.

Il ~~coefficiente~~ $\sigma'_v = 0$ e ha valore dato perché il mat. è praticamente sciolto (50% vuoto)

PIANO di COMPRESSIONE che lesionabili
permettendo di capire il comportamento volumetrico
in termini di compressibilità del mezzo



Sono in A.

Quando la sedimentazione è sotto
effetto del nuovo materiale si compattano
e aumentano le σ'_v e si riduce
e. Non traccio la linea AB per non
vedere l'andamento senza interpretare
che è il passaggio AB? Lineare...?
Ho meno porosità $\rightarrow$ e diminuisce
e spostam. relativo delle particelle
verso caupio + stabile.
Il fenomeno non è lineare $\rightarrow$ AB
non è una retta. = curva.

Se $h = 10 \text{ cm}$ $h' = 5 \text{ cm}$ $\rightarrow$ si riduce di meno $\rightarrow$ curva con concavità verso
 $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$ $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$ l'alto

Predomina = ha tutta la curva.

Suppongo stato neu folia = opposto mat.
sedimentazione
compattazione

DEPOSITI
NUOVONALI
RECENTI

curva: relazioni
normal consolidazione

Se il P (PUNTO RAPPRESENTATIVO) $\in$ NCL $\rightarrow$ DEPOSITO NORMAL CONSOLIDATO.
In queste condizioni $k_0 \approx \text{cost}$ fuolo delle caratteristiche mineralogiche del
materiale in esame

$$k_0(NC) \quad 0,35 \div 0,65$$

Il t. dei vari p. della curva è lo stesso che non
varia la mineralogia ($\approx 0,5$)

Formula
Suggesta
da JAKY (1944)

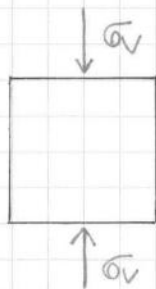
$$k_0(NC) = (1 - \sin \varphi)$$

Modo per valutare k_0

angolo di resistenza al taglio

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + \epsilon$$

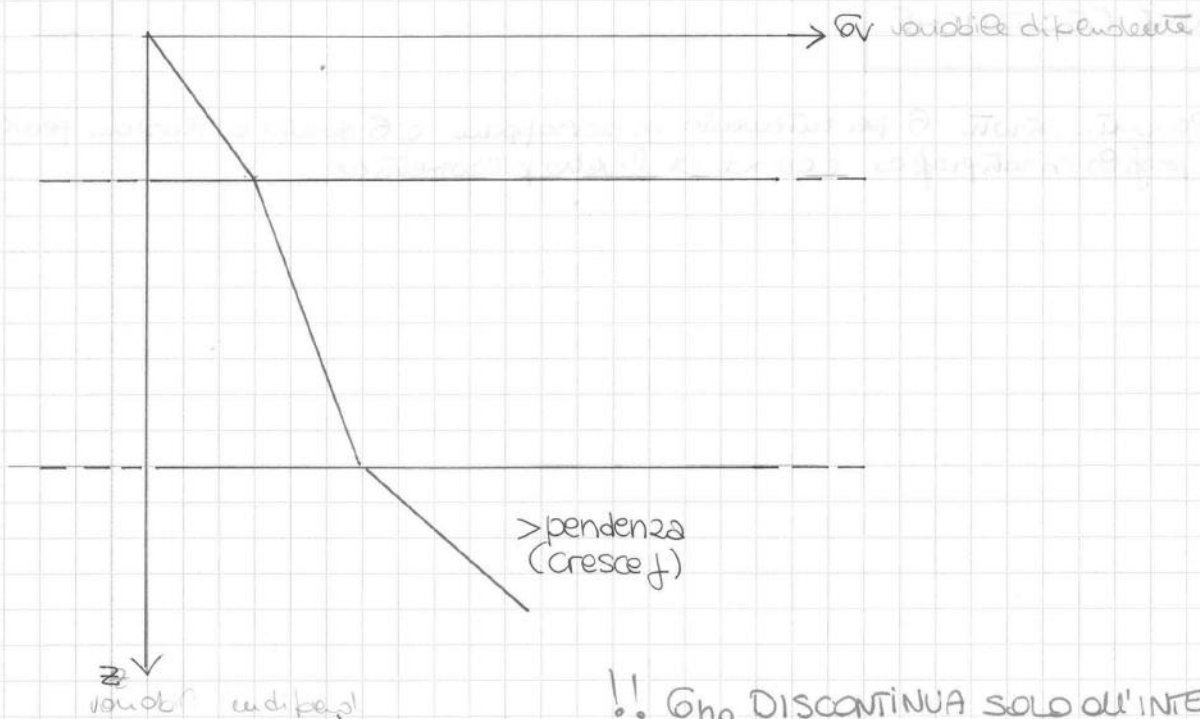
Valore uguale in tutte le direzioni.



Per questa superficie da cosa è dato il sprigno di crescita di σ'_v ? È dato da f del materiale.

!! la CRESCITA di σ'_v dipende da f del MATERIALE

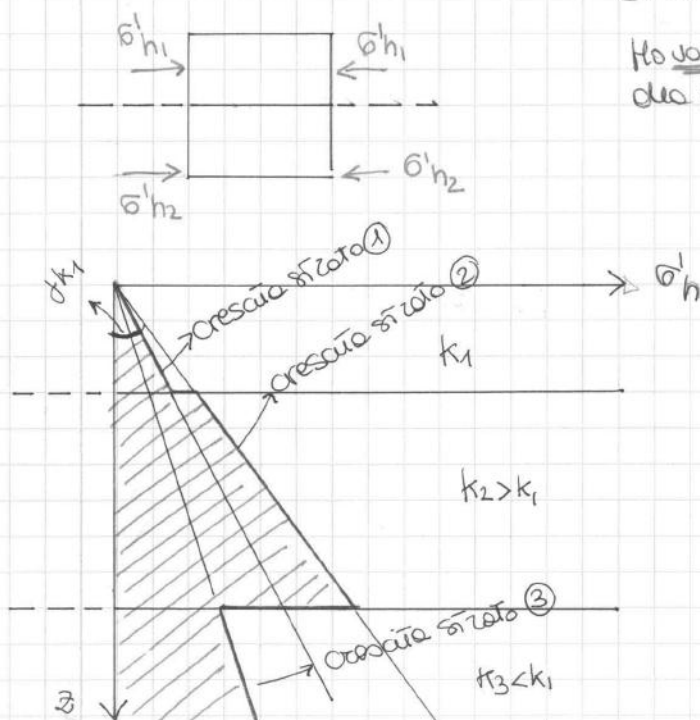
- continua all'interfaccia tra strati se il materiale non varia f
- derivata discontinua se varia f



!! σ_{ho} DISCONTINUA SOLO ALL'INTERFACCIA se k_0 varia da uno strato all'altro.

Se che σ_{ho} non varia in direzione orizz.

Ho variazioni di stato di sforzo sulla faccia 1 che discontinua.



Osserva il folda

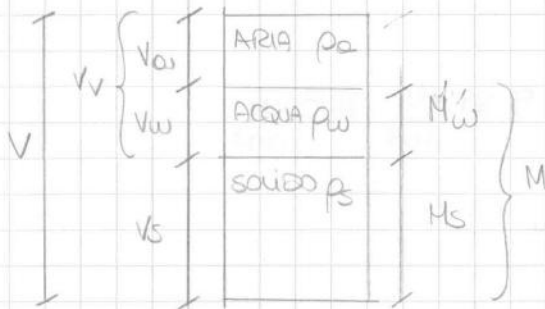
$$f_1 = f_2 = f_3$$

σ'_h cresce con pendenza $= f k_0$

ESERCITAZIONE n° 2

01/10/07. Relazione tra le fasi

Terreno: multifase: particelle + vuoti.

SUDDIVISIONE delle FASI. nelle 3 componenti. $\forall$ componente ha una sua densità e def dei volumi e delle masse. $V_v + V_w = V_r$ (volume dei vuoti). (può essere aria/acqua o entrambi) $M_w = \phi$

- RAPPORTI di VOLUME**
- POROSITA' $m = \frac{V_w}{V} \cdot 100$ [%] Quanta parte del V totale è costituito da vuoti
 - INDICE dei vuoti $e = \frac{V_v}{V_s}$ [-]
 - $m = \frac{e}{1+e}$ $e = \frac{m}{1-m}$
 - GRADO di SATURAZIONE $S = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$ [%] Indica quanta parte dei volumi dei vuoti è occupato dall'acqua

 $S = 1$ t. Saturo ($V_w = V_v$) $S = 0$ t. asciutto

- RAPPORTI di MASSA**
- CONTENUTO d'ACQUA $w = \frac{M_w}{M_s} \cdot 100$ [%]

- DENSITA'**
- DENSITA' TOTALE $\rho = \frac{M}{V}$ [$\frac{kg}{m^3}$] [$\frac{g}{cm^3}$]
 - DENSITA' del SOLIDO $\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$
 - DENSITA' SECCA $\rho_d = \frac{M_d}{V}$
 - DENSITA' dell'ACQUA $\rho_w = \frac{M_w}{V_w} = 1 \frac{kg}{m^3} = 1 \frac{g}{cm^3}$
 - DENSITA' SPECIFICA del SOLIDO $G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$ [-] ≈ 2.65

→ Esercizio m. ①

Dati: $M = 135 \text{ g}$

$M_s = 97.5 \text{ g}$

$G_s = 2.7 = \frac{\rho_s}{\rho_w} \rightarrow 1$

Terreno saturo

? $w = \frac{M_w}{M_s} \cdot 100$
 $e = \frac{V_v}{V_s}$
 $m = \frac{V_v}{V}$
 $\rho = \frac{M}{V}$
 $\rho_f = \rho_g$
 $\rho_d = \frac{M_s}{V}$
 $\sigma_d = \rho_d g$

$M = M_w + M_s$

→ $w = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M - M_s}{M_s} = \frac{135 - 97.5}{97.5} \cdot 100 = \frac{37.5}{97.5} \cdot 100 = 38.46\%$

$M_w = M - M_s = 135 - 97.5 = 37.5 \text{ g}$

$\rho_w = 1 \frac{\text{Hg}}{\text{cm}^3} = 1 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ $V_w = \frac{M_w}{\rho_w} = \frac{37.5}{1} = 37.5 \text{ cm}^3$

Il terreno è saturo → tutti i vuoti sono riempiti d'acqua → $V_v = V_w$

$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = 2.7 \rightarrow \rho_s = 2.7 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ $V_s = \frac{M_s}{G_s \rho_w} = \frac{97.5}{2.7 \cdot 1} = 36.11 \text{ cm}^3$

$V = V_w + V_s = (37.5 + 36.11) \text{ cm}^3 = 73.61 \text{ cm}^3$

→ $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{37.5}{36.11} = 1.038$

→ $m = \frac{V_v}{V} \cdot 100 = \frac{37.5}{73.61} \cdot 100 = 50.94\%$

→ $\rho = \frac{M}{V} = \frac{135 \text{ g}}{73.61 \text{ cm}^3} = 1.834 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} = 1.834 \frac{\text{Hg}}{\text{cm}^3}$

→ $f = \rho g = 1.834 \cdot 9.81 = 17.99 \frac{\text{N}}{\text{cm}^3}$ (come se fosse punto da $\frac{\text{Hg}}{\text{cm}^3}$)
 f fino a $21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (dove essere intorno a 20).

→ $\rho_d = \frac{M_s}{V} = \frac{97.5}{73.61} = 1.324 \frac{\text{Hg}}{\text{cm}^3}$

→ $\sigma_d = \rho_d g = 1.324 \cdot 9.81 = 12.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $\sigma_d < f$ perché riferito a V solo da M_s
 $\sigma_d = f$ per terreno secco.

oppure

Calcolo $w = 38.46\%$ $S_e = G_s w$ $S = 1$ perché terreno saturo

$1 \cdot e = 2.7 \cdot 0.3846 \Rightarrow e = 1.038$

$m = \frac{e}{1+e} = \frac{1.038}{2.038} \cdot 100 = 50.94\%$

$$Se = G_s w \quad w = \frac{Se}{G_s} = \frac{1 \cdot 0.6052}{2.7} = 0.2241 = 22.41\%$$

③ PROVE di CLASSIFICAZIONE

Coloca terre in classi con campioni simili. Param. con significato fisico preciso, di facile determinazione, non influenzati dalle prove di carico

ANALISI GRANULOMETRICA

Determinare dia delle particelle e stabilire la % in peso delle varie classi.

Analisi granulometrica = 2 parti

1) Setacciatura: pile di setacci con aperture decresc. (standardizz. serie ASTM)
Eau tavolo vibrante x separare particelle otturate fuo al setaccio 0.75 mm di apertura (ASTM 200) e poi si fa % in peso del passante

Si indica località
n° sond.
n° campione
profondità

Usa la legge di Stokes: SZ di cui misuro pe T e fu di T
Eau formula zicavo di qu. equivalenti (coned. setacci) e le relative % di passanti
Anche dia. varia e fu della formula
quando arriva 20% stop anche xche non + di 24 h xche particelle formano fiocchi

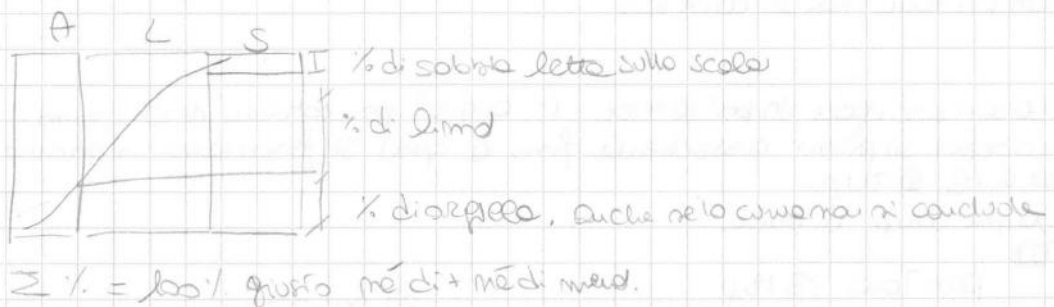
Grafico x = dia
y = passante

Metto x pi e li unisco = curvo granulometrico unito eau segmenti

Quando soddisfiare del grafico solo lq in x. vedo terre con fine < 0.02 mm argilla

0.02, 0.66 limo
0.06, 2 sabbia
> 2 ciottoli
> 60 ciottoli

Come si legge la curva?



T. BEN ASSORTITO: quando ho tutti ϕ .
MAU = : pochi ϕ
essersi ϕ
macroporoso

• ALTRI PARAMETRI.

- INDICE PLASTICO $P.I. = w_L - w_P$

Dice campo di contenuto d'acqua in w i ter. Si comporta plasticamente = è malleabile ma perde l'energia si fessura

• $P.I. = 19.27\%$

- INDICE di LIQUIDITÀ: $LI = \frac{w - w_P}{P.I.}$

$LI \rightarrow 0$

• $w \rightarrow w_P$

$LI \rightarrow 0$ terreno + consistente

• $w = 30.86\%$

$$LI = \frac{30.86 - 23.08}{19.27} = 0.40$$

• w o w_P = contenuto d'acqua del terreno (= limite non disturbato)

profondità. espansione, lo sforzo e misto contenuto acqua. lo stato deve essere SUT. non è mai proprio

- INDICE di CONSISTENZA

$$IC = \frac{w_L - w}{P.I.}$$

Complemento a 1 di LI

$> IC \rightarrow > CONSISTENZA TERRENO \rightarrow w_L$ lontano da w

Vedi tab. 1.4 pag. 24.

$$IC = \frac{42.35 - 30.86}{19.27} = 0.60$$

Consistenza plastica IC 0.25 ÷ 0.50

- INDICE di ATTIVITÀ

$$I.A. = \frac{P.I.}{\% \text{ di ARGILLA}}$$

Si riferisce alla composizione minerologica dell'argilla

$$I.A. = \frac{19.27}{25} = 0.77 \quad (\text{mediamente attivo}).$$

dalla granulometria

Sono indici adimensionali (zopp. tra %)

Classificazione in base alla carta di Casagrande

Grapho con w_L in x
 $P.I.$ in y

Veicoli $w_L = 30$ e 50

Sopra zona A: A. arg.

Argilla argilla di media plasticità

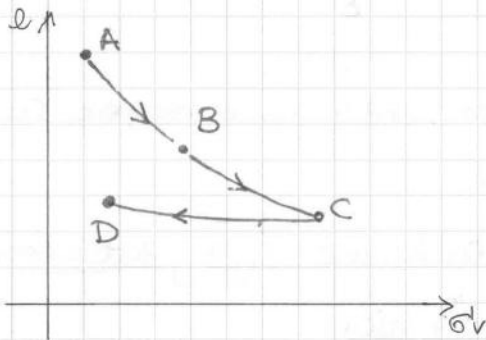
$P.I. = 19.27\%$

$w_L = 42.35\%$

05/10/07.

Se dopo la fase di scatto prima abbiamo altri eventi plastici es. crollare (ho strati e una parte è sottoposta a erosione) = crollare = scarico tensionale = σ_v si riduce.

Passando da C $\rightarrow$ D mi muovo lungo una curva che rappresenta fase di scarico tensionale e CD è indicato come **RAMO DI SCARICO**



Per descrivere mat. devo riferirmi a legame costitutivo (= modello meccanico)

Necessario Richiamo sui legami costitutivi.

RICHIAMO SUI LEGAMI COSTITUTIVI.

→ Cos'è un legame costitutivo?

↳ Coupon. meccan. = Coupon. sforzi / deformazione.

caratterizza la risposta macroscopica del materiale
LEGAME COSTITUTIVO = RELAZIONE (mod. meccanico) che lega (cerco dato che descrive) il **TENSORE degli SFORZI EFFICACI σ_{ij}** e il **TENSORE di DEFORMAZIONE ϵ_{ij}** (e devo sapere la natura viscosa = def. coupon. in tutti gli aspetti perché Sn sottoposti a creep x carico cost). e.t.
 Paolo di processi **ISOTERMICI** = NO TEMPERATURA $\rightarrow$ enorme semplificazione

Nell'ambito L.C. ho 2 approcci.

- Cerco relazione generale che descrive $\forall$ aspetto del mat. = troppo complicato da usare eamente
- Continuo Mod. C. semplice: $\forall$ del quale copre un aspetto particolare del mat. = posso usare nella pratica lavorativa. Per qst. Paolo di modello elastico, modelli plastici...

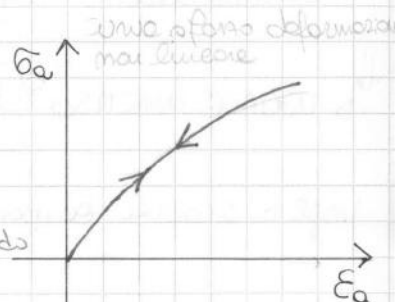
Modelli costitutivi elementari

mod. di base con i parametri che possono essere usati anche x mod. + complicati

MODELLO ELASTICO.

And coupon. del coupon si def. elastico?

Pensa a Sforzo MONOASSIALE 1 solo coupon di sforzo e 1 solo coupon di deformazione



Quando a leg. costit. voglio dare attributo elast./plast. osservando una sola fase di carico ma posso dirlo.

Devo eseguire una scarica del mat. se scaricando

superavvicino lo stesso campo $\rightarrow$ processo totalmente reversibile = coupon. elastico

ELASTICITÀ: TOTALE REVERSIBILITÀ del PROCESSO, indipendentemente dal fatto che

$$\epsilon_{22} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \cdot \underset{\substack{\text{I due indici} \\ \text{sono uguali} = 1}}{1} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zz}$$

$$= \frac{\sigma_{zz}}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})$$

la deform. verticale dipende da σ_{zz} ed è contrastata da azioni sul piano di traslazione. Non c'è un σ_{xx} o σ_{yy} che non c'è e c'è la coppia nel legame costitutivo.

esempio $\epsilon_{xy} = \gamma_{xy} = \dots$

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \text{ Il tensore non c'è}$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{1+\nu}{E} \tau_{xy} \quad \text{le def. tangenziali dipendono solo da sforzi tangenziali.}$$

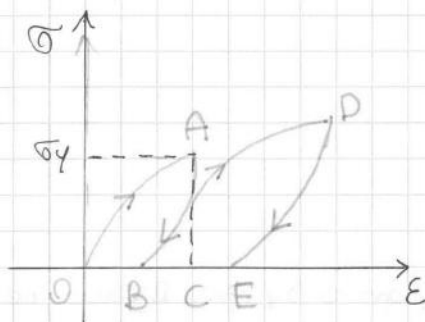
es Comportamento elastico non lineare = elastico

Ip di elasticità valido qnd comport. materiale osservato a livelli di carico e deform. bassi

Assimilabili comport. mat. nell'ordine prossimo a qll elastico = valore
Se σ aumenta vedo che $> E$ sm. irreversibili $\rightarrow$ Teoria della plasticità x complicare il modello.

MODELLO della PLASTICITÀ

Aspetti generali: fenomen. monodimensionale



Carico da O $\rightarrow$ A
Scarico A $\rightarrow$ B

Proietta a su asse ascisse = C

Ho 2 fasi $\begin{cases} \text{Carico} \\ \text{Scarico} \end{cases}$

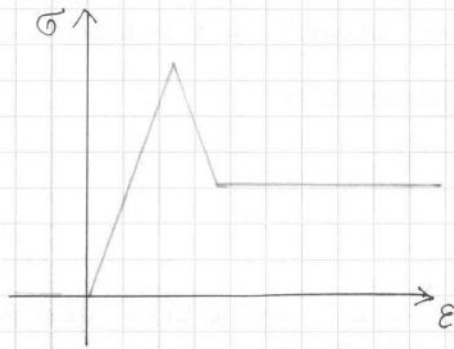
BC = def. reversibile = elastica (ϵ_e^e)
OB = def. irreversibili = plastiche (ϵ_e^p)

Se carico elem con carico moderato = processo reversibile x valore critico del carico $\rightarrow$ def. revers.

livello tensoriale raggiunto ie qd ho def. irreversibile $\rightarrow$ TENSIONE di SNERVAMENTO

Forse scarico - caricamento comport. è reversibile = ~~elastico~~ in qst tratto mat. si comporta elasticamente dopo σ_y il nuovo mat. è elastoplastico

Da D scarico raggiunto E lo carico: mat. si comporta. qui vale la tens. di snervamento?

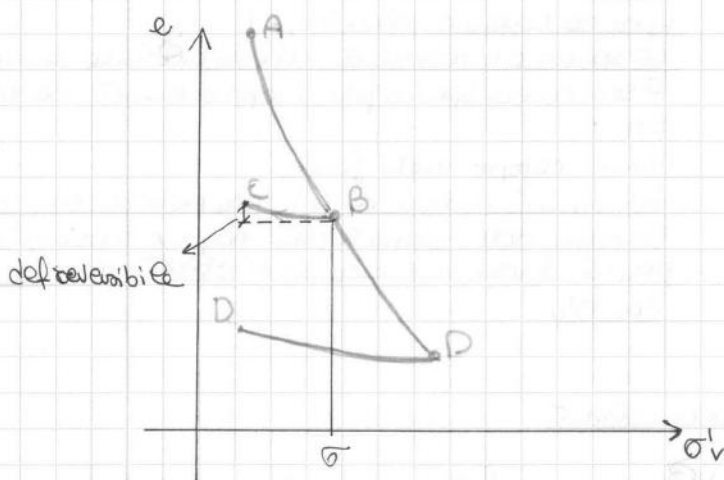


Test. di olii di dei. Rappresenta la curva di sforzo fino a valore zero di plateau

MODELLO ELASTO PLASTICO CON RANFOLLIMENTO (softening)

Δ secondo della situazione uso un certo modello.

STORIA TENSIONALE: interpretazione alla luce della teoria della plasticità.



Nella storia di carico da A → B
poi scarico

Piccola parte del reversibile
l'area parte del irreversibile

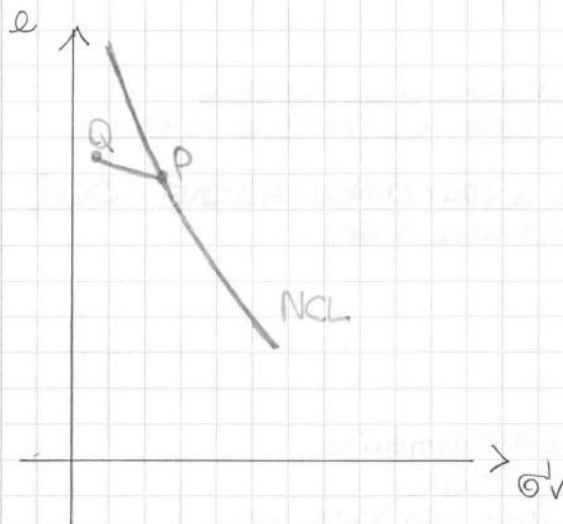
Da C ricomincia il materiale
Da C → B comportamento reversibile
in B cambia bruscamente

La $\sigma'_v(B)$ = TENSIONE di SNERVAMENTO
o " di PRECONSOLIDAZIONE
o σ'_p

Arrivati in D scarico. Se da E ricarico la nuova T. di snerv. è $\sigma'_y = \sigma'_v(D)$

La TENSIONE di SNERVAMENTO SI EVOLGE $\sigma'_B \rightarrow \sigma'_D$ con l'evoluzione della storia del materiale

La linea ABD è la CURVA di NCL.



Un deposito ha avuto storia e più zoppa dello stato dell'elem. di terr. E della curva - oggi sono in P.

Se P è NCL ⇒ MATERIALE SI DEFINISCE NORMALCONSOLIDATO = TERRENO NCL

Se oggi stato tensionale è rappresentato da P → allora $\sigma'_v \text{ vole} = \sigma'_v(P)$

Quando vole far tensione di snervamento $\sigma'_v(P)$ = max carico subito in passato

And P si muove sulla curva della $\sigma'_v \equiv \sigma'_y$

NCL mai c'è stato niente dopo processo di consolidamento

- TERRENO SOVRA CONSOLIDATO $\boxed{OCR > 1}$ più elevata + dominio elastico e elastico - > carico applicabile con sopportamento di piccole deformazioni

Sotto NCI sovraconsolidato
Sotto NCL normalconsolidato

1. IMPLICAZIONI INGEGNERISTICHE della STORIA TENSIONALE

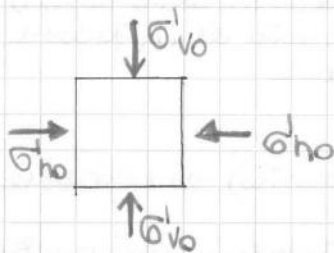
- 2) STATO GEOSTATICO INIZIALE : mat. precarpiesso σ'_{ho} aumentava per σ'_v qnd σ'_{ho} ridotta le σ'_v si impresse = rimane stato di coesione, mat. precarpiesso rimane qnd stato di sforno

$$\boxed{K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^\alpha}$$

$$\alpha = 0.32 + 0.42$$

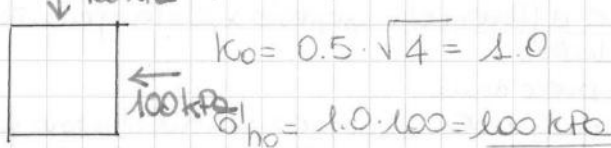
(Base fare $\sqrt{OCR}$ x stima)

Esempio Terreno NC $K_0 = 0.5$ $\sigma'_{v0} = 100 \text{ kPa}$



$$\sigma'_{ho} = 0.5 \cdot 100 = 50 \text{ kPa}$$

Terreno OC $OCR = 4$
più di precarpiesso



$$K_0 = 0.5 \cdot \sqrt{4} = 1.0$$

$$\sigma'_{ho} = 1.0 \cdot 100 = 100 \text{ kPa}$$

Utile effetto di precarpiesso che lo σ'_v si riduce e quello attuale σ'_v aumenta anche + alta di σ'_v (come se avessi avuto una rotazione dei piani principali) (qui 90°).

5) CALCOLO dei CEDIMENTI : la COMPRESSIBILITA' (OC) << COMPRESSIBILITA' (NC)

(= compressibilità) ① deformabilità

① risposta del mat. in termini volumetrici = variaz. di volume

② o rigidezza associato due deformazioni / variazioni di forma
Modulo della deform. o σ_{Tg} .

e variazioni volum. = stesso su y compressibilità del mat.

Come ricavare i parametri di comp. dalla curva.

Le resist. al taglio dipende dal mat. $\rightarrow$ ne è basso Res. al taglio bassa
 $\rightarrow$ per la base mat. cede e diventa sempre + resist. all'effetto dei carichi successivi -
 Ha resist. che sono state costruite in tempi lunghi -
 Oppi 5/6 mesi dove devo fare fondazioni estrattam tenuto +.

Copie natura caratteristiche del lec. d. fondazione e h.olepro della fondazione

Tone completamente cava in latenzio di prima fattura - (disclito ha fless. verticali di capress. se la base non è ben fatta $\rightarrow$ una volta fless. ridistribuisce il carico) -

Fatti molti studi sul duomo, defettone non si sa niente come delle fondazioni -
 (pali o fondazioni dirette).
 Unico plinto.

Usata solo manata su cupolato con fine d'antirapporto (x parte osse a profond. dove
 una spina = dove essere controllata).
 Parte Superiore (teoria: motore che fa girare e spinge osse) - Scaventa osse di metallo
 (ϕ 30mm/101mm) spinti nel Terzo e si avanza a rotazione - 3 ter. incapsulate
 e con manovra in verso la reciproc e ha campione di certa profondità.
 Besce con esotene il mat. attraverso.

Co. esote di cupola luosa estrusa dall'osia = descr. mat. che unisce

Se obiettivo è descrivere mat. come estratto proprio = allora preleva mat. e non mi precc. che
 il mat. sia disturbato

CAMPIONE È RAPPRESENTATIVO da UN PTO di VISTA STRUTTURALE se NON altro da un
 pto di vista granulometrico) IL MAT. STESSO $\rightarrow$ SONDAGGI o ROTAZIONE posso recuperare
 il mat. roppies. Puz recuperando basso caprum. leggerum. strati, o estrando
 l'osia il conten. d'acqua (x che mat. in zibose cede/accum. acqua).

for
 x
 meccanica

Form. deform.
 tenore

Campione INDUSTRIALE campione prelevato con tecnica tale
 da mantenere strati. e contenuto d'acqua presente in sito -
 Campionatore + Sifonatore ^{manipolo} ^{si termina di dell'osia} tubo di acciaio a parte idraulica con scopa
 idraulica che penetra nel mat. senza produrre spor. laterale del mat.
 Portato a piano il mat. è sfilato parte sopra e sotto del campione
 = non può variare il contenuto d'acqua

Portato in laboratorio = estruso ed estratti i campioni  (diametro
 ϕ 50 mm h = 60 mm) preda

Deve essere realmente rappresentativo re campionat. di un $\rightarrow$ $\rightarrow$ descrive
 Parte centrale che esiste di + dell'efficienza totale = parte centrale
 Brm base x che prova edometrica ha < di nota

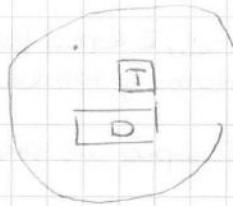
Messo su pietra porosa = acqua esce dal campione $\rightarrow$ essiccato $\rightarrow$
 messo in celle di plexiglas e verso acqua $\rightarrow$ mantenere umidità del
 campione e non potrebbe seccare mentre sottoposto a carico
 And scio $\rightarrow$ $\rightarrow$ e delle poter assorbire acqua = si mantiene sotto

Quindi è sottoposto a carico $\rightarrow$ veicolo applicato con una leva
 progressivam. si mettono peso e reggono l'obb. som. di sotto in
 volta subito. Correla carico verticale con variaz. def. verticale.
 (DIRETTO ad INCREMENTO di carico)

Dall'azione è solo 1.35. $\rightarrow$ si è compressi di $F_{cu} =$ dove è spiofondato 2.70u.

No danni $\rightarrow$ no buchi della verticale. L'asse è inclinato & con le vene glorie successive.

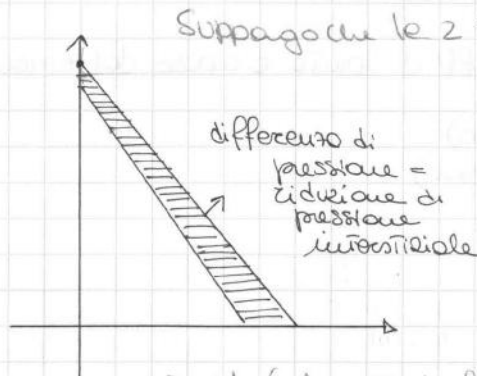
Duomo cede = continuo di Subsidenza $\rightarrow$ torre è obliquo = cede.
 Influenza reciproca perché torre crea barino o richiamo obliquo del duomo.
 1338 crolli cattedrali per accedere alla Torre - p. scopo #.
 Sm 2 questi crolli creano inferosione duomo / torre -
 X fen. ambrosiani le 2 strutt. si muovono
 1901 ora ho frattura sopra X compressione & che reni ora spinte, più fine
 riempito X zinfonno e l'antenna le spinte. $\rightarrow$ si fatto almeno 3 volte.
 Prob. inferosione terre silt. Conco crea buco subsidenza = influenza
 silt. O crollato.



Si fa di prima polare fissa centro
 e siobiesco con vettore radiale lo
 spost. torre rispetto a quella duomo
 ma ad una certa ora
 Capreddio $\rightarrow$ lei si sposta e emette
 ellisse in cantinella descritte
 rispetto a suolo. Perché si scolla
 in modo #.

L'ellisse che descrive moto + sretta in autunno che in estate.
~~Se~~ ellissi ~~che~~ sm. h. rote = accumula spost. irreversibili. 1 fen. è acqua ed acqua
 con frizione d'accumulo base.
 PRIMA DI FARE UN INTERVENTO: CAPIRE CAUSE DEL FENOMENO = risolvere alla base.

SUBSIDENZA INDOTTA DA ABBASSAMENTO DI FALDA



Suppago che le 2 sabbie hanno = TICIR

Vengono fatti dei pozzi
 nell'acqu. inferiore
 $\Rightarrow$ Livello si abbassa
 And. calda o v. quale
 Cambia?
 $\sigma_v = \sigma'_v$ resta uguale
 σ'_v aumenta

Di quanto diminuisce u $\rightarrow$ aumenta σ'_v (di quanto d' sforzo che determina compressi.
 mot = si comprime) lo stato interceduto dalla riduzione
 Questo fenomeno di rena o scolo riprende = Σ compress. = Subsidenza mot o
 Scolo riprende quel esistendo e qua riduce lo p. interstiziale
 Or succem. si ha in tutti gli strati sotto $\rightarrow$ data cedim dovuto ad acqua
 e frane fosse (anche se influenza -).

Modello L piezometrico ridotto di 12m $\rightarrow$ abbassamenti di 90 cm X subsidenza artificiale
 se mat non è elastico = subind. non si recupera

" almeno dove p. zone curvica = ulteriori problem.

davanti alle condizioni climatiche.

$\rightarrow$ Iniz. os o chiudere i pozzi $\rightarrow$ asclito lento del livello di falda (-4).

HP!
 HP!

Adattamento X carico

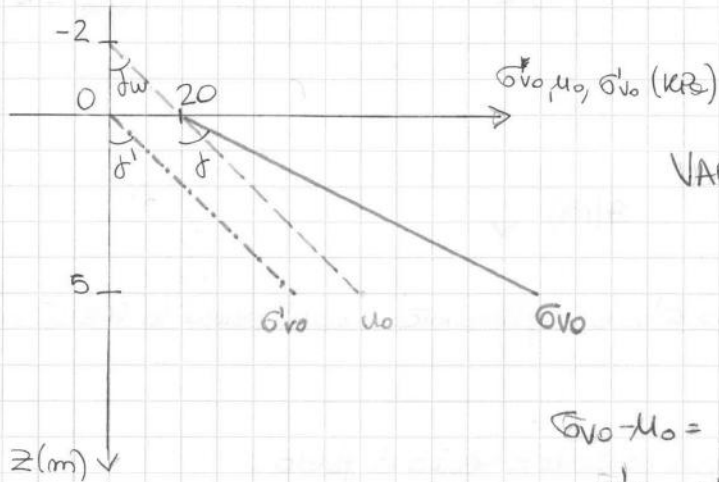
X cause naturali (mat. e frane fine che non ha finito la compressione
 X 1 artificiali (pozzi)

$$\sigma_{vo} = 3 \cdot 10 + 5 \cdot 20 = 120 \text{ kN/m}^2 = 120 \text{ kPa}$$

$$\mu_0 = 4 \cdot 20 = 80 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 120 - 70 = 50 \text{ kPa}$$

Si valuta anche il peso
dell'arco della falda che
è sopra P.C.



P.C. è a quota 0

VARIA la PENDENZA (funzione di z)

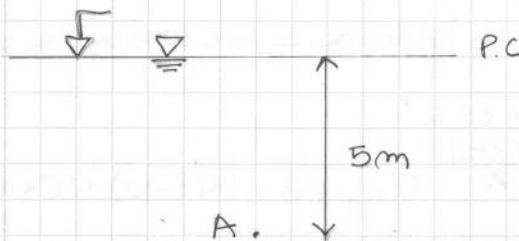
Teoria elastostatica
Il tensore efficace
(o al livello del P.C.)
 $\sigma' = \sigma - \mu$

$$\sigma_{vo} - \mu_0 = f z - f_w z = f' z$$

$\sigma'_{vo} = f' z$ solo se la falda è con P.C.
Casi in cui qui le 2 linee sono parallele

CASO ② Falda COINCIDENTE con il P.C.

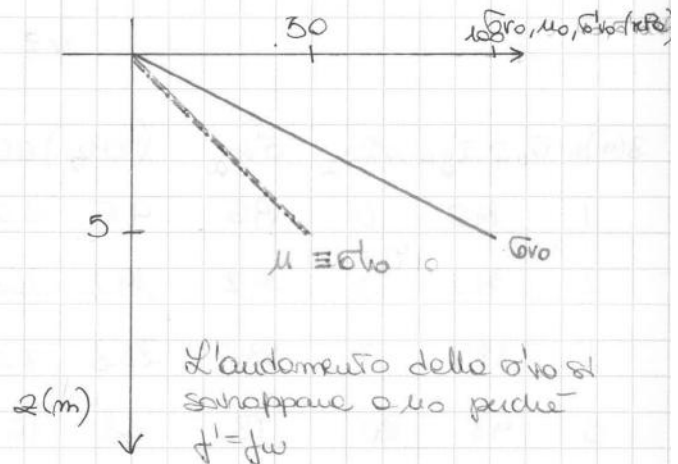
②



$$\sigma_{vo}^* = 5 \cdot 20 = 100 \text{ kPa}$$

$$\mu_0 = 5 \cdot 10 = 50 \text{ kPa}$$

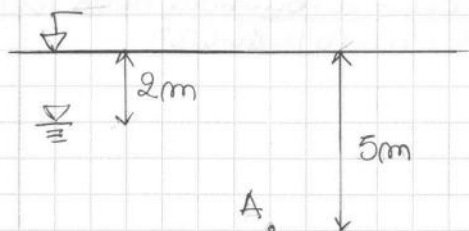
$$\sigma'_{vo} = 50 \text{ kPa}$$



L'aumento della σ'_{vo} si
sanhappane o no perché
 $f' = f_w$

Caso ③ Falda SOTTO il P.C.

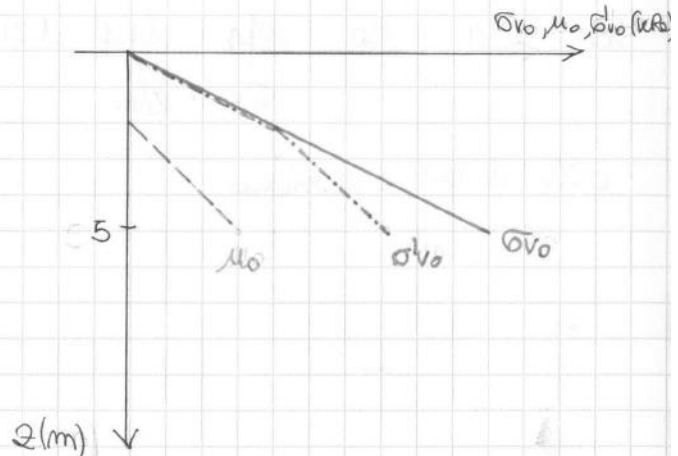
③



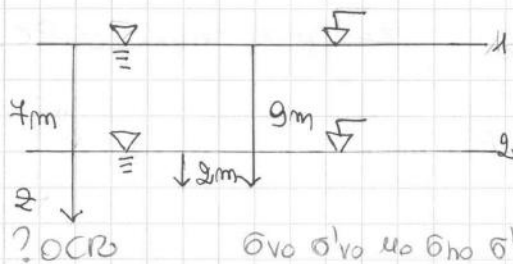
$$\sigma_{vo} = 5 \cdot 20 = 100 \text{ kPa}$$

$$\mu_0 = 3 \cdot 10 = 30 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 70 \text{ kPa}$$



6) Calcolo di OCR dovuto a erosione



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

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

$$K_{0nc} = 0.5$$

σ_{v0} σ'_{v0} u_0 σ_{h0} σ'_{h0} a 2, 6, 10, 20, 30 dal P.C. attuale

Situazione ①

z (1)	$\sigma_{v0,1}$	$\sigma'_{v0,1}$	$\sigma'_{v0,1}$ (kPa)
2 (9)	180	90	90
6 (13)	260	130	130
10 (17)	340	170	170
20 (27)	540	270	270
30 (37)	740	370	370

Nei punti 7m non ci interessa calcolare niente ma come 7m hanno influenzato il materiale
 Es, il piro a 2m dal P.C. era all'incirca a 9m dal P.C. e tutte le profondità oppongono 7m

Situazione ②

D.C. è in 3

z (2)	$\sigma_{v0,2}^*$ (kPa)	$u_{0,2}$ (kPa)	$\sigma'_{v0,2}$ (kPa)	OCR (-)	$K_{0,oc}$ (-)	σ'_{h0} (kPa)	σ_{h0} (kPa)
2	40	20	20	4.5	1.061	21.22	41.22
6	120	60	60	9.17	0.736	41.16	101.16
10	200	100	100	1.7	0.652	65.2	165.2
20	400	200	200	1.35	0.581	116.2	316.2
30	600	300	300	1.23	0.555	166.5	466.5

$$\sigma'_{v0,1} = \sigma'_p$$

$$\sigma'_{v0,2} = \sigma'_{v0}$$

Si deve calcolare le tensioni orizzontali OCR > 1 → Tenere OC

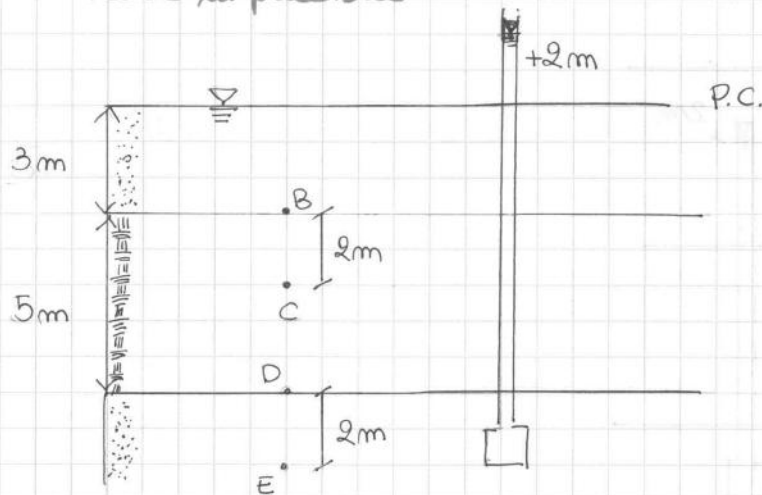
$$OCR \quad K_{0,oc} = K_{0nc} \sqrt{OCR} = 0.5 \sqrt{OCR}$$

$$\sigma'_{h0} (kPa) = K_{0,oc} \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{quella attuale}$$

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

$$K_0 > 1 \quad \sigma_{h0} \text{ è maggiore di } \sigma_{v0} \text{ e } > \text{ del valore di } \sigma_{v0}$$

Falda in pressione



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

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

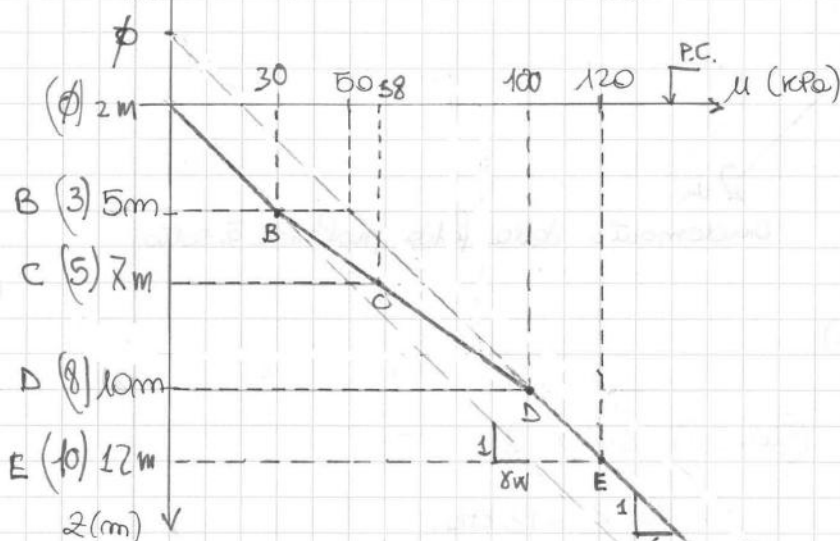
$$\sigma_{vo}?$$

$$u_o?$$

$$\sigma'_{vo}?$$

Calcolo di u è determinato da capla
- permeab. della sabbia $\rightarrow$ quasi prava
la falda di sabbia sotto in pressione -

$z(\text{m})$	$\sigma_{vo}(\text{kPa})$	$u_o(\text{kPa})$	$\sigma'_{vo}(\text{kPa})$
0	0	0	0
5	100	50	50
7	140	78	62
10	200	120	80
13	240	140	100



La falda profonda è 2m
Sotto P.C. $\rightarrow$ automezzo
p è autops a quello della
falda ① di sabbia = zeta //
la pendenza è def da γ_w

① mai zisere di ③ = autom
① dato dalle falda superficiale
③ la falda profonda
mai passano esserci ~~stati~~ soli
nel diagramma dell'acqua
dove deve ~~es~~ Ford. lineare

$$(10-30): 5 = x: 2 \quad x = \frac{14}{5} \cdot 2 = 28 \text{ kPa} \rightarrow u(C) = 30 + 28 = 58 \text{ kPa}$$

(Stesso calcolo con il gradiente $\rightarrow$ Idraulica dei terreni) -

Falda profonda sopra PC = ^{acqua nell'} pargello aumentato

$$|i| = \frac{|\Delta h|}{l} = \frac{2}{5} = 0,4 \quad u_c = z_B \gamma_w + (z_c - z_B) (\gamma_w + (\gamma_w \cdot 0,4)) = 30 + 2(10 + 4) = 58 \text{ kPa}$$

PROVE EDOMETRICHE (= di compressione monodimensionale) e CALCOLO del CEDIMENTO di CONSOLIDAZIONE (cap. 4).

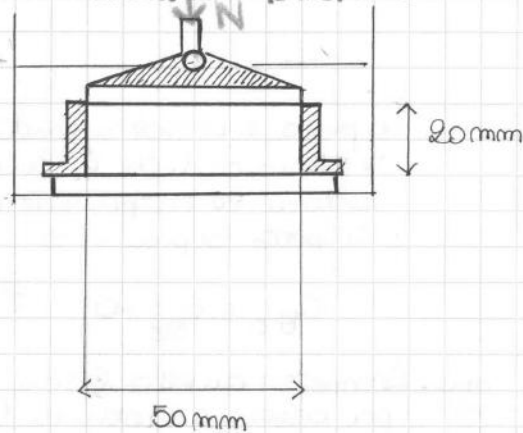
Abbiamo visto tecniche per il prelievo dei campioni in sito → campione indisturbato (materiale sabbia / contenuto d'acqua in situ).

PREMESSA: PROVE SU CAMPIONI INDISTURBATI. Campione che preserve struttura / w_N (contenuto d'acqua) in situ.

Devo supporre di avere mat. a fine fine perché questo operazione vale solo x questi x sabbie e ghiaie prelevati campione perfettamente rappresent. non x sabbie e contenuto acqua.

• MATERIALI a GRANA FINE (limi argille) Esplorazione -

→ Apparecchiatura edometrica



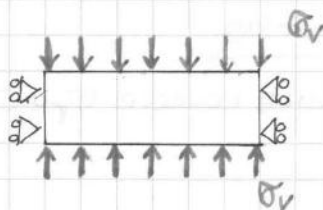
Primo cilindrico
Pisto tra 2 pietre porose
Di lati molto rigidi d'
confinamento → materiale
non può muoversi spost. laterali
= confinato lateralmente
effetti vizi o sottoposti a
processo di compress. monodim.
come in situ.
Sono coperto con file
x evitare correnti circolari
Contenuto in collo di plexi
plex immerso in acqua
che non esercita $p = 110 \text{ kPa}$
zobbe perché alto 20/25%
per evitare prima perdita

Contenuto d'acqua perché la prova è lunga (può durare 1/2 mesi),
e nella fase di scarica il prov. può assorb. acqua x la completa saturazione

Mat. grava fine = bassa permeabilità e acqua x uscire dai pori → molto tempo
lo pietre porose facilitano drenaggio dell'acqua e riduce tempi di consolidazione
dopo applicazione del carico
Quel recupero prova = def. le condizioni al contorno

Immagino di isolare il campione e applico esattamente le condiz. al contorno = cosa
succede lungo superf. laterale (= frangente).

$\frac{N}{A} = \sigma_v$



Materiali coesivi: esprimere cosa succede
sulla faccia che considero.

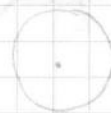
① Sulla faccia superiore = sforzo = molto la
sollecitazione sopra σ_v
Elemento piccolo = contributo peso proprio
trascurabile
X equilibrio sotto ho σ uguale e contrario
però prima di dire qst devo vederlo sotto
lati x che se sui lati ho carichi normali e
tangenziali no.

Vole qui detto prima se quello è liquido → non si pensa a tutto = no sforzi tangenziali

STATO di DEFORMAZIONE

Condizioni di bordo $u_r = 0$.

Condizioni di simmetria: il piano radiale è di simmetria $\rightarrow$ spost. circonferenziale $u_\theta = 0$.
 Se valuto momento in punto θ grandezza non varia lungo θ $\rightarrow \frac{\partial(\cdot)}{\partial\theta} = 0$.



Le ASSIASIMMETRIA:

$$\epsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad \epsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r} \quad \epsilon_\theta = \frac{1}{r} \frac{\partial(u_r \theta)}{\partial \theta}$$

Espressioni semplificate a questo caso

$$\epsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right)$$

Tutte le altre componenti = 0 per qui detto sopra

I punti sulla superficie hanno spost. lungo $z \rightarrow \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0$.

$$\epsilon_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix}$$

ESEGUO X CAPINE PARAMETRI MECC $\rightarrow$ OTTENERE LEGAME COSTITUTIVO per farlo dello stato di sforzo e stato def

Def le condizioni al contorno di σ_{ij} , spost. al contorno, o miste (lungo una parte frazionaria " " σ_{ij} e lungo altre zone ho spost.).

Allo fine sviluppo le condizioni x def σ_{ij} e ϵ_{ij}

Cost. Cost. simmetrico equi. tutte le di equilibrio $\rightarrow$ da considerare piano. non posso dedurre come le leg. costit. da σ_{ij} perché $\rightarrow$ la cosa cercando

CONSOLIDAZIONE: evoluzione nel tempo delle deformazioni dovute alla filtrazione dell'acqua (= fuoriuscita acqua dai pori interstiziali).

COMPRESSIONE: accorciamento subito dal provino indipendentemente dalla sua evoluzione temporale.

Per costruire curva sforzo / def. devo applicare carico ② si aspetta il processo di primo e ho un nuovo p_{10} (σ'_v, e).

Un po' sulla curva ho curva di compressione - Anzi a certo livello di carico sopra una stessa tensione $\rightarrow$ il prodotto processo del pozzo della stessa tensione di un dep.

Ando faccio prova compress. su cls fino a rottura: x def. quello curva - di un minuto.

Per costruire x terreno $\forall p_{10}$ è osservazione di una giornata - lunga 1/2 settimana.

$\forall p_{10}$ è risultato di def. differente nel tempo x basso permeab. mat.

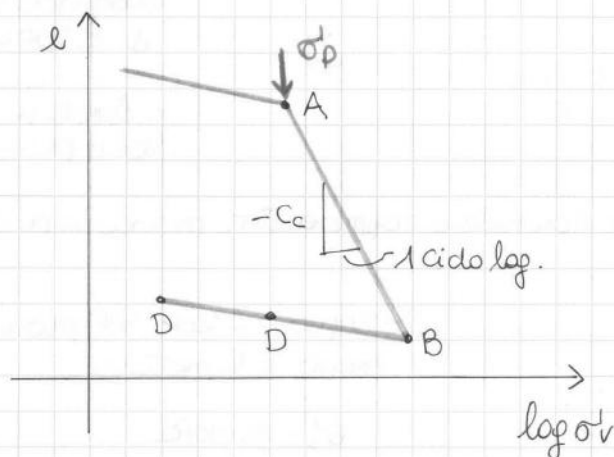
Ip: prendo provino di sabbia lo chiudo nell'anello saturo e carico = permeab. elevata = dissipat avviene con applicat carico e legg. subito essent. mat. = tempo di $\forall$ prova si riduce o tempo x mettere carico.

Per ridurre e devo aspettare espulsione acqua.

Espulsione acqua = di quella qntà poro a riduciare Vol. elev. ma dopo $\forall$ carico è saturo = non è espulsa tutta acqua. Tutto e ma vuoti hanno ancora acqua. Non ho mai provato a saturare.

Curva ando a compress. x peso proprio e successiva compressione.

Interpretazione



Andom $\rightarrow$ 3 cam. lineari sul piano

Se guardo la compressione dopo A brusca variazione $\rightarrow$ se scarico $>$ parte tensioni è bassa. Devo $\sigma'_v(A)$ = tens. stazion.

La prova edometrica permette di trovare la TENSIONE di PRECONSOLIDAZIONE o TENSIONE di SNERVIAMENTO.

Nota ②

Ho cam. lineari x def. la compressione - uso le pendenze e si riduce qnd aumento σ'_v per avere compressione $\rightarrow -C_c$

$$C_c = \text{indice di compressione} \quad C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Nota ① def C_α = indice di accorciamento

ORA

① ANALISI della STORIA TENSIONALE

Profilo prefissato a 5m di profondità

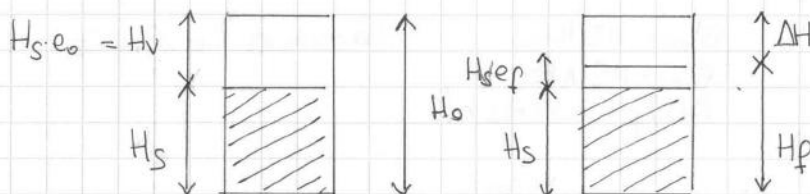
$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 5 \cdot 20 - 9.81 \cdot 5 \approx 50 \text{ kPa}$$

$$OCR = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = \frac{150}{50} = 3 > 1 \text{ materiale preconsolidato.}$$

Tutto SUBITO se MATERIALE è NORMA CONSOLIDATO
SOVRACONSOLIDATOLe variazioni della profondità OCR ≠ allora x caratterizzazione mat deve prendere profilo e prof. =.

OC = cedim. non eccessivi se non supera qst tensione

② CALCOLO del CEDIMENTO.

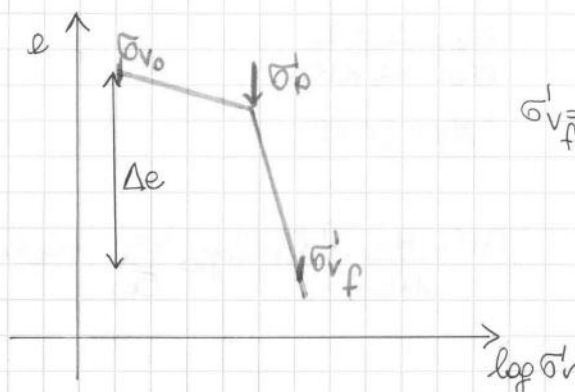
 H_0 = altezza iniziale H_s manovra
Volo H_v quello
finale è $H_v = H_s \cdot e_f$

$$\Delta H = H_f - H_0 = H_s + H_{sef} - H_{se0} - H_s = H_s(1+e_f) - H_s(1+e_0)$$

cedimento

$$\Delta H = H_s \cdot (-\Delta e) = \frac{H_0}{1+e_0} (-\Delta e)$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} (-\Delta e) = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_R \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_p} \right]$$

formula x calcolo
cedimento →
occorrim. profilo
è legato a zidw
me e.

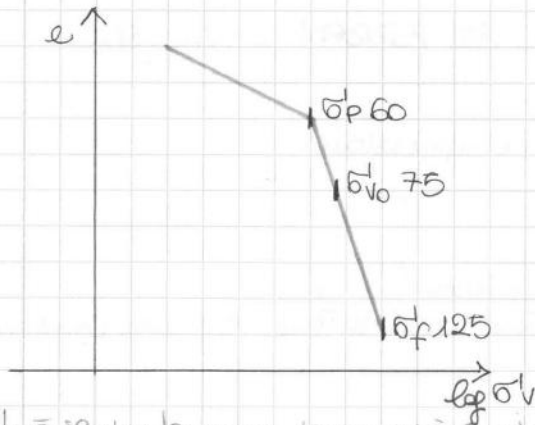
$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v \rightarrow \text{incremento di carico}$$

$$\Delta \sigma'_v = q \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right)$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_R \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_p} \right]$$

• C_c/C_R ricavati dalle
prove edometriche• H_0, e_0 si misurano sperimentalmente
durante la prova• $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$

Caso ③



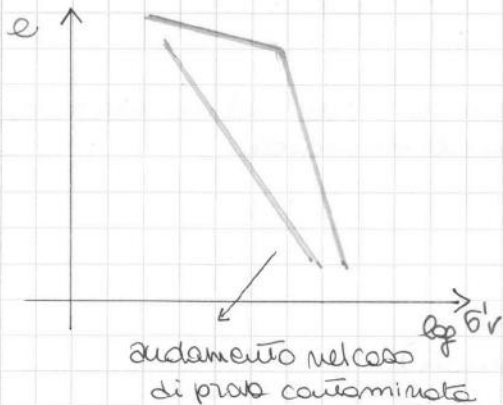
$$\begin{aligned}\sigma'_{v0} &= 75 \text{ kPa} \\ \sigma'_p &= 60 \text{ kPa} \\ \Delta \sigma_v &= 50 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{H_e} \left[C_c \log_{10} \frac{125}{75} \right]$$

Non si può usare la formula in questo caso.

σ'_p è sempre la max tensione verticale del primo

① Verificare se ho calcolato giusto σ'_{v0} → se giusto → prova edometrica fatta su campione non indurito → sottostima lo σ'_p



Le prime curve in corrispondenza di σ'_p (tensi. di consolidam.) → materiale plastico → memoria dei carichi precedenti. Ricordo σ'_p è in corrispondenza di qd. carico capotom.

Ho prima lo sbalzo = prova come di un primo costituito? No ha memoria → mat senza memoria = no σ'_p

Un piccolo disturbo in Twp in posizione intermedia → σ'_p sottostimato in press. → SOVRASTIMO CEDIMENTI → chiaro fondazione o supali → spendo molto di +.

① Requisito Buone prove laborator.

Considero striscia se $\sigma_v = q$ dove non si riduce. Invece se σ_v si riduce = è diffuso su A di dimensioni >.

Carico si distribuisce su traliccio con pendenza $1/2$

Allo profondità z la dim. orizzontale = $a+z$ → la tensione indotta → σ_z

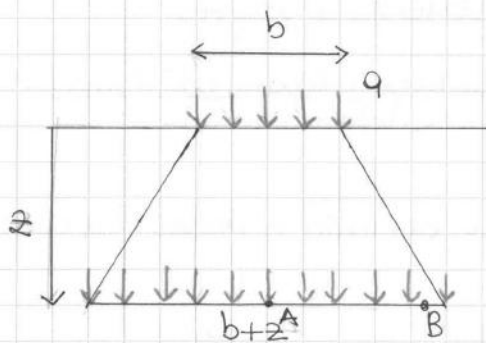
$$\sigma_z (a+z)^2 = q \cdot a^2 \rightarrow \sigma_z = \frac{qa^2}{(a+z)^2}$$

Qst formula rispetta le condiz. di contorno che avevo intuito.

$$\begin{cases} z=0 & \sigma_z = q \\ z=\infty & \sigma_z = 0 \end{cases}$$

Modo per calcolare σ_z in un po' per q in σ è di usare schema di diffusione.
→ parte così risultata non è lontana da quella reale.

Qst modo si applica a perm. del carico e evidenzia cose interessanti.



FONDAZIONE NASTRIFORME

Striscia b infinitamente estesa
nella direzione dell'asse x della larghezza
= probab. di deformazioni piane.
Perché $\forall$ sez. di simmetria (= $\forall$ coppia di
spost. σ alle sez. considerate = una deformaz.
= il processo avviene nel piano della sezione
→ DEFORM. PIANA)

Sez. di simm. posso diffondere q solo nella
sezione di simm.

Uso lo stesso solido di diffusione. Ma a prof.
 z

$$\sigma_z (b+z) \cdot 1 = bq$$

$$\sigma_z = \frac{qb}{b+z}$$

Se confronto le 2 formule a pari prof. edim. fondazione $\sigma_{z2} > \sigma_{z1}$ perché manco
effetto tridimensionale

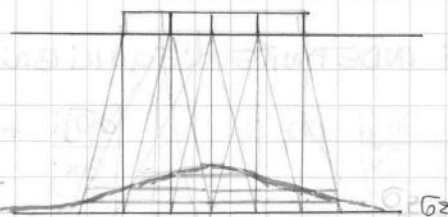
Diff. solo nel caso = le σ_z indotte a pari z sono >. → il cedimento è >.

Osservazione: considero diffusione di q è come se fosse solo verticale.
Punto A e B = $\sigma_v \neq$ distribuzione di tensione ma è uniforme.

Come vedo che σ_z diminuisce?

Si divide la fondazione in certo
n° settori $\forall$ settore diffonde con pendenza
1/2 → nel sett. ① è come se avessi
una striscia di una certa intensità

Voluto σ_z Max σ_z dove ho la verticale
Biscontrice → ① andando ai bordi.



- (b) Le campo spost. e def. sm indipendenti? Posso assegnare def e spost. a due di un campo di spost? Non posso assegnare al campo spost. che i potrei avere frazioni o sovrapposizioni.

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{du_i}{dx_j} + \frac{du_j}{dx_i} \right) \quad \text{RELAZIONE DI CONGRUENZA INTERNA}$$

VALI E CONDIZ. MEZZO = GENERALE = APPLICABILE ad OGNI MEZZO CONTINUO

6 EQNI x 6 COND. INDIPENDENTI

Finora 8 equi → 15 incognite: probl non chiuso matematicamente

Chiudo probl con i legami costitutivi

- (c) LEGAMI COSTITUTIVI

Interviene l'ingegnerista nel modo di modellare campo spost. mat
→ si differenzia le classi più probl

plastico elastico

Qst gruppo comporta assumere x scrivere legame costit. deriv. dalle ipotesi

Ipotesi: MEZZO ELASTICO, LINEARE, ISOTROPO e OMOGENEO.

↓
Totale reversibile ↓ analisi
Scavo legame nello sp. dei
sforz./def. = scavo sp. 2
posso x uno Cost. x descriv.
Cost.

mecc: Prendo 2 pr a
quoto ≠ se posiz. di def
non sono fue delle
posiz. del pr.

La linearità è necessaria ne voglio risp. analitico semplice
nella realtà no omop. perché se E fue di 5 vario 5 vario E.

Scavo LEG. COSTITUT. ELASTICO in modo DIRETTO.

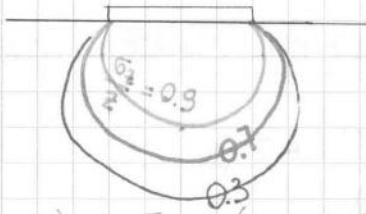
$$\sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} \quad \begin{array}{l} \text{Cost. tutte le ip} \\ \text{Cost.} \\ \text{leg. 6/E lineare (attraverso cost.)} \end{array}$$

6 equi indipendenti.

Se 8 ~~equi~~ ho 15 equi in 15 incognite = probl matematico chiuso

Le EQNI (a) + (b) + (c) sono dette EQNI di CAMPO.
(Valore + pro del dom. → e + pro del dom devono essere soddisfatte)

SIST di equi differ. alle deriv. parziali = $\int$ delle equi diff. applicate a un
probl al finito richiede condizioni al contorno o ausiliarie



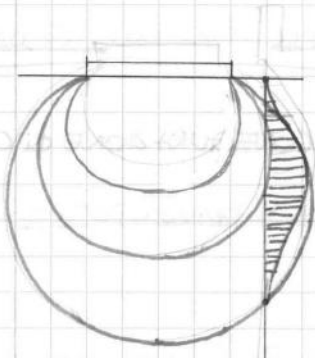
$f(x, y, z) = \cos r$ (o $\sin r$) Valore della $\cos r$ scelto $f(x, y, z)$ def una
Superficie - I p.n. e della Superficie hanno proprietà $\frac{\partial z}{\partial q} = \cos r$

es $\frac{\partial z}{\partial q} = 0.9$ $f(0, x, y, z) = 0.9$ ottengo S_1

$\frac{\partial z}{\partial q} = 0.7$ $f(0, x, y, z) = 0.7$ ottengo $S_2 > S_1$

$\frac{\partial z}{\partial q} < 1$ p.n. si allontanano $\frac{\partial z}{\partial q} > 0$ sono piani o faidoneau -

Sono tutte S di ∞ intersezione di q
PIÙ IL RAPPORTO È PICCOLO E PIÙ $\frac{\partial z}{\partial q} < 1$ $\rightarrow$ la S ha $\text{diu} > \rightarrow$ ci allontaniamo dal q
È un bulbo $\rightarrow$ il pellicolo è una S = BULBO dell'ESTENSIONE (Rapport. di tutte quelle Superfici) $\rightarrow$ permette di usare infinite di cariche trasmesso dalle faidoneau.



Tercio interessato da q adottato non è
Solo quello sotto ma quello intorno
la torce è richiamata dal duale.



Blocco scivola simmet con attrito.
Rest a rottura quando $T = \mu N$
Coeff. di attrito

$$\boxed{T = \mu N} \quad \text{CRITERIO DI ROTTURA di COULOMB.}$$

Se riferisco T e N all'area della surf. di contatto

$$\boxed{\tau_R = \mu \sigma}$$

(Criterio ottativo)

$\tau_R = \tau_{resistente}$ o τ a rottura
 $\sigma = \text{Tensione normale}$
operante sul piano di rottura

Criterio ricavato basandosi su elemento a piano piano (sovrano e piano compattato)

Sappiamo che

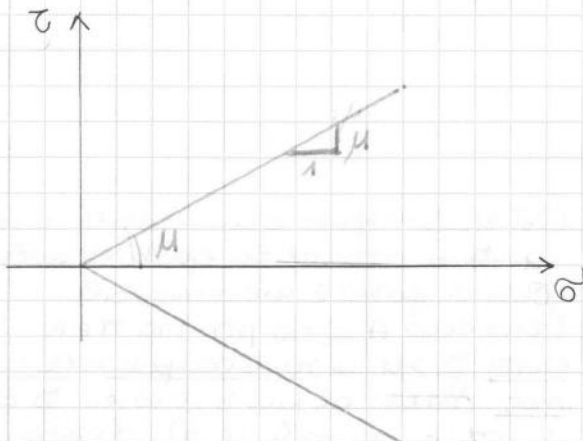
la RESIST. all'AGGIO DIPENDE dalle TENSIONI EFFICACI $\rightarrow$ alla base principio Tens. effe. il criterio diventa

↓
Tangenti

$$\boxed{\tau_R = \mu \sigma'} \quad \equiv \quad \boxed{\tau = \mu (\sigma - \mu)}$$

Posso così interpretare comportamento meccanico di $\forall$ materiale.

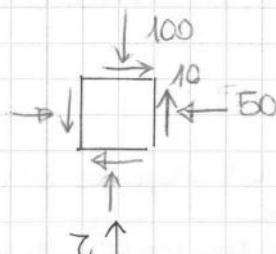
Sul piano di Mohr, questo equivale a due rette



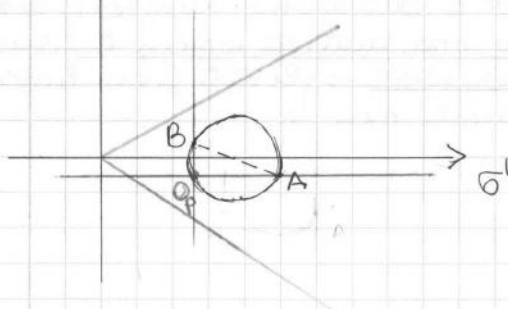
$\mu = \tan \alpha$
 $\tau = \mu \sigma' \Rightarrow$ rette
Nel piano di Mohr τ ha segno
= coti. avviene per $\tau \geq 0$

$|\tau_R| = \mu \sigma' \rightarrow$ corrisponde a 2 rette

Pendenza = μ



Sappiamo avere elemento di terreno sottoposto a uno stato di sforzo

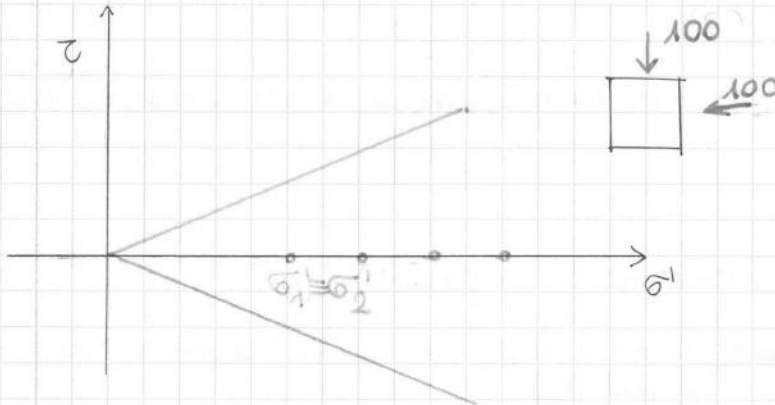


1) Definire l'origine dei piani

2) Cercare del lo stato di sforzo sull'elemento.

3) Quel stato di sforzo τ a rottura?

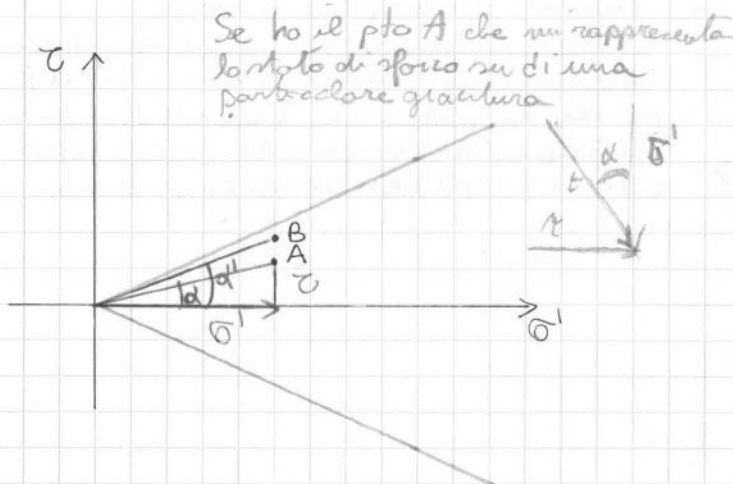
Ma perché cerchio τ interseca le 2 rette
 $\forall$ pro del cerchio corrisponde un piano e
S.s. operante su piano ha σ e τ = coord. prin
se pro $\neq$ retta limite = non soddisfa
 $|\tau| = \mu \sigma' \rightarrow$ se nessuno degli es. piani
ha rottura.



Lo stato di sforzo è
unipolo

Incremento di 100 su
entrambi i puni = stato
di sforzo isotropo
o isotropo = incremento
e mai arriva a zero

S.S. isotropo = su tutto piano
appla uno scalare
No gradi di libertà su tutto piano
= mat non arriva mai a rotazione



Se ho il pto A che mi rappresenta
lo stato di sforzo su di una
particolare grandezza

Se S.S. unipolo piano con
sigma' e tau

Le vett. sforzo su
piano è Risult. di
sigma' e tau con inclinazione
me alpha

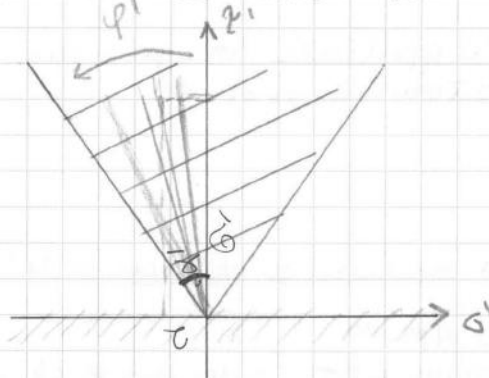
Metodi geometrici
Le vett. sforzo di coupon sigma' e tau
è caratter. stato da una certa
obliquità (alpha)

$$\tan \alpha = \frac{\tau}{\sigma'}$$

Se punti rappresentativi sono sotto punto di rott. -> mat in condiz. stabile
Dopo il sigma' per arrivare a rottura -> tau
se A -> B obliquità aumento
Nota che max valore compatibile con la R. crit. del mat.

$$\tan \alpha = \mu$$

CRITERIO DI COULOMB - CRITERIO DELLA MASSIMA OBLIQUITA' della S.S.



Individuo caso corrispond. e.c. R.C.

tau aumenta fino a quando alpha MAX

$$\tan \phi' = \mu$$

$$|\tau_R| = \mu \sigma' \Rightarrow |\tau_R| = \sigma' \tan \phi'$$

phi' ANGolo di RESISTENZA AL TAGLIO.

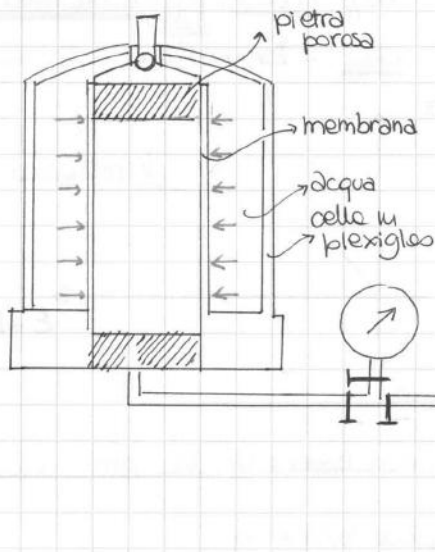
C. Rott. -> max obliquità -> rottura quando ho max obliquità = angolo = l'angolo
e c. s. al tagg. - l'angolo critico per la rottura (critico) con questo angolo.
L'angolo critico è solo una obliquità -> quando qst max valore compatibile con la R.
mat -> allora l'angolo critico con la mecc.

phi' ha opia perché è scritto in termini di resistenza efficace.

Disercolo Prova di TAGLIO diretto

Prova Triassiale

Il provino è cilindrico ($\phi = 38 \text{ mm}$, $h = 75 \text{ mm}$) è collocato tra due piastre porose



Quell'inferiore è collegata ad un Tubicino qst. Eau volatile o T. (permette l'Rubinetto aperto e l'altro chiuso) collegato a manom. o a volumometro

Se il provino fosse saturo l'acqua di riempimento aperto = misura acqua espulsa.

Chiuso di riempimento = misura la p. interstiziale. Il tutto contenuto nella cella di plexiglass e sopra protetto x applicazione N

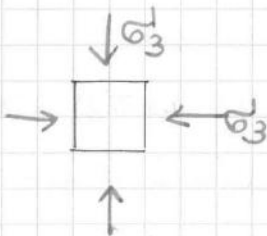
Nella cella c'è acqua ossigenata
a.p. = Stato di sforzo isotropo al
provino
Provino protetto da membrana

Prova su sabbia

Fase ①

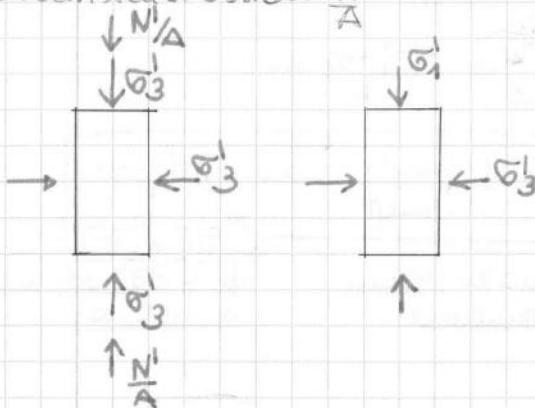
Tensione isotropa = σ_3 (quella applicata in cella)

totale x elevato x medio $\sigma_3 = \sigma'_3$ perché tensione interstiziale si dissipa x applicazione del carico.



Fase ② di rottura

Si applica $\Delta \sigma$ per arrivare a rottura. L'incremento (= sovrapposizione) a σ_3 isotropo dell'incremento di tensione assiale $\frac{N}{A}$



SOVRAPPOSIZIONE DELLO STATO DI SFORZO ISOTROPO DELL'INCREMENTO DI TENSIONE ASSIALE $\frac{N}{A}$

Quel da analisi sperimentali e modelli Terres deve il campo, è descritto introduce
 da altri parametri tensionali.

PARAMETRI TENSIONALI

$p' =$ tensione media efficace

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_2}{3}$$

$q =$ tensione deviatorica

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_2$$

Queste variabili tensionali sono associate variabili di deform.

$E_v =$ deformazione di volume

$$E_v = E_z + E_r + E_\theta = E_z + 2E_r$$

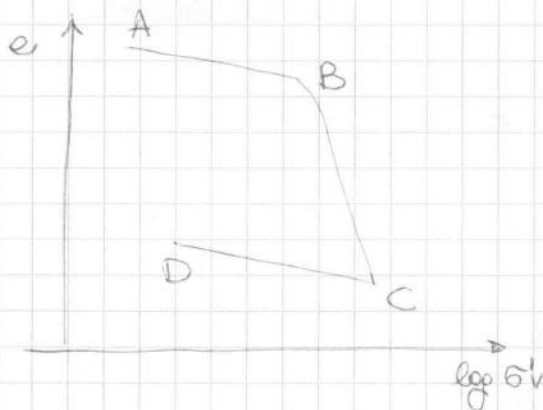
$E_s =$ deformazione deviatorica

$$E_s = \frac{2}{3}(E_z - E_r)$$

Per interpretare correttamente i campi mecc. dei mat.

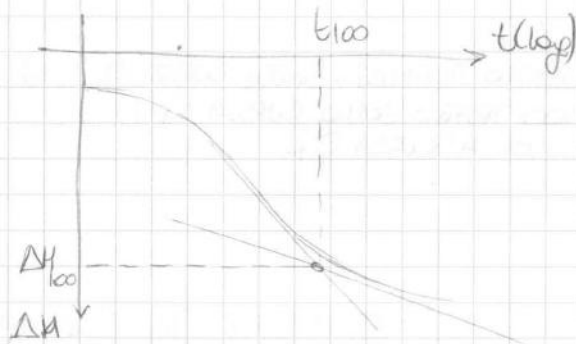
L'inviluppo è caratterizzato da intercetta e pendenza locale.

Se costruisce la CURVA « SFORZI DEF. in fun di e .



Nelle fig di q ∇ profilo ∇ pacho = pto della curva

Suppongo ho fatto conc e scavo



∇ profilo ha σ_v perché ∇ profilo corrisponde a un conc
Per cui ∇ conc $\rightarrow$ curva σ_v/e

Divido in tratti

AB Ricompattazione (passe pendenza $\rightarrow$ subisce σ più visse in posato = si def. poco)

BC Ricompattazione ($>$ pendenza = subisce tensioni mai visse in posato)

CD Scario (tutte un po' la situazione precedente)

Queste curve sono 1 prova

NON RICANO: PARAMETRI RESIST. AL TAGLIO CHE NON SIAMO ROTAZIONE (e confinato lateralmente)

COMPRESSIBILITA'

- RICAVATI DA σ_v/e
 - σ_v intorno al giacimento della curva $\rightarrow$ max tens. verticale eff. che il provino ha subito nella sua storia
 - INDICI o RAPPORTI (o II dello scolo usate)
 - H: MODULO EDOMETRICO
- da curva ∇q .
 - C_v e C_c
 - coeff consolidat. primaria
 - coeff consolidat. secondaria