



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO : 207

DATA : 07/02/2012

A P P U N T I

STUDENTE : Sannipoli

MATERIA : Geotecnica, Teoria + Esercitazioni
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.**

Welcome Vincenzo | Home | Logout

Suggerimenti | Autenticato tramite Shibboleth - IDP: Studenti

09BCOEV - GeotecnicaCrediti: 10
Periodo: 1-1Precedenze: -
Esclusioni: -

Avvisi

Guida

Materiale

Forum

Elaborati

NOTA: Il programma non è stato modificato rispetto a quello dell'anno accademico 2006/07

LANCELLOTTA RENATO**Obiettivi dell'insegnamento**

Il corso si propone di far acquisire all'allievo i principi della Meccanica delle terre e delle strutture interagenti con il terreno. In particolare, gli obiettivi che si vogliono conseguire sono i seguenti:

1. assimilando il mezzo poroso a continui sovrapposti, apprendere la ripartizione dello stato di sforzo tra le fasi costituenti (principio degli sforzi efficaci);
2. imparare la distinzione tra materiali a grana grossa e materiali a grana fine, il significato delle configurazioni drenate e non drenate e le relative implicazioni;
3. inquadrare il comportamento meccanico delle terre nell'ambito della teoria dello stato critico, comprendere il ruolo paritetico degli sforzi efficaci e delle variazioni di volume, assimilare concetti quali resistenza di picco, dilatanza, stato critico;
4. inquadrare i problemi di analisi limite nell'ambito della teoria della plasticità;
5. comprendere l'influenza della storia geologica sulla risposta dei materiali naturali.

Competenze attese

Capacità di descrivere lo stato di sforzo geostatico e la risposta dell'elemento di volume a variazioni imposte dello stato di sforzo. Capacità di analizzare i moti di filtrazione. Padronanza dei metodi dell'analisi limite. Capacità di analizzare il comportamento in servizio di strutture interagenti con terreni a grana fine.

Prerequisiti

È propedeutica la conoscenza dell'Analisi Matematica, della Geometria, della Fisica, della Meccanica Razionale.

Programma

Parte prima: il comportamento dell'elemento di volume

Origine, proprietà indice e storia geologica dei terreni.

- Fasi e relazioni tra le fasi.
- Classi di comportamento: proprietà indice e criteri di classificazione.
- Caratteri dei depositi naturali.

Comportamento meccanico delle terre.

- Tensioni efficaci: definizione e postulato.
- Prove edometriche: tensione di preconsolidazione e compressibilità.
- Rappresentazione dei percorsi di carico.
- Resistenza al taglio e deformabilità

Parte seconda: i problemi al contorno

Filtrazione nei mezzi porosi.

- Moti di filtrazione in regime stazionario.
- Teoria della consolidazione.

Applicazioni

- Le verifiche di sicurezza: teoremi della plasticità, stati di equilibrio limite attivo e passivo.
- I procedimenti classici di Coulomb e Rankine e il calcolo pratico delle spinte.
- Il carico limite delle fondazioni dirette.
- Le strutture in esercizio: l'uso del metodo edometrico per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana fine.

Laboratori e/o esercitazioni

Le esercitazioni sono volte a chiarire, mediante esempi applicativi, gli argomenti sviluppati a lezione. L'obiettivo è quello di fare acquisire all'allievo una familiarità con i risultati di prove di laboratorio, una capacità interpretativa degli stessi, un uso critico dei parametri meccanici nei casi applicativi più ricorrenti (fondazioni dirette e opere di sostegno).

Bibliografia

Libri di testo:
Lancellotta R.: Geotecnica, 3a ed., Zanichelli, 2004.

Controlli dell'apprendimento / Modalità d'esame

Il controllo dell'apprendimento avviene mediante lo svolgimento di una serie di elaborati. L'esame finale consiste in una prova scritta ed in una prova orale.

Appelli d'esame disponibili

04/10/2011

Programma di Geotecnica¹

Origine, proprietà indice e storia tensionale dei terreni:

1. Origine dei terreni: alterazione, trasporto, sedimentazione (Par. 1.1, 1.3)
2. Fasi e relazioni tra le fasi (Par. 1.4; esercizi 1.1, 1.2)
3. Classi di comportamento: proprietà indice e criteri di classificazione (Par. 1.5, 1.6, 1.7, 1.8)
4. Richiami di meccanica dei continui. (Par. 2.1.1, 2.1.2, 2.4.4, 3.2)
5. Tensioni efficaci: definizione e postulato. (Par. 4.1). Tensioni geostatiche e storia geologica. (Par. 4.2 (4.2.1), 4.3 (4.3.1, 4.3.4, 4.3.5); esercizi 4.2, 4.3, 4.4, 4.5)

Comportamento meccanico delle terre

6. Prove edometriche: tensione di preconsolidazione e parametri di compressibilità (Par. 4.4; esercizio 4.6)
7. Rappresentazione dei percorsi di carico (Par. 4.5)
8. Resistenza al taglio e deformabilità (Par. 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7; esercizi 5.1, 5.4, 5.5, 5.6)

Filtrazione nei mezzi porosi

9. Moti di filtrazione in regime stazionario (Par. 6.3, 6.4, 6.5 (introduzione e 6.5.4, 6.5.5), 6.6 (introduzione e 6.6.1, 6.6.2, 6.6.3); esercizi 6.2, 6.3, 6.4, 6.5)
10. Teoria della consolidazione (Par. 6.7.1, 6.7.2, 6.7.4; esercizi 6.6, 6.7, 6.8)

¹ I paragrafi indicati fanno riferimento al testo: R.Lancellotta: Geotecnica, Zanichelli, 3 ed., 2004.

GEOTECNICA

03-10-2011

Materiale esercitazioni sul portale PROF. RENATO LANCELLOTTA

PORTARE GONIOMETRO E COMPASSO alle esercitazioni

Il libro di testo contiene più argomenti di quelli strettamente necessari

Orale \Rightarrow max. 28 punti di miglioramento

Testo di riferimento: GEOTECNICA 3 ed., 2004 Zanichelli
paragrafi di approfondimento (A): possono essere omessi ai fini dell'esame

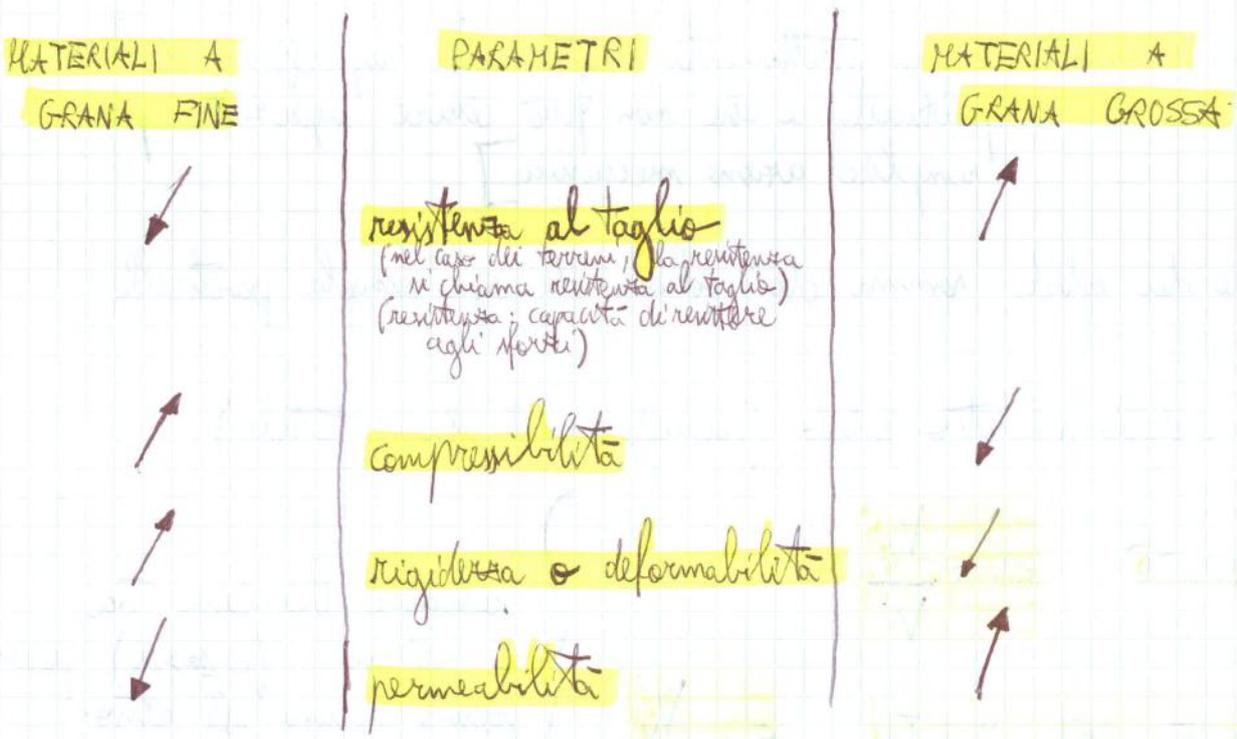
I materiali in geotecnica sono NATURALI (quelli in ing. strutturale sono ARTIFICIALI) \Rightarrow bisogna effettuare indagini sperimentali
es. ds

Argilla sensibile: tipica dei paesi scandinavi e Canada
 \rightarrow passo dallo stato solido a quello fluido

ARGILLA: $\left\{ \begin{array}{l} \text{plasticità: capacità di essere modellata senza l'intervento} \\ \text{di fessure.} \end{array} \right.$

di sopiani

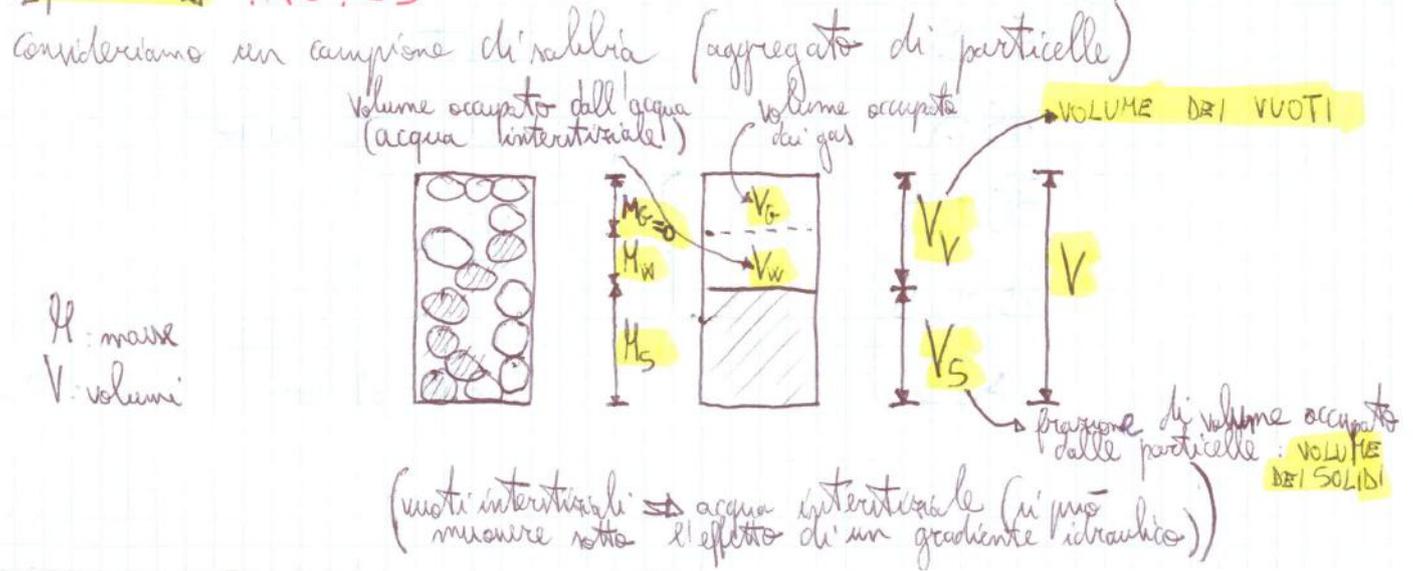
Edificio \rightarrow fondazioni \rightarrow pressione scaricata dalle fondazioni sul terreno: 1-2 kg/cm²



N.B. DIFFERENZA tra compressibilità e deformabilità:
 compressibilità: comportamento di volume del materiale
 deformabilità: comportamento a taglio del materiale (la deformazione può avvenire anche a volume costante)

Attenzione: i principi che governano il comportamento dei materiali sono gli stessi (PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI); (cioè che cambiano sono gli aspetti quantitativi) sono diversi gli effetti quantitativi.

Comportamento di un aggregato di particelle: relazioni tra le fasi
 [par. 4.4] **PAG. 13** grado di aggregazione della materia



No.B.: la densità relativa è un parametro che si applica **ESCLUSIVAMENTE** per i materiali a grana grossa

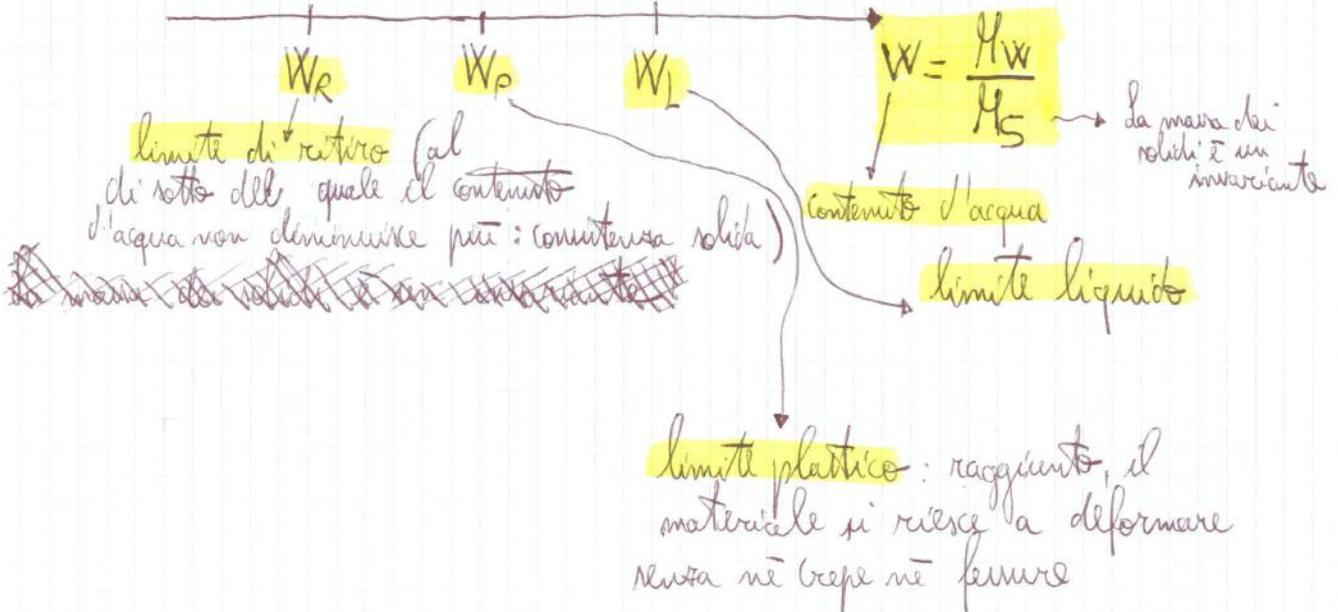
Materiali a grana grossa { ^{parametri fondamentali} dimensione e distribuzione granulometrica

Materiali a grana fine { ^{parametri fondamentali} natura e mineralogia delle particelle

particelle coesive tenute insieme da forze di superficie

Interazione con l'acqua: **GRADO DI SATURAZIONE** $S = \frac{V_w}{V_v}$ ($S=0 \rightarrow$ mat. reale secco)

qui ho def. particelle



INDICE DI PLASTICITÀ: $PI = W_L - W_P$

$W_N =$ contenuto d'acqua ^{allo stato} naturale

INDICE DI CONSISTENZA $IC = \frac{W_L - W_N}{W_L - W_P}$

Se $W_N = W_L \rightarrow$ materiale con consistenza fluida

quantità di ordine	Componenti	esempio	simbolo
2	$3^2 = 9$	tenore del 2° ordine	σ_{ij} $i, j = 1, 2, 3$ tenore degli sforzi
4	$3^4 = 81$	tenore del 4° ordine	ϵ_{ij} $i, j = 1, 2, 3$ tenore delle deformazioni
			D_{ijkl}

[Il numero di indici che sto mettendo è esattamente pari al rango] nei simboli
 (i, j, \dots)

esempio: tenore costitutivo (del legame costitutivo)

Quindi:

tenore di ordine 0	⇒ scalare	} tutti sono tensori!!!
u	1 ⇒ vettore	
u	2 ⇒ tenore del 2° ordine	
u	4 ⇒ ...	

(3 rango)

Il rango del tenore definisce il numero di scalari di cui abbiamo bisogno per descrivere una certa quantità.

esempio:

Consideriamo l'operazione:

$$T_{1i} a_i = T_{11} a_1 + T_{12} a_2 + T_{13} a_3$$

(i è un indice ripetuto \Rightarrow i termini si devono sommare)

(può assumere i valori 1, 2, 3 perché siamo nello spazio euclideo)

Introduciamo ora il simbolo di KRONECKER PAG. 34

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

(es: la matrice identità \Rightarrow anziché scrivere la matrice identità, la valemi scrivere in notazione indiciale, basta scrivere δ_{ij})

Quindi il simbolo di Kronecker rappresenta la rappresentazione indiciale della matrice identità.

In realtà il simbolo di Kronecker ha una funzione più importante: OPERATORE DI SOSTITUZIONE (perché sostituire all'indice ripetuto l'indice libero):

$$a_i \delta_{ik} = a_k$$

\uparrow
i = indice ripetuto \Rightarrow sommatoria sull'indice i
k = indice libero

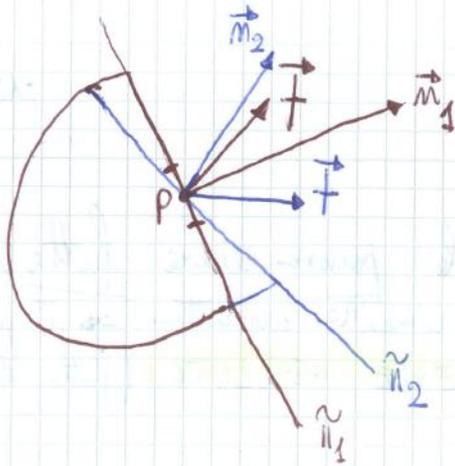
se considero la scrittura $a_i \delta_{ik}$ avrei 3 equazioni con 3 fattori sommati dopo l'uguale, però è inutile scrivere tutti i termini perché l'unico termine non nullo è quando $i=k \Rightarrow$ come risultato ho solo a_k dopo l'uguale

esempio: PAG. 35 IN BASSO

prodotto scalare che vogliamo esprimere in notazione indiciale:

$$\underline{a} \cdot \underline{b} = a_i e_i \cdot b_k e_k = a_i b_k \underbrace{e_i \cdot e_k}_{\substack{= 1 \text{ se } i=j \\ = 0 \text{ se } i \neq j}} = a_i b_k \delta_{ik} =$$

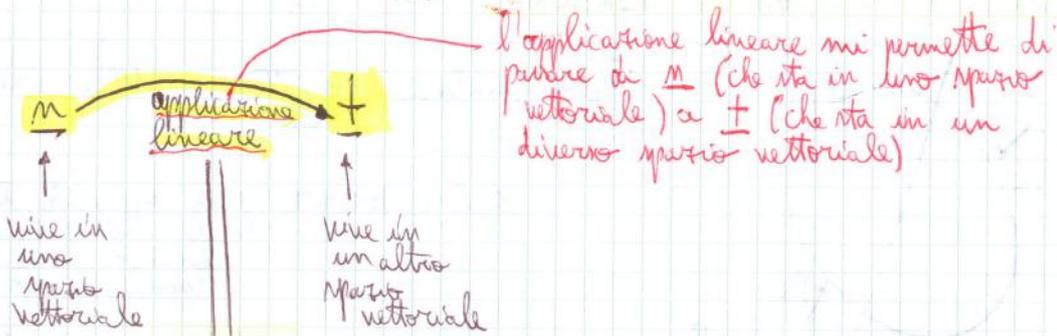
↑
usando il simbolo di Kronecker
↑
usando la proprietà di sostituzione del simbolo di Kronecker



Il vettore tensione (o sforzo) è legato alla geometria considerata:

$$\underline{T}(n)$$

Come varia \underline{T} al variare di \underline{n} ???



l'applicazione lineare mi permette di passare di \underline{n} (che sta in uno spazio vettoriale) a \underline{T} (che sta in un diverso spazio vettoriale)

Tensori degli sforzi σ_{ij} : per passare da un ente di rango 1 a un ente di rango 2 (\underline{T}) ho bisogno di un ente di rango 2 : σ_{ij} .

$$\underline{T}_i = \sigma_{ij} n_j$$

sono le equazioni di equilibrio che Cauchy ha ricavato parlando del tetraedro di Cauchy.

Da cosa è rappresentato lo stato di sforzo in un punto? Da un tensore o da un vettore?

Lo stato di sforzo su una geometria passante per un punto è descritto da un vettore.

la variazione dello stato di sforzo in un punto al variare della geometria è rappresentata da un tensore.

COSA RAPPRESENTA IL CERCHIO DI MOHR?

Il cerchio di Mohr è la rappresentazione grafica dell'applicazione lineare che associa ad ogni geometria lo sforzo agente su quella geometria:

LEGAHE COSTITUTIVO ELASTICO

PAG. 72

Cosa è un legame costitutivo? È un legame tra componenti di tensione, componenti di deformazione, variabile tempo e temperatura.

Legame tra $(\sigma_{ij}; \epsilon_{hk}; t; \theta)$

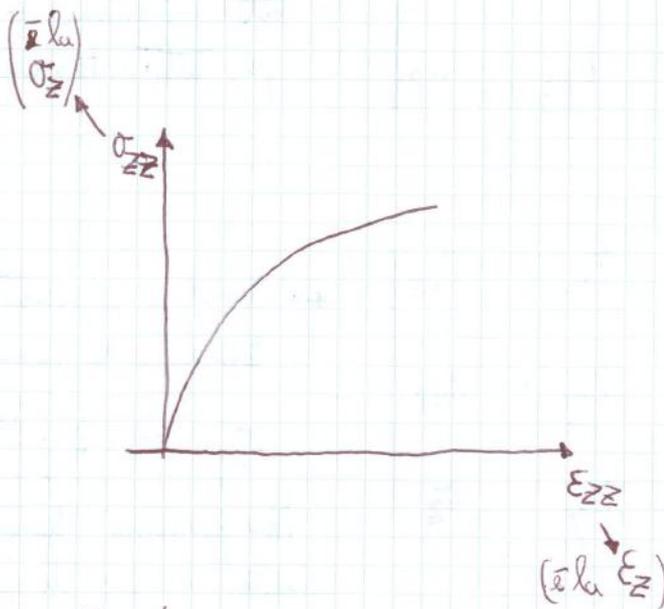
Escludendo fenomeni dipendenti del tempo (fenomeni viscosi) e quelli dipendenti dalla temperatura:

$$\sigma_{ij} = f(\epsilon_{hk})$$

In generale il legame costitutivo si scrive nella forma:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \epsilon_{hk}$$

Poiché abbiamo 9 componenti di tensione e 9 di deformazione \Rightarrow abbiamo bisogno di 81 parametri



Il carattere di non linearità non è elemento importante per definire se il processo è elastico o anelastico. Il discriminante è la REVERSIBILITÀ del processo.

Legame diretto:

(CAP. 3)

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}$$

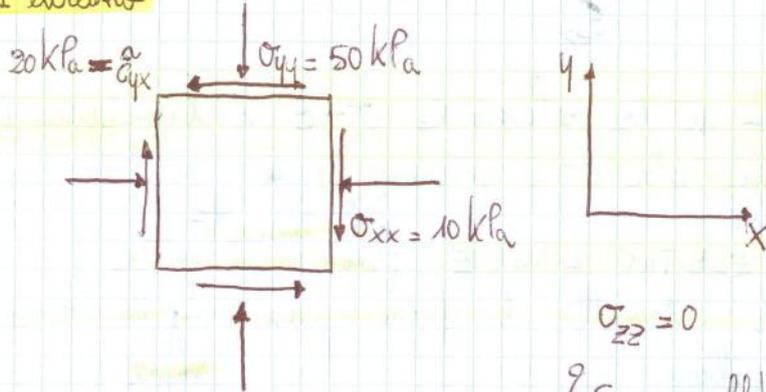
Legame inverso:

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

①

Esercizio:

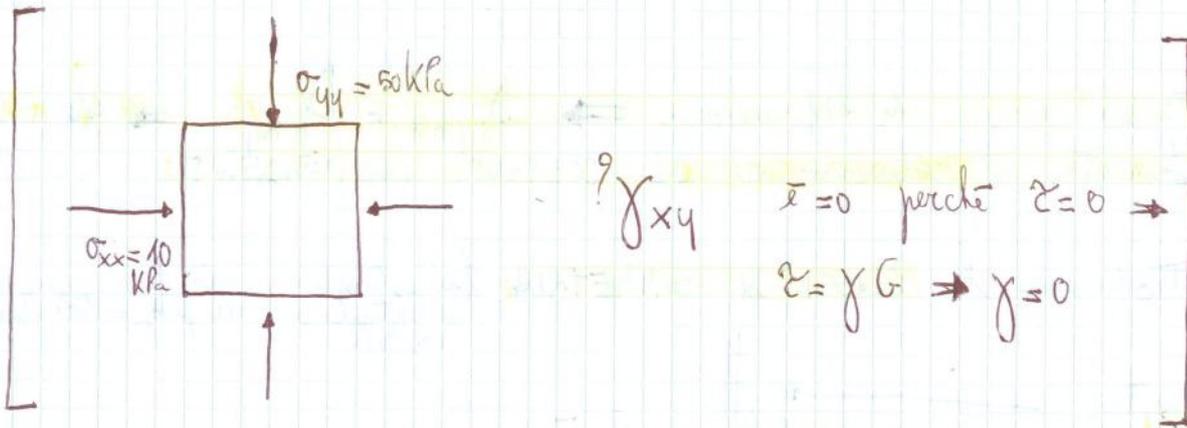
1° esercizio



$$\sigma_{zz} = 0$$

? ε_{zz} nell'ipotesi di materiale isotropo elastico lineare (conosciamo le costanti elastiche lineari).

2° esercizio



? γ_{xy} $\varepsilon = 0$ perché $\sigma = 0 \Rightarrow \varepsilon = \gamma G \Rightarrow \gamma = 0$

Adoperiamo la ① per il 1° esercizio:

$$\varepsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} \left(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \right) + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zz} =$$

devo sommare perché ho l'indice ripetuto
 δ_{ij} ha l'indice ripetuto

GEOTECNICA

10-10-2011

Noi ~~analizziamo~~ un terreno ad un mezzo poroso (particelle solide con vuoti interstiziali riempiti di acqua \Rightarrow natura)

Oggi trattiamo dunque il MEZZO POROSO **PAG. 99**

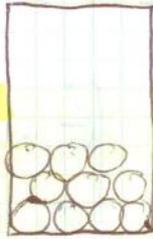
Questioni introduttive (cap. 4)

INDICE DELLA LEZIONE

- principio degli sforzi efficaci
- condizioni iniziali; tensioni geostatiche
- influenza dei moti di filtrazione (sulle condizioni iniziali)
- condizioni drenate e non drenate
- concetto di percorso di sollecitazione (stress-path)

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

NATURA DISCRETA
DEL MEZZO POROSO



il nostro mezzo ha per definizione una NATURA DISCRETA: particelle solide con vuoti interstiziali riempiti d'acqua.

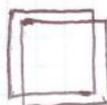
In ingegneria noi immaginiamo il mezzo come CONTINUO, cioè come se tutto il volume fosse pieno di materia \Rightarrow è un'astrazione, idealizzazione della realtà.

Questo è il passaggio dal discreto reale al continuo astratto.

Tutte le equazioni che scriviamo per descrivere il comportamento del mezzo sono equazioni differenziali che sono definite in ogni punto \Rightarrow ho bisogno che in ogni punto ci sia materia.

Il nostro mezzo non è monofase (in parte solida e in parte liquido) \Rightarrow parlo di CONTINUI SOVRAPPosti: immagino il nostro mezzo come costituito da due continui sovrapposti!

Un continuo rappresenta la fase solida ed uno la fase fluida \Rightarrow in qualsiasi punto è definito sia lo scheletro solido sia la pressione interstiziale del fluido.



MODELLO DI
CONTINUI SOVRAPPosti

Quindi: **PAG. 101**

TENSIONI TOTALI = PRESSIONE NELL'ACQUA + TENSIONI EFFICACI

(a) **Definizione di tensione efficace**

la **tensione efficace** $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u$

↳ stato di sforzo che compete alla fase solida.

↳ l'apice (primo) indica che si tratta di tensione efficace

← non possiamo lasciarla così perché sono quantità di ordine diverso: non possiamo sottrarre uno scalare ad un tensore (σ_{ij}). (u)

Quindi la forma corretta è:

$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \delta_{ij}$

Es: $\sigma'_{11} = \sigma_{11} - u$ (questa è un'equazione scalare)

$\sigma'_{12} = \sigma_{12}$ ← potremmo fare a meno di mettere l'apice, poiché fuori dalla diagonale le tensioni totali coincidono con quelle efficaci.
 ↳ corrisponde a: $\tau'_{xy} = \tau_{xy}$

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI.

postulato fondamentale di tutta la meccanica delle terre

(enunciato da Terzaghi, 1923)

(cambio di forma)

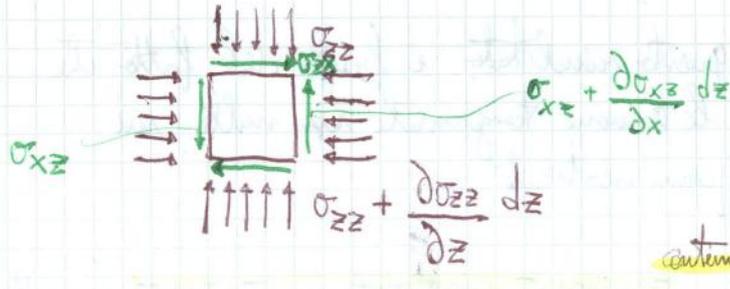
Ogni "effetto misurabile" quale una compressione, una distorsione o una variazione di resistenza al taglio, è dovuto solo ed unicamente ad una variazione delle tensioni efficaci.

(effetto misurabile perché è un effetto che coinvolge il "macroelemento" e non dunque la singola particella).

CONDIZIONI DI STATO INIZIALI: TENSIONI GEOSTATICHE **PAG. 104**

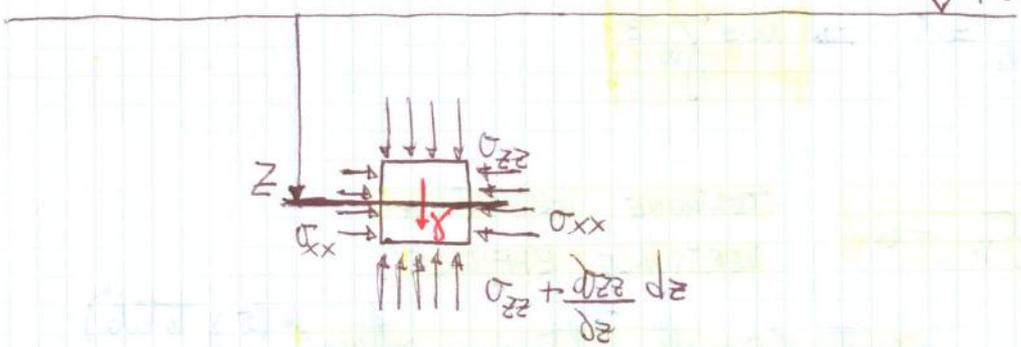
Consideriamo un terreno che supponiamo con superficie nel piano campagna orizzontale e che il livello di falda sia coincidente con il piano campagna.

Quanto vale la σ_{zz} agente sull'elementino a profondità z ?



* Le tensioni tangenziali valgono 0 su un piano di simmetria perché per equilibrio, equilibrio e simmetria devono essere identicamente nulle.

$\frac{\partial}{\partial x} (\cdot) = 0 \Rightarrow$ qualunque piano verticale è piano di simmetria! *



EQUAZIONE INDEFINITA DI EQUILIBRIO

non specifico il punto nel quale la σ_{zz} ricorrendo j deve avere qualunque sia il punto del corpo continua.

tra le forze che sollecitano l'elementino

$$\frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} + b_i = 0$$

le equaz. indefinite di equilibrio si sintetizzano in quest'unica equazione

forza di volume

j è l'indice saturato (\Rightarrow sommatoria)
 i è l'indice libero (valore 1, 2, 3)

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0$$

forza dovuta al peso, per unità di volume.

Punto	σ_{V0}	u_0	σ'_{V0}
A	0 (perché ho una superficie libera: sopra non c'è niente)	0 (perché noi misuriamo sempre la pressione dell'acqua in eccesso alla pressione atmosferica, cioè minima, ma la pressione relativa, non quella assoluta)	0
B	$\gamma_w \cdot 2 \approx 20 \text{ kPa}$ $[\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3]$ anche qui (in questo esercizio lo assumiamo pari a 10)	20 kPa	0
C	$\sum \gamma_i \Delta z_i =$ $= 2 \cdot 10 + 2 \cdot 20 =$ $= 60 \text{ kPa}$	40 kPa	20 kPa
D	$2 \cdot 10 + 2 \cdot 20 +$ $1 \cdot 18 = 78$	$10 \cdot 2 + 10 \cdot 2 +$ $+ 1 \cdot 10 = 50$	28

Le tensioni geostatiche sui piani verticali sono sempre tensioni principali.

Quanto vale la quota piezometrica relativa al punto A?

$h_A = 7m$ (quota geometrica = 7m; altezza piezometrica = 0m poiché il livello piezometrico dell'acquifero superiore è pari al piano campagna.)

"

" B?

La quota geometrica è 2; se metto un piezometro in B, l'altezza dell'acqua risale sopra 1m rispetto al piano campagna \Rightarrow

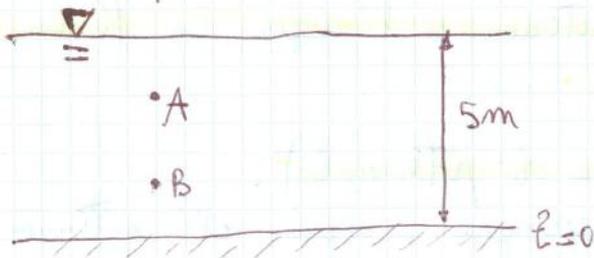
$\Rightarrow h_B = 8m (= 2m + 6m)$
quota geometrica \rightarrow altezza piezometrica

No. No: gli acquiferi hanno diversi livelli piezometrici in figura.

Il 1° acquifero ha livello piezometrico pari al piano campagna.

Il 2° acquifero inferiore ha livello piezometrico di 1m sopra al piano campagna.

Altro esempio



Consideriamo solo acqua

ha in A che in B la quota piezometrica vale 5m.

La quota piezometrica rappresenta l'energia potenziale per unità di volume.

Se due punti hanno la stessa energia potenziale, ci può essere movimento da un punto all'altro? No, perché durante il moto deve vincere le resistenze e deve spendere energia. Si è dunque in equilibrio e vale che $u = \gamma \Delta z$. (attrito)

Nel caso di esercizio 2, i punti dell'acquifero inferiore hanno potenziale maggiore rispetto ai punti dell'acquifero superiore \Rightarrow l'acqua si muove dal basso verso l'alto, cioè da punti di potenziale maggiore a punti di potenziale minore \Rightarrow MOTO DI FILTRAZIONE

Se l'acqua è in movimento, non sono più autorizzata a scrivere la pressione come $\gamma \Delta z$ (questa formula vale solo in IDROSTATICA).

Quindi l'andamento di pressione nell'acquifero è idrostatica (isone) superiore

u

inferiore

u. (verde)

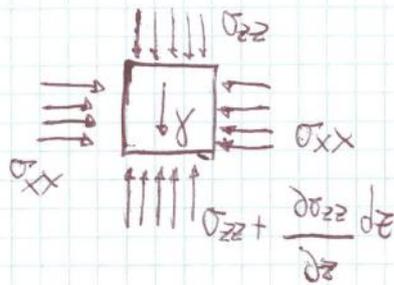
NoBo, NoVa e verde sono parallele.

Come viaggia la pressione dell'acqua nell'ambito dello strato argilloso? Se ci fosse un salto (A-B-C) \Rightarrow viene violata la condizione di equilibrio perché avremmo una pressione diversa in un punto sopra e un punto sotto al tratto BC.

Nell'andamento di pressione NON possono mai esserci salti, ma solo cambi di pendenza.

Perché da B a D ho tracciato una retta? Perché lo strato di argilla è omogeneo \Rightarrow dissipazione altrettanto omogenea all'interno dello strato.

Vediamo ora come si calcola la tensione orizzontale.



Scriviamo l'equazione indefinita di equilibrio in direzione orizzontale (x):

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \Rightarrow \sigma_{xx} = \sigma_{ho} = \text{costante}$$

\downarrow
è una costante

\leftarrow in direzione X non c'è nessuna variabile

Supponiamo di scrivere: mi basta trovare che σ'_{ho} sia funzione di z.

$$\sigma_{ho} = f(z) = \sigma'_{ho} + u_0 \Rightarrow \sigma'_{ho} = f(z)$$

mi concentro σ_{ho} come funzione solo di z (e non di x)

GEOTECNICA

14-10-2011

COSA ABBIAMO VISTO LA VOLTA SCORSA:

Condizioni di stato iniziale: tensioni geostatiche.

↓ inversali:
(prima ancora di applicare alcun carico sulla superficie di contorno)

Abbiamo espresso la tensione orizzontale efficace come:

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

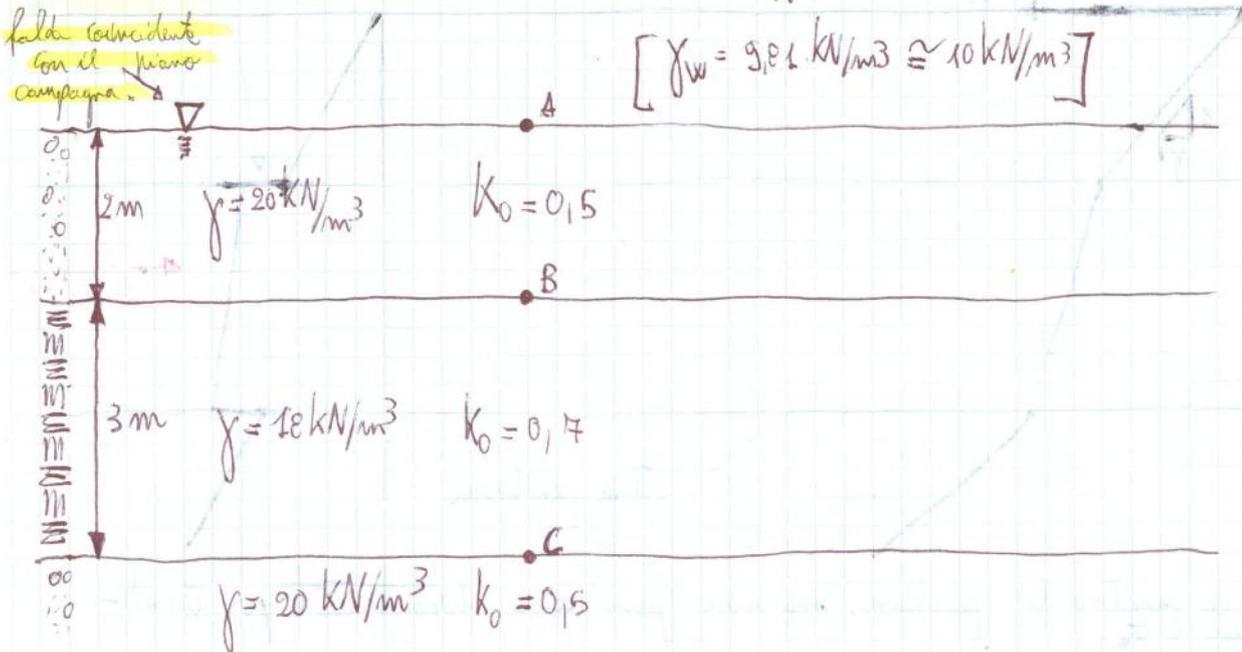
coeff di
spinta a riposo →

non possiamo ricavare σ'_{ho} integrando l'equazione indifferita (mentre possiamo ricavare σ'_{vo} integrando l'equazione indifferita)

Come tutti i coeff di spinta si applica esclusivamente alle tensioni efficaci e non a quelle totali. **!!! N.B.**

↓ dipende dagli eventi che hanno caratterizzato la storia del deposito

Esercizio sul calcolo della tensione orizzontale efficace.



PUNTO	σ_{vo}	u_0	σ'_{vo}	σ'_{ho}
A	0	0	0	0
B	$2 \cdot 20 = 40$	$2 \cdot 10 = 20$	$40 - 20 = 20$	$0,15 \cdot 20 = 10$
				$0,17 \cdot 20 = 14$
C	$2 \cdot 20 + 3 \cdot 18 = 94$	$2 \cdot 10 + 3 \cdot 10 = 50$	$94 - 50 = 44$	$14 \cdot 0,17 = 30,8$
				$44 \cdot 0,15 = 22$

è un punto di frontiera, quindi

Espresso immaginando σ'_{ho} e u_0 allo stesso livello superiore che a quello inferiore ⇒ ho una discontinuità nel valore di σ'_{ho} .

Da σ_{vo} ricavo σ'_{vo}
Da σ'_{ho} ricavo σ_{ho}

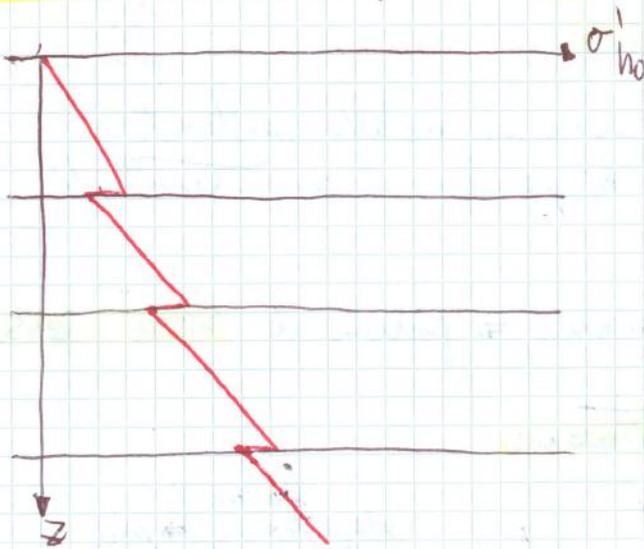
Diagramma della σ'_{ho} : ci sono discontinuità e inoltre cambia la pendenza, che è data da $K_0(\gamma - \gamma_w)$

$$\Delta \sigma'_{ho} = (\gamma_A - \gamma_w) K_0 \Delta z$$

cambiare K_0 e γ tra uno strato e l'altro \Rightarrow cambia la pendenza.

ogni incremento di profondità Δz , valo di $\Delta \sigma'_{ho}$ in orizzontale.
Cambiando γ tra il 1° e il 2° strato, cambia la pendenza

TIPICA DOMANDA ESAME



Calcolare la spinta sul muro di sostegno, cioè l'incremento di σ'_{ho} .

RISPOSTA: "l'andamento è quello dell'albero di natale!!!"⁴

Poi, a seconda del valore di K_0 , il dentino sarà verso sinistra o verso destra.

STORIA TENSIONALE DI UN DEPOSITO: PAG. 110

Successione in precisa sequenza degli eventi che hanno interessato un deposito dalla fase di formazione fino all'attuale configurazione.

Il deposito inizia a formarsi quando c'è la fase di:

- sedimentazione

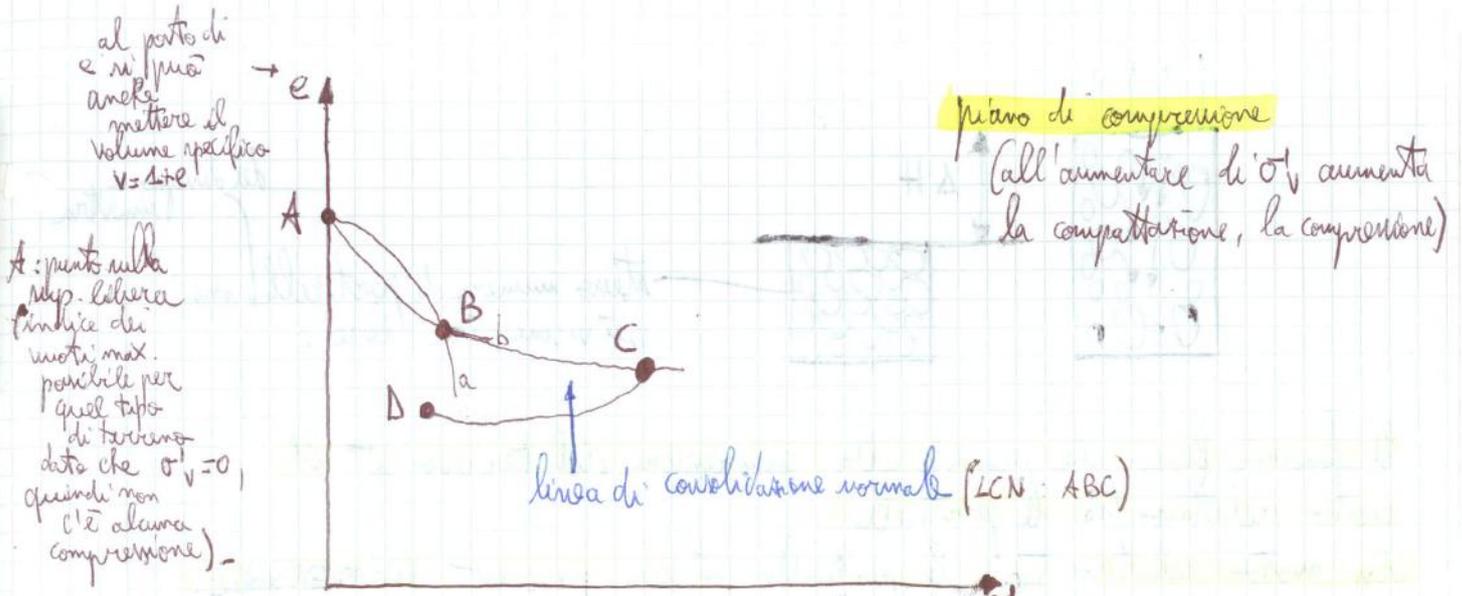
Poi ci può essere:

- erosione (asportazione di una parte significativa del materiale)

Nella fase di redimentazione il deposito è interamente sature, poi possono esserci:

- oscillazioni di falda

(in acqua)



Immaginiamo che aumenti la sedimentazione: cresce il terreno sopra A →
 avremo un punto B.
 si sedimenta più terreno sopra A.

Per congiungere A e B la relazione non può essere lineare perché il materiale risponderà in maniera diversa sottoponendolo agli stessi incrementi di carico: dato un certo terreno gli applico 40 kg/cm^2 e si compattava; a questo punto se applico ancora 40 kg/cm^2 la compattazione sarà minore rispetto a prima e così via...
 Per congiungere i punti A e B non va bene la linea, ma 0 perché e non può essere < 0 (cioè $v = 1+e$ non può essere mai < 1).

Un materiale che segue la curva A-C lo chiameremo **NORMAL CONSOLIDATO NC**

Nel caso di un terreno NC: $\sigma'_{h0} = K_0 (NC) \cdot \sigma'_{v0}$

esiste una relazione analitica:

$$K_0 (NC) \cong 1 - \sin \varphi'$$

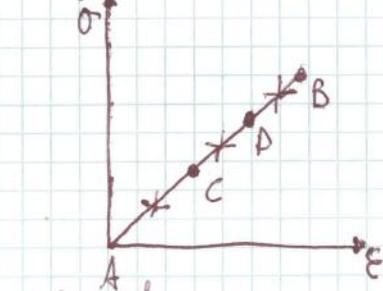
φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno.

A questa prima fase (A → C) di carico tensionale può avvenire una ricondizione di carico tensionale (denota ad esempio al ritiro del ghiaccio che precedentemente si era espanso).

Il materiale conserverà le deformazioni impresse (C → D), cioè non tutte le deformazioni subite saranno restituite.

si parla di materiale con "memoria".

Immaginiamo ora di avere un materiale elastico



Materiale elastico **TRIVIALE** (banale), cioè senza memoria (si comporta sempre allo stesso modo ad ogni processo di carico-scarico).

usando la terminologia tipica della letteratura scientifica anglosassone.

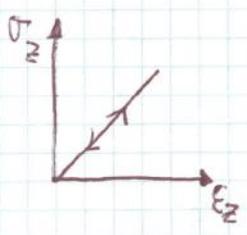
In geotecnica invece abbiamo materiali elastoplastici **incrudenti**: il materiale risponde in funzione della sua storia termomeccanica.

Poiché la storia rimane impressa nel materiale, se noi riusciamo, attraverso prove sperimentali, a captarne questa storia \rightarrow possiamo prevedere il suo comportamento.

La tensione di incrudimento non è fissa, ma si evolve con la storia dei carichi-scarichi.

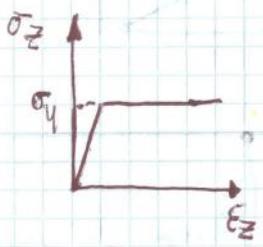
INCRUDIMENTO: evoluzione della tensione di incrudimento con la storia delle deformazioni plastiche.
($\sigma_C \Rightarrow \sigma_B \Rightarrow \sigma_D$ nella fig. pagina precedente).

Vediamo quali sono i **MODELLI IDEALIZZATI** che solitamente vengono operati. Un po' di terminologia....



modello elastico lineare

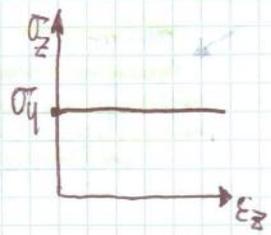
lo adoperiamo quando vogliamo calcolare gli incrementi di tensione dovuti a carichi applicati sulla superficie



modello elasto-plastico perfetto

modello molto risorvente quando si eseguono analisi numeriche in presenza di carichi **monotoni**

sempre osservati (fino alla rottura)



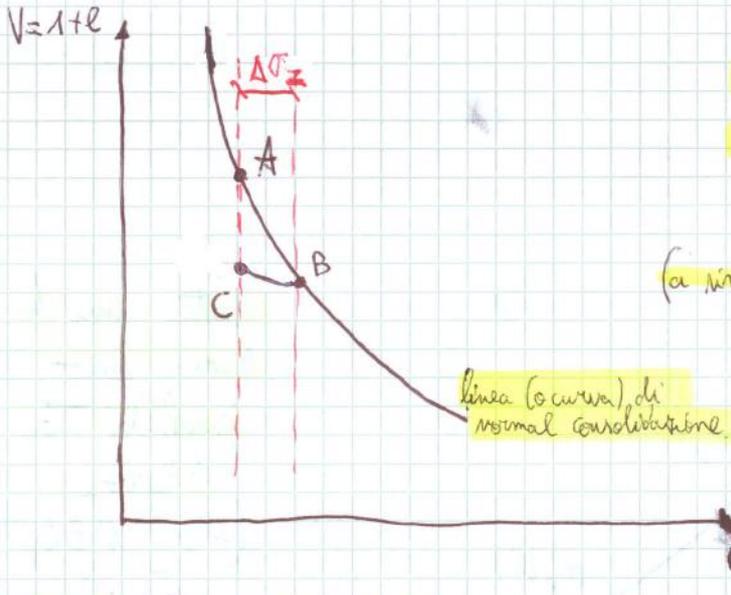
modello plastico perfetto (σ rigido plastico)

si adopera nell'analisi limite della plasticità (nel calcolo del carico di collasso)

è indipendente dalle deformazioni che sono avvenute in campo elastico.

Questo è dunque un **COMPORTAMENTO ELASTO PLASTICO INCRUDENTE**.

cioè se identichiamo un terreno con un punto \in NCL



Se un punto \in NCL il terreno è NC $\Rightarrow \sigma'_{v0} = \sigma'_p$

σ'_{v0} attuale coincide sempre con la tensione di preconsolidazione.

Se un punto è al di sotto della NCL $\Rightarrow \sigma'_{v0} < \sigma'_p$
 \Rightarrow TERRENO SOVRACONSOLIDATO

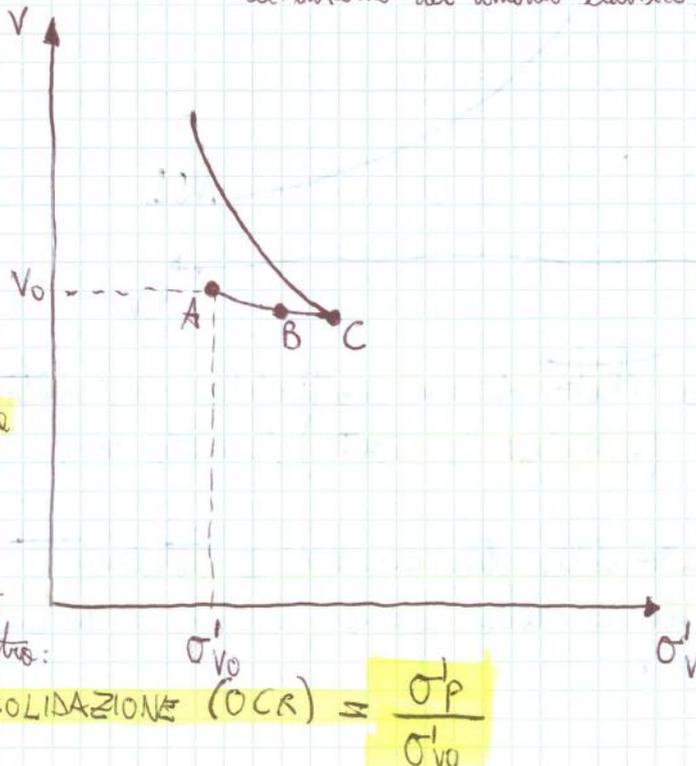
Terreni normal consolidati: quelli caratterizzati ad ogni profondità da $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$

Terreni sovraconsolidati: quelli in cui la tensione attuale è minore di quella massima avuta in passato.

Se terreno consolidato \uparrow applicando $\Delta\sigma'_z$ \Rightarrow cedimento elevato \rightarrow es. fondazione su pali
 (punto A) (verso in figura)

Se terreno sovraconsolidato \uparrow applicando $\Delta\sigma'_z$ \Rightarrow cedimento bassissimo \rightarrow es. fondazione diretta
 (un punto che rappresenta un terreno sovraconsolidato si trova all'interno del dominio elastico)

Il pedice 0 indica lo stato attuale.



- A: materiale fortemente sovraconsolidato
- B: materiale leggermente sovraconsolidato

Per quantificare l'entità della sovraconsolidazione si introduce un parametro:

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE (OCR) = $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$

Definiamo ora che cosa è la NCL: la NCL è il luogo delle tensioni di snervamento. 1^o DEFINIZIONE CORRETTA DI NCL

Qualunque punto al di sotto della NCL rappresenta un materiale sovracosolidato

la sovracosolidazione può avvenire a causa di errori, oscillazioni di faldatura
($A\sigma_p^{(A)}, B\sigma_p^{(B)} \dots$)

Ogni linea di ricarico rappresenta la traccia nel piano di compressione del dominio elastico.

Il dominio elastico cresce al crescere del grado di sovracosolidazione (es: $B\sigma_p^{(B)} > A\sigma_p^{(A)}$)

ci dice in sostanza la distanza tra σ_p e σ_v

Il dominio elastico, ogni volta che ricarico il materiale, finisce sulla NCL. Quindi:

La NCL è la frontiera dei domini elastici; è la proiezione sul piano di compressione della superficie di snervamento.

NON DEFINIZIONE CORRETTA DI NCL

representazione nello spazio tridimensionale della condizione di snervamento

Il campione che utilizzeremo è satura \Rightarrow compimento ridotto l'indice dei vuoti \Rightarrow un po' d'acqua viene espulsa.

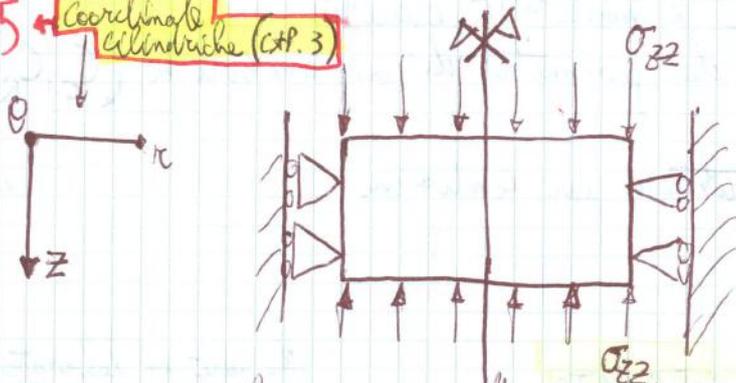
Quindi sopra e sotto si mettono pietre porose per favorire l'espulsione dell'acqua. (PP vedi in figura)

Sopra c'è un cappello con un pistone.

Il tutto è contenuto in un cilindro di plexiglas riempito d'acqua in modo tale che il campione non possa muoversi durante la prova.

La presenza dell'acqua rigida evita gli spostamenti in direzione radiale e il flusso dell'acqua in direzione radiale (perché vogliamo simulare una tensione monodimensionale).

PAG. 75 Coordinate cilindriche (cap. 3)



avremo simmetria e condizioni di carico assialsimmetriche

Le σ_{zz} sono uguali sopra e sotto, perché:

a) fronte di carichi applicati, il peso proprio è decisamente trascurabile. (le dimensioni sono molto piccole e dunque il peso agente è piccolo, piccolo rispetto ai carichi applicati)

a) $\sigma_{zr} = \sigma_{rz} = 0$: non ci sono tensioni tangenziali

b) in virtù della simmetria assiale $\Rightarrow \frac{\partial(\cdot)}{\partial\theta} = 0 \Rightarrow u_\theta = 0$
 ogni proprietà delle proprietà lungo θ è pari a zero. \downarrow spostamento in direzione θ

ricordiamo la deformazione in direzione radiale: $\epsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} = 0$ (perché $u_r = 0$)
 deformazione circonferenziale: $\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r} = 0$

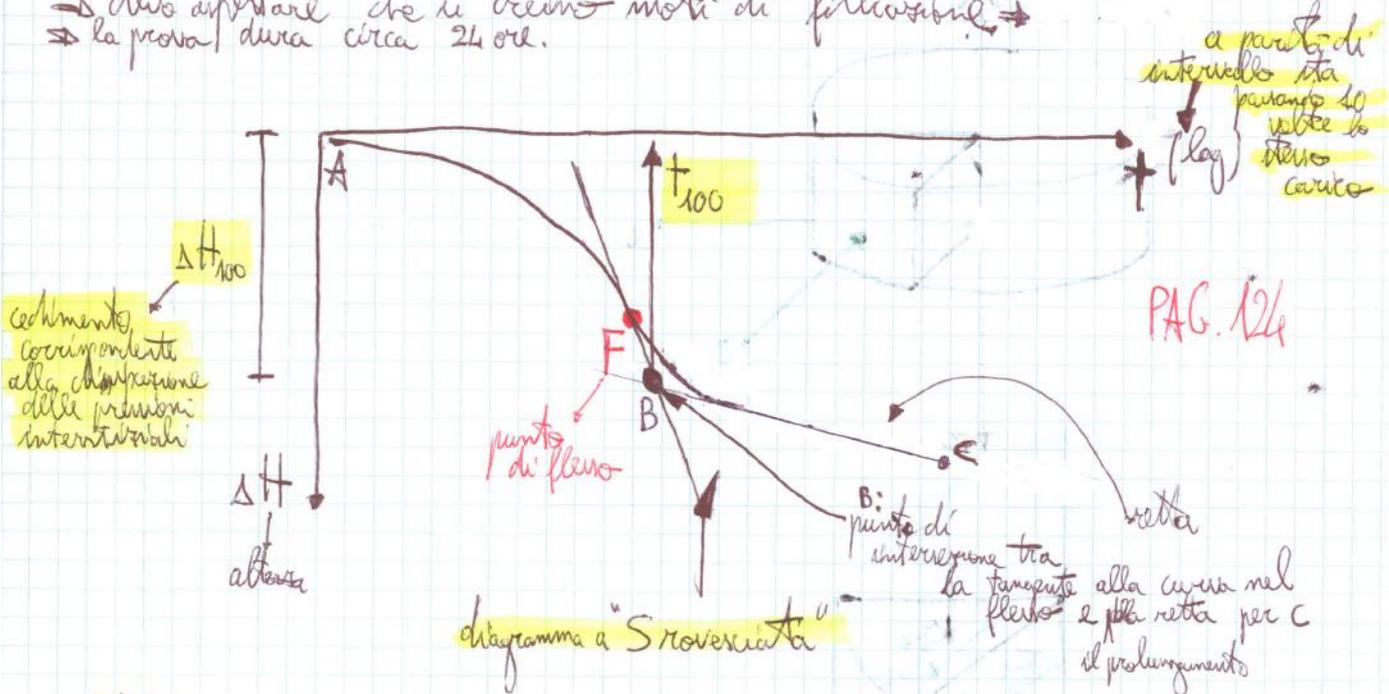
$\epsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_{zz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$ dato che abbiamo solo ϵ_{zz} ecco perché la prova edometrica si definisce MONOASSIALE

Vediamo ora come si esegue la prova:

1) applichiamo un certo carico $N \Rightarrow \sigma_{zz} = \frac{N}{A}$

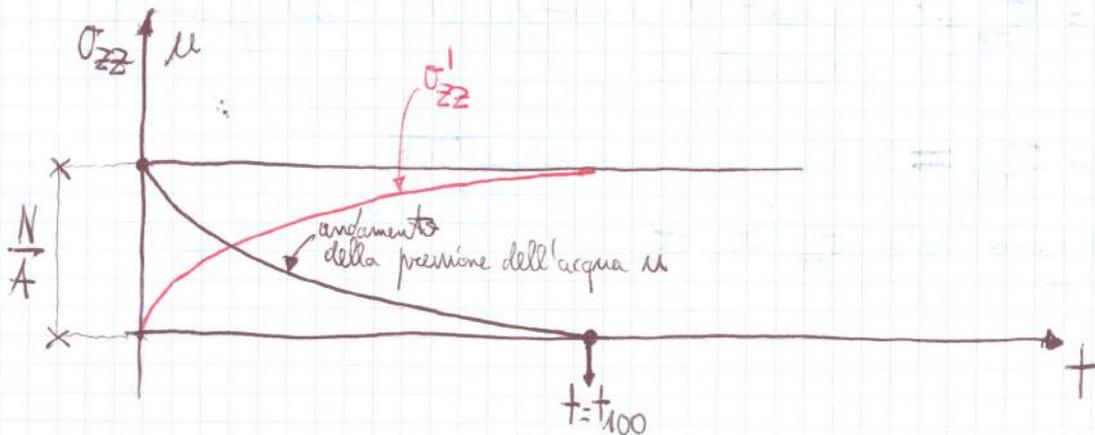
Al tempo $t=0 \Rightarrow \sigma_{zz} =$ tensione totale

Appena applico il carico non avviene la deformazione del provino:
 se è argilla \Rightarrow bassa permeabilità \Rightarrow per deformarsi deve ridursi l'umidità dei nodi e quindi fuoriuscire acqua \Rightarrow ma la bassa permeabilità fa sì che l'acqua non esca \Rightarrow nessuna deformazione
 \Rightarrow devo aspettare che si creino nodi di filtrazione \Rightarrow
 \Rightarrow la prova dura circa 24 ore.



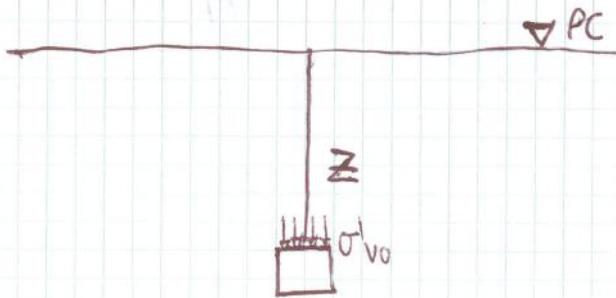
t_{100} = tempo necessario al processo di consolidazione
 o sia il tempo necessario al provino per consolidare sotto il carico che è stato applicato

tratto A-B: deformazioni di natura primaria
 tratto B-C: deformazioni di natura viscosa = avvengono sotto tensioni efficaci costanti



Per dare 8 gradienti di carica diversi \Rightarrow sono passati 8 giorni.

ora, in base a quest'ultima curva, dire se il materiale è consolidato o sovraconsolidato?



Il provino è stato prelevato a distanza z dove c'era una certa σ'_{v0} (pressione verticale efficace)

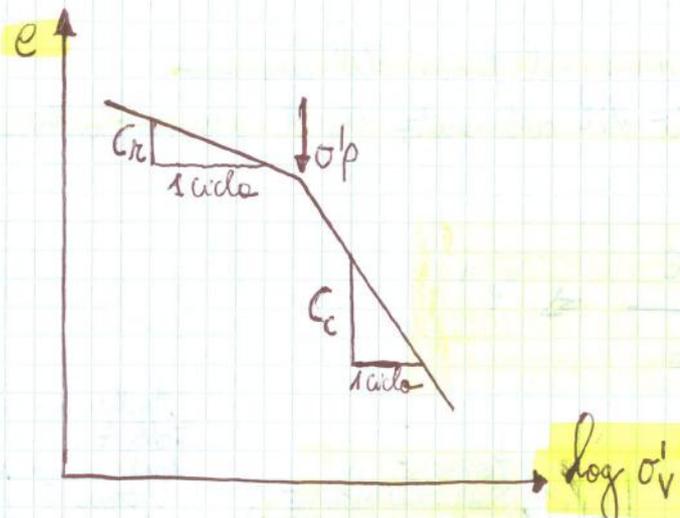
Quando prendiamo il provino e lo mettiamo nella cella edometrica, prima lo scarichiamo e poi lo ricarichiamo (nella cella)

Se $\sigma'_p \equiv \sigma'_{v0} \Rightarrow$ provino NC

Se $\sigma'_p > \sigma'_{v0} \Rightarrow$ provino OC

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI COMPRESSIBILITÀ

PAG. 131



CONSIDERANDO UN PIANO

SEMILOG-ARITMETICO SI HA CHE:

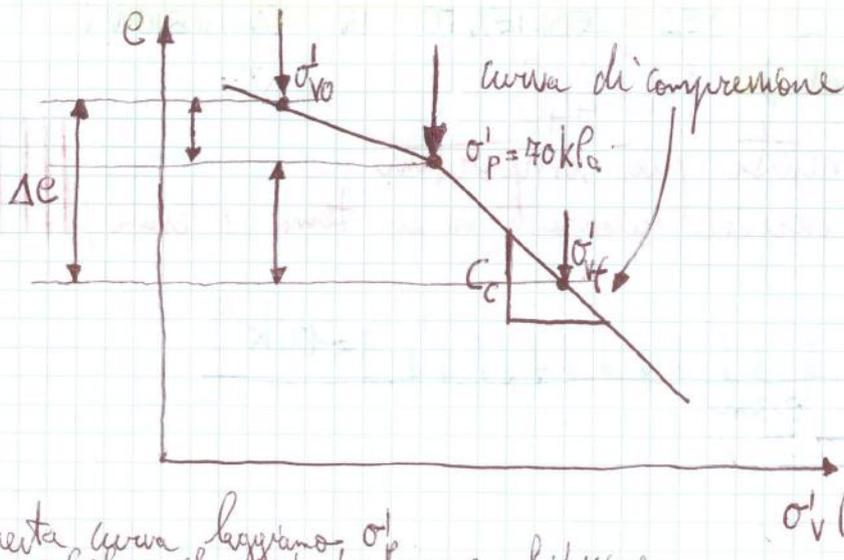
la curva di prima si trasforma in una bilatera

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

← variazione dell'indice dei vuoti

ciclo logaritmico di carica applicato al provino

$$C_R = \text{indice di ricomprensione} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$



In questa curva leggiamo σ'_p
 Possiamo calcolare il grado di sovraconsolidazione
 $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = \frac{40}{24} = 1,67 \Rightarrow$ materiale sovraconsolidato

$C_c = 0,70$, $C_R = 0,08$

(compressione tra 2 e 4 m)

Ora possiamo calcolare l'accorciamento subito dallo strato quando applichiamo il carico di 100 kPa.

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v = 24 + 100 = 124 \text{ kPa}$: tensione finale (punto d'arrivo)

somma alla tens. verticale efficace l'incremento del carico applicato

L'accorciamento dello strato è dovuto ad una variazione dell'indice dei vuoti Δe :

$$-\Delta e = \left[C_R \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$

$\underbrace{\hspace{10em}}_{\log \sigma'_p - \log \sigma'_{vo}}$

→ legame costitutivo non lineare, perché il comportamento del terreno è non lineare (uso una scala logaritmica che mi permette di linearizzare ma il comportamento non è lineare).

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{-\Delta e}{1+e_0} \Rightarrow \Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_R \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right] =$$

$$= \frac{2}{1+1,2} \left(0,08 \log \frac{40}{24} + 0,70 \log \frac{124}{40} \right) = 0,19 \text{ m}$$

Se ripetiamo l'operazione in ogni strato e sommiamo i vari contributi \Rightarrow scopriremo ad esempio che il cedimento totale è 0,8-1m

La nostra formula deve invece essere

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_R \log \frac{\sigma'_{vt}}{\sigma'_{v0}} \right] = \frac{4}{2} \left(0,10 \log \frac{150}{100} \right) = 0,035 \text{ m}$$

Ma il carico si presenta solo nel ramo di ricomprensione \Rightarrow i cedimenti saranno estremamente limitati.

Esempio 3

$$\sigma'_{v0} = 100 \text{ kPa}$$

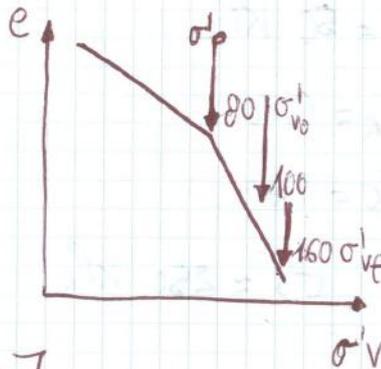
$$\sigma'_p = 80 \text{ kPa} \quad \Delta\sigma_z = 60 \text{ kPa}$$

$$e_0 = 0,9$$

$$C_R = 0,10$$

$$C_c = 0,80$$

$$H_0 = 4 \text{ m}$$



$$\Delta H = \frac{4}{1,9} \left[0,80 \log \frac{160}{100} \right] \text{ SBAGLIATO!!!}$$

(l'argomento del log deve essere > 1 , se no all'applicazione del carico avrei creazione di energia ($\Delta H < 0$))

Per definizione la tensione di sovraconsolidazione rappresenta la massima tensione subita dal terreno nella sua storia, quindi non può mai essere $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$ (al più può essere =)

σ'_{v0} potrei averla calcolata sbagliata se T non è in regime idrostatico ed dunque devo calcolare la pressione dell'acqua diversamente (e non con i metodi dell'idrostatica).

σ'_p può essere sbagliato se le prove edometriche non sono condotte correttamente e il campione è disturbato.

GEOTECNICA

21-10-2011

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI CAP. 9

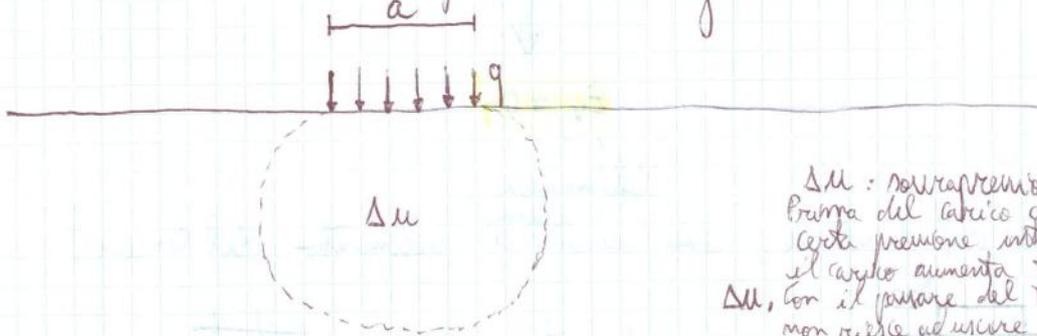
Del CAP. 9 bisogna guardare solo:

CAP. 420

- introduzione al calcolo dei cedimenti
- distribuzione dei cedimenti nello spazio e nel tempo
- calcolo delle tensioni indotte da carichi applicati in superficie: problema di Boussinesq

Da studiare è solo l'importanza concettuale del problema, non le formule.

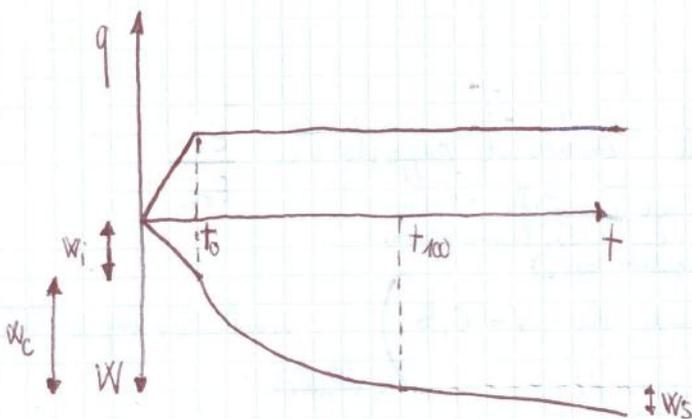
Consideriamo: terreno a grana fine (cioè bassa o bassissima permeabilità) con un carico che agisce su un'area A di dimensioni finite



Δu : sovrappressione interstiziale.
Prima del carico q c'era una certa pressione interstiziale; applicando il carico aumenta tale pressione di un Δu , con il passare del tempo, l'acqua non riesce ad uscire (bassa permeabilità)
→ CONDIZIONI NON DRENATE

PAG. 420-421

Disegniamo il grafico che riporta l'andamento del carico e dei cedimenti al passare del tempo.



t_0 : tempo di costruzione della struttura

Dopo che la struttura è stata costruita, possiamo immaginare che il carico subisca costante nel tempo

W_i : CEDIMENTO IMMEDIATO: è la prima aliquota di cedimento, che si manifesta quando si costruisce la struttura

W_c : CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE: si sviluppa lentamente nel tempo

Se il comportamento del terreno fosse elastoplastico, noi vedremmo solo W_i e W_c .

In realtà avvengono fenomeni di deformazioni viscosi (sotto tensioni efficaci costanti nel tempo) ⇒ CEDIMENTO SECONDARIO W_s

estero, non ci può essere cedimento immediato.

Nel caso della prova edometrica non ci può essere cedimento immediato perché il provino è contenuto lateralmente da un anello.

(2) Cedimento di consolidazione: w_c

è dovuto ad una variazione delle tensioni efficaci prodotta dalla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali Δu .

A mano a mano che nel processo di filtrazione, l'acqua fuoriesce, l'acquedotto di carico arriva allo scheletro solido e dunque aumentano le tensioni efficaci.

Nota: l'entità del cedimento si chiama: **COMPRESSIONE PRIMARIA**

Questo cedimento avviene lentamente nel tempo. Quanto lentamente?

Circa $\frac{10 \text{ anni} - 15 \text{ anni} - 20 \text{ anni}}{\text{in}}$ si evolve questo cedimento nel tempo.

L'evoluzione nel tempo del cedimento si chiama: **CONSOLIDAZIONE** o **PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE**

Come si calcola w_c ?

si calcola con il metodo edometrico (nato nella scorsa lezione) (significa aver determinato

$\sigma'_{vo}, e_o, \sigma'_p, \Delta \sigma'_v, C_c, C_c$

condizioni iniziali

incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico

(3) Cedimento secondario: deformazioni viscosi (creep) che avvengono sotto tensioni efficaci costanti (poiché non abbiamo più variazioni della pressione dell'acqua in quanto essa è completamente stata espulsa).

Impostazione del problema elastostatico PAG. 423

Scriviamo come prima cosa le equaz. indefinite di equilibrio.

(a) $\frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} + b_i = 0 \quad \forall \underline{x} \in D$

↑
forze di volume

↑
ogni \underline{x} appartenente al dominio

Sono inoltre le EQUAZIONI di CONCORDENZA:

(b) $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad \forall \underline{x} \in D$

(u_i indica il vettore spostamento; ϵ una lettera ha un pedice \Rightarrow è un VEETTORE!).
RICORDARE CHE

In (a) ci sono le 3 equaz. indefinite di equilibrio alla traslazione.

↓
c'è un indice libero: $i \Rightarrow 3$ equazioni
(indice ripetuto: j)

In (b)

↑
 i e j sono indici liberi $\Rightarrow 9$ equazioni, ma le componenti del tensore di deform. realmente indipendenti sono soltanto 6.

\Rightarrow ho alla fine un sistema di 9 eq. differenziali indipendenti tra loro.

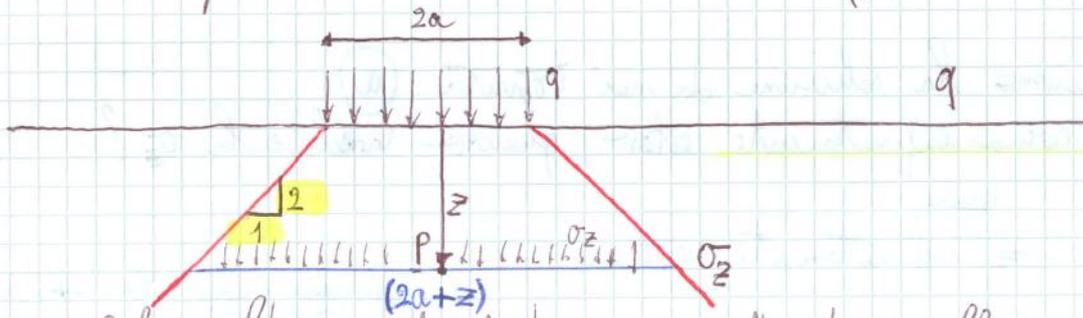
Le incognite sono $3 + 6 + 6 = 15$ incognite

↑ ↑ ↑
Componenti di spostamento Comp. di tensione Comp. di deformazione

Ma abbiamo solo 9 equazioni per 15 incognite \Rightarrow SISTEMA STATICAMENTE INDETERMINATO.

Quindi dobbiamo aggiungere delle condizioni aggiuntive che mi legano deformazioni e tensioni \Rightarrow RELAZIONI COSTITUTIVE

Consideriamo il semispazio e di applicare il carico di intensità q nota su un'impronta di estensione limitata. (immaginiamo la fondazione quadrata $2a \times 2a$)



Vogliamo calcolare l'incremento di tensione prodotto da q alla generica profondità z .

Se il mezzo è elastico e continuo, possiamo immaginare che la perturbazione applicata alla frontiera si propaghi nel terreno, ma come?
 Possiamo pensare che ci sia un **CONO DI DIFFUSIONE (cono)** di pendenza 1 su 2 (circa 30°)

$$\sigma_z (2a+z)^2 = q (2a)^2 \quad \leftarrow \text{EQ. INDEFINITA DI EQUILIBRIO che vado ad integrare}$$

$$\Rightarrow \sigma_z = q \frac{(2a)^2}{(2a+z)^2} \quad \textcircled{a}$$

Questa soluzione che ho trovato rispetta le cond. al contorno?

Se $z \rightarrow \infty \Rightarrow \sigma_z = 0$ Sì le rispetta!!!

Se $z = 0 \Rightarrow \sigma_z = q$
 sostituendo nella \textcircled{a}

Quindi la **SOLUZIONE** è **corretta**.

SOLUZIONE ESATTA DI BOUSSINESQ

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

PAG. 426

NOTARE CHE:

la struttura matematica di questa formula è la stessa di quella trovata da noi integrando l'eq. indefinita di eq. perché in entrambi i casi il rapporto $\frac{\sigma_z}{q}$ dipende dal rapporto $\frac{a}{z}$.



QUESTA FORMULA EMERGE q CHE:
 σ_z dipende solo dalla geometria del problema e dall'intensità

Soluzione di Boussinesq

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

Questa è la distribuzione di σ_z sotto la verticale baricentrica (cioè per $x=y=0$)

(baricentro della fondazione)

a = RAGGIO DELLA FONDAZIONE

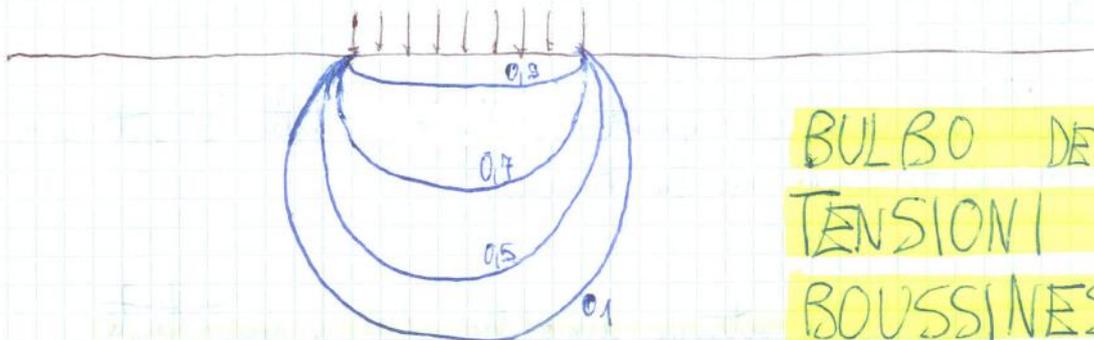
Consideriamo il rapporto:

$$\frac{\sigma_z}{q} = f(a, z, x, y)$$

che è funzione di

Immaginiamo di porre $\frac{\sigma_z}{q} = \text{cost}$ (uso di trovare il luogo dei punti per i quali $\frac{\sigma_z}{q} = \text{cost}$)

$f(a, z, x, y) = \text{costante}$ ← equazione di una famiglia di superfici; al variare della costante cambia la superficie.



BULBO DELLE TENSIONI DI BOUSSINESQ

(a) $\frac{\sigma_z}{q} = 0,9$ - stato di sforzo vicinissimo al carico \Rightarrow superficie blu (0,9) vicinissima alla superficie del piano campagna.

Alla profondità di circa 2 volte la dimensione della fondazione si ha che $\frac{\sigma_z}{q} = 0,1$, quindi l'effetto del carico è trascurabile.

N.B.: fino a che profondità spingiamo i nostri sondaggi? Il volume significativo da indagare è quello all'interno del quale si ricorre del carico applicato \Rightarrow i sondaggi andrebbero fatti almeno al doppio della dimensione della fondazione.

GEOTECNICA

24-10-2011

Slide viste a lezione m:

INDAGINI GEOTECNICHE: LO SPROFONDAMENTO DELLA GHIRLANDINA

(Torre Ghirlandina con chiamata perché, prima della cella campanaria c'è una ghirlanda).

Torre del duomo di Modena (architettura romanico-lombarda):

L'epigrafe sulla facciata di tale duomo dice che il duomo risale al 9 giugno del 1035. Colui che la progetta è Sanfranco.

l'architetto
Una seconda epigrafe nell'abside centrale recita:

Lo scultore che ha fatto gli affreschi del duomo è Viligelmo. Il duomo di Modena viene definito il "miracolo di pietra" (con riferimento alle numerose sculture).

Perché il duomo di Modena è consacrato a San Gimignano? Gli venivano attribuiti tanti miracoli e tra questi quello di essere partorito aver salvato la figlia dell'imperatore Gioviano.

La torre Ghirlandina ha una base di 11,50 m ed è alta 86 m → mazzuca molto elevata.

per l'Oriente

La costruzione della torre è stata fatta contemporaneamente a quella del duomo.

La torre è stata costruita con 10 tipi diversi di pietre (18 le varietà diversi). Molte di queste pietre (soprattutto quelle dei primi piani) sono materiali di recupero (e soprattutto di recupero di epoca Romana).

K. Terzaghi:

"There is no glory in foundations...."

... paradossalmente, ogni volta che il costruttore ha risolto con successo i complessi problemi di fondazione, la sua abilità è rimasta sconosciuta....

basolato romano, cioè il basolato dell'antica via Emilia dei Romani.

Si è detto: ma se facciamo un altro sondaggio inclinato che però non intercetta la fondazione?

Così facendo hanno trovato il basolato a 5,54 m e non a 6,57 m.

Facendo la semplice differenza tra queste due quote si trova di quanto è stato lo SPROFONDAMENTO DEL TERRENO sotto la Torre Ghirlandina.

La Ghirlandina ha subito un cedimento da 1,05 m a 2,10 m

spigolo nord che cede di meno spigolo sud che cede di più

CONCLUSIONI INDAGINI 2004:

- assenza di pali di fondazione
- entità del cedimento: 1,05 - 2,10 m

acuto, inoltre, è quello che reagisce di meno a spinte laterali)

Interazione torre - cattedrale terreno:

Si è messo un arco a tutto acuto di collegamento tra torre e duomo, ma quest'arco è stato continuamente rifatto perché a causa delle spinte laterali si è continuamente rotto (l'arco a tutto Ha perché la torre continua a spingere continuamente nel duomo?)

Metteno un piccolo filo a piombo) nella torre si vede che in un giorno, in opposizione a come si muove il sole, la torre si muove di conseguenza → descrive quasi un'ellisse e ciò è dovuto al fatto che le pareti della torre si dilatano tecnicamente dopo esposizione al sole (dilatazioni) - perché le dilatazioni termiche d'estate sono maggiori che d'inverno.

Questo monumento ad "ellisse" è fisiologico e non patologico (non c'è da allarmarsi!!)

Inclinazione nel piano nord-sud < inclinazione nel piano est-ovest, perché qui ci sono gli archi che irrigidiscono il tutto e limitano le possibili inclinazioni.

RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI CAP. 5

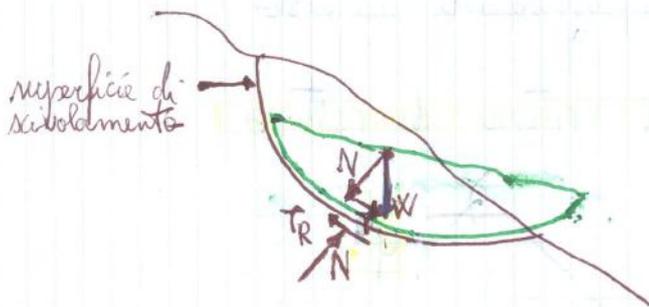
1. Criterio di rottura di Coulomb
2. Resistenza al taglio delle sabbie:
 - resistenza di picco, dilatansa, stato critico
3. Modello di Taylor
4. Comportamento meccanico delle argille tenere:
 - unicità delle condizioni di rottura
5. Argille consistenti:
 - resistenza di picco, post-picco, residua

CRITERIO DI ROTTURA DI COULOMB (1773)

Un criterio di rottura è una condizione limite che, in termini di sforzi, individua l'instaurarsi di un meccanismo di collasso nel materiale.

Se consideriamo una sabbia (che è un materiale discreto), cosa significa rottura? (cioè formato da particelle, e dunque non un materiale continuo)

Consideriamo un pendio con una frana che si verifica in questo materiale sabbia (sabbia).

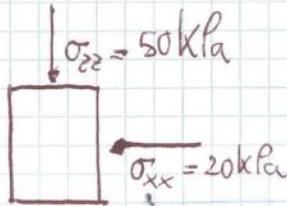


$$T_R = \mu N$$

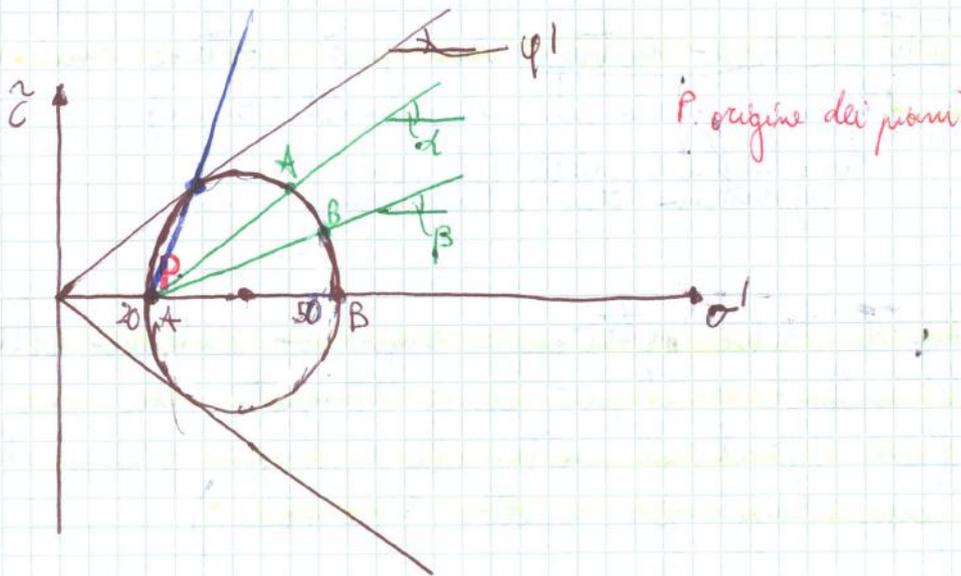
eff. di attrito.

Ciò che tende a provocare la rottura (cioè lo scivolamento) altro non è che la componente di taglio (componente tangenziale della forza peso W) la resistenza che si oppone a queste azioni di taglio è una RESISTENZA AL TAGLIO dovuta all'attrito.

Prendiamo un elemento di terreno che sia soggetto ad uno stato di sforzo:



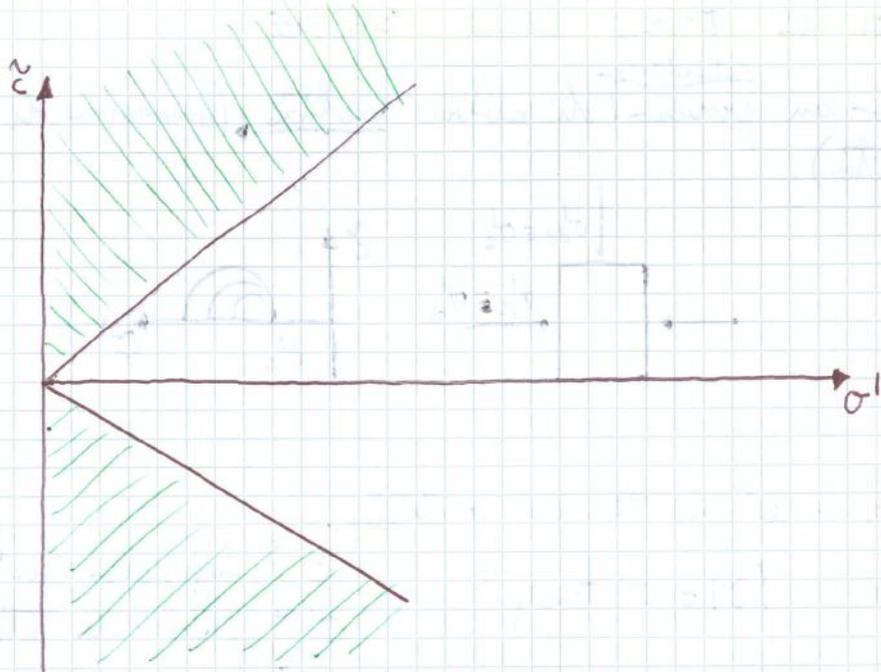
Le tensioni applicate sono tensioni principali; i piani orizzontale e verticale sono principali.
 Lo stato di sforzo rappresentato è conforme con la resistenza al taglio dell'elemento?



Li sono infiniti piani su cui agiscono tensioni normali e tensioni principali.

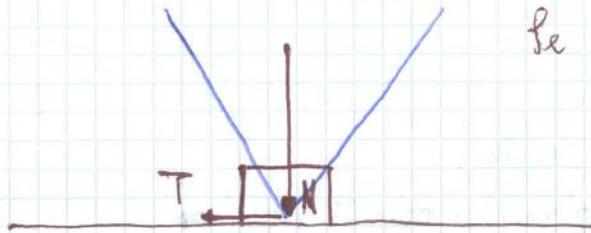
I piani α e β non sono di rottura, perché le coppie σ e τ da loro non stanno sull'inviluppo di rottura.

Se il cerchio di Mohr è tangente all'inviluppo di rottura, allora esiste un piano di rottura.



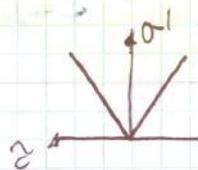
Lo spazio individuato è totalmente accessibile?
NO; perché il crit. di rottura di Coulomb divide lo spazio accessibile da quello non accessibile.

Consideriamo un piano orizzontale costituito da una superficie ruvida:



Se $T = \mu N \rightarrow$ inizia lo scorrimento
 Tutte le coppie N, T mi devono dare risultanti che sono all'interno (o al più coincidenti) alle rette del cono d'attrito blu.

Ruotando ciò di 90° ritroviamo quanto visto prima:



GEOTECNICA

28-10-2011

Criteria di rottura di Coulomb (si basa fondamentalmente una legge di resistenza al taglio)

$$|\tau| = \sigma' \tan \varphi' \quad (1)$$

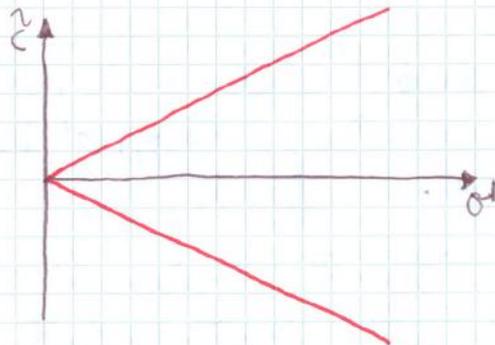
↑
tensione
tangenziale
limite.

↑
valore normale
che agisce
sul poggio
di rottura

Questa relazione scritta in termini di tensioni principali diventa:

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

da (1) può essere rappresentata graficamente nel PIANO DI MOHR:



Queste due rette
definiscono (rappresentano)
l'INVILUPPO DI ROTTURA;
se il cerchio di Mohr
è tangente all'inviluppo
di rottura \Rightarrow ho rottura

Immaginiamo di voler risolvere un problema di stato limite ultimo (stabilità di pendii...) \Rightarrow dobbiamo tracciare l'inviluppo di rottura che, conosciamo, possiamo tracciare conoscendo l'angolo di resistenza al taglio.

Come si determina sperimentalmente l'angolo di resistenza al taglio (o, se vogliamo, l'inviluppo di rottura)?

2) COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE SABBIE

L'apparecchiatura che si utilizza è quella che si chiama

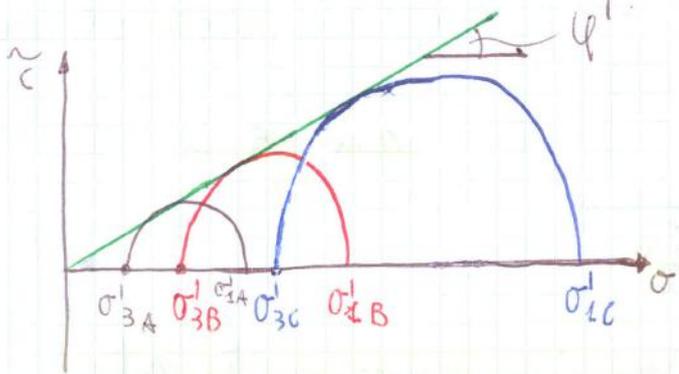
APPARECCHIO TRASALE PAG. 147

Immaginiamo di condurre la prova in condizioni drenate.

Se σ_3 che sta applicando al provino è, istante per istante, tensione efficace e tensione totale (la pressione dell'acqua si dissipa istantaneamente perché il materiale è permeabile) - infatti

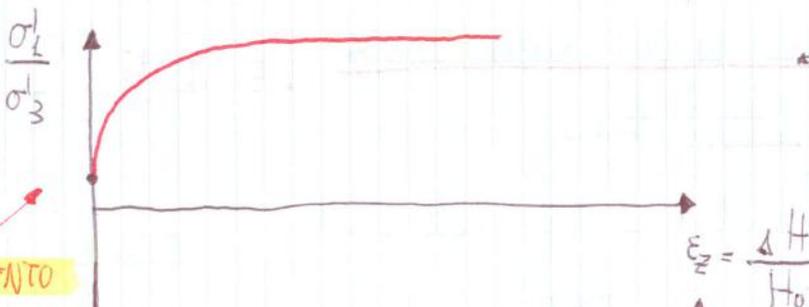
Tracciando la retta tangente per l'origine e tangente al cerchio di rottura \Rightarrow trovare, in linea di principio, l'angolo di resistenza al taglio.

Solitamente noi eseguiamo più prove per lo stesso materiale, applicando ogni volta un carico σ_3 diverso, così da avere tre cerchi di Mohr e tracciare con maggiore precisione il sviluppo di rottura per trovare l'angolo di resistenza al taglio.



Immaginiamo di eseguire una prova su una sabbia sciolta. Se ho un materiale sciolto e uno denso, mi sottomettono alla stessa criterio di rottura di Coulomb? Mi danno lo stesso angolo di resistenza al taglio?

2a) COMPORTEMENTO MECCANICO IN UNA SABBIA SCIOLTA



quello che leggiamo è un legame sforzo-deformazione \Rightarrow legame COSTITUTIVO.

COMPORTEMENTO DUTILE (il materiale aumenta progressivamente la sua resistenza fino ad un valore asintotico)

$$\epsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_0}$$
 deformazione assiale

Immaginiamo $e_0 = 0,80$ (sabbia molto sciolta)

↑ indice dei vuoti iniziale

Man mano che carichiamo, il rapporto $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ aumenta progressivamente. Quindi il materiale tende verso una condizione asintotica o il materiale può deformarsi plasticamente senza caduta di resistenza \Rightarrow DUTILE

Il materiale raggiunge il picco sotto sforzi assiali di ordine di grandezza 4-6.
Dopo aver superato un decadimento instabile, perché il materiale continua a deformarsi con caduta di resistenza.

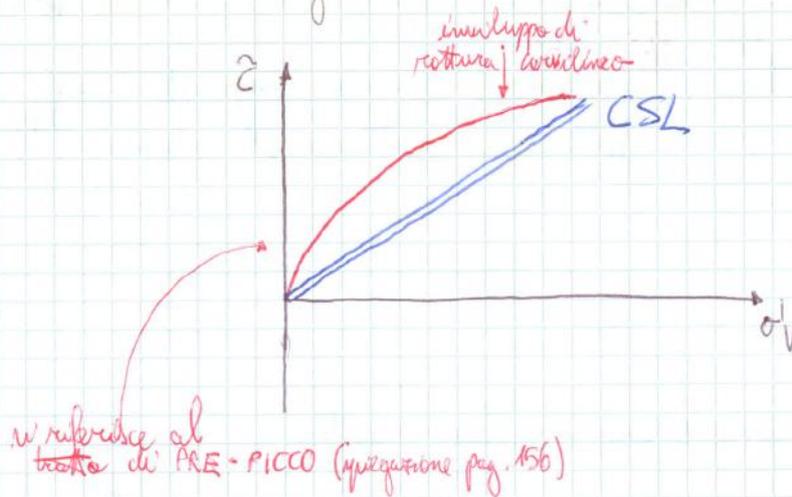
l'età avviene
Si raggiunge un valore asintotico e il materiale si deforma senza caduta di resistenza ⇒

⇒ C'è una **RESISTENZA POST-PICCO**.

(valore molto)
(prima l'ordine di grandezza delle rotture era circa 3)

Un materiale con tale comportamento si definisce **MECCANICAMENTE INSTABILE**.

Quando progettiamo, dobbiamo cercare di lavorare con materiali duttili perché le deformazioni avvengono senza caduta di resistenza.



L'involuppo corrispondente alla condizione stazionaria ultima è la stessa di quella usata prima per la **valoria molto**. (CSL blu)
La condizione asintotica è una, indipendentemente dallo stato iniziale del materiale.

Tre studiosi ^{inglesi}: **TEORIA DELLO STATO CRITICO** o **TEORIA DI CAMBRIDGE** (permette di inquadrate il comportamento meccanico del materiale).

Parliamo ora del **MODELLO DI TAYLOR** (punto di partenza) e il

MODELLO DI DISSIPAZIONE DI TAYLOR (1940).

Taylor non adoperò l'apparecchio triassiale, ma uno più semplice: **apparecchio**

Simbolo per σ/dx :

$$\frac{\bar{\epsilon}}{\sigma} = \mu + \frac{dV}{dx}$$

PAG. 158

resistenza al taglio

attrito (Componente attrittiva)

dilatanza

durante una prova di taglio, una dilatazione, il materiale esibisce variazioni di volume

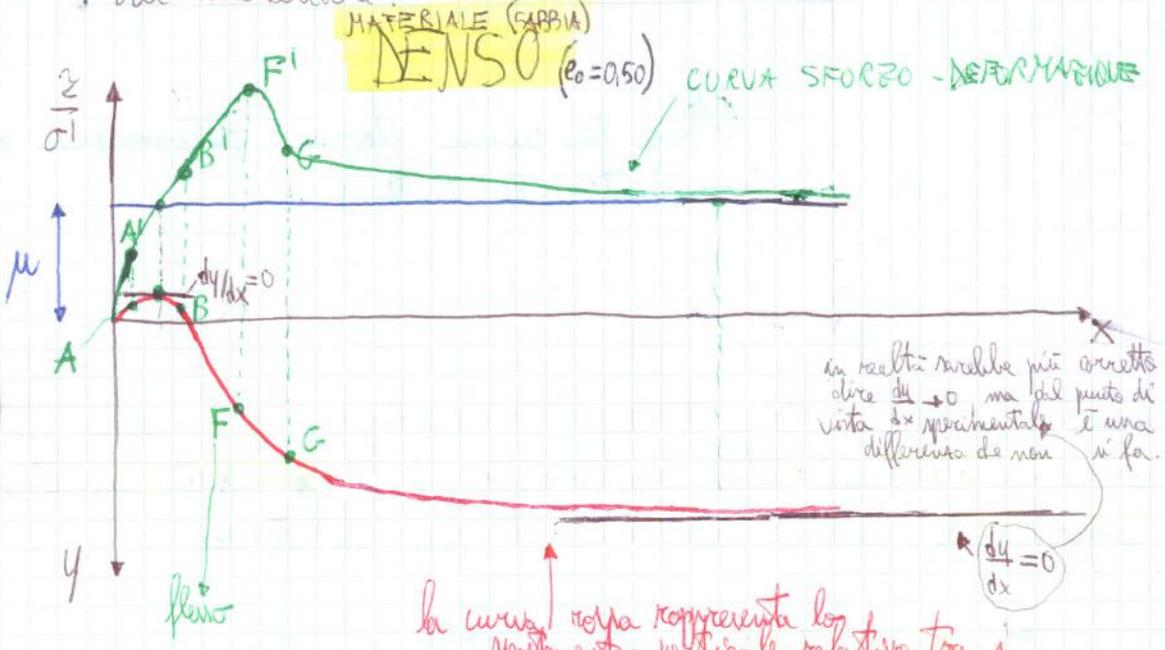
Il criterio di rottura di Coulomb si fermava a $\frac{\bar{\epsilon}}{\sigma} = \mu \Rightarrow$

manca $\frac{dV}{dx}$: l'area del provino non può variare perché la scatola è a pareti rigide; però può variare in altezza e se c'è variazione di altezza, allora c'è variazione di volume.

$\frac{dV}{dx}$ sono quindi le variazioni di volume che avvengono durante la fase di taglio. Tale termine si chiama DILATANZA.

Prevedere il $\frac{dV}{dx}$ significa fondamentalmente prevedere il comportamento meccanico del materiale.

PAG. 155



la curva sopra rappresenta lo spostamento verticale relativo tra i due telai in funzione dello spostamento orizzontale relativo tra i telai stessi. (V è indice della variazione di volume). Nell'ultima fase (asintotica) non ho variazioni di volume

Esistono istanti di prova in cui $\frac{\bar{\epsilon}}{\sigma} = \mu$? Sì, e cioè quando $\frac{dV}{dx} = 0$.

- In A: $\frac{\bar{\epsilon}}{\sigma} < \mu$ (perché $\frac{dV}{dx}$ è negativo) $\Rightarrow A'$
 - In B: $\frac{\bar{\epsilon}}{\sigma} > \mu$ (perché $\frac{dV}{dx}$ è positivo) $\Rightarrow B'$
- ottengo } punti corrispondenti sulla curva sforzo-deformazione

RESISTENZA DI PICCO: somma delle due condizioni (stato critico e dilatazione)
 alla quale corrisponde **ANGOLO DI PICCO φ^1**
 Che differenza c'è tra **proprietà** e **parametri**?
 cioè somma dello stato critico e del valore corrispondente al punto di flesso della dilatazione

indica un qualcosa di intrinseco, che non dipende dallo stato del materiale

dipendono dallo stato corrente del materiale

es: **PESO DELL'UNITA DI VOLUME**: non è una proprietà, è legato allo stato corrente del materiale (è diverso per una sabbia Notha e una densa)

PESO SPECIFICO DI OGNI SINGOLO GRANULO: proprietà

RESISTENZA DI PICCO:

è un parametro perché dipende dalla dilatazione che varia con lo stato corrente
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO: ha un range di valori in cui può variare a seconda dello stato di addebiamento del materiale (36° → 40° → 50°) ⇒ parametro

per le sabbie c'è questo range

RESISTENZA DI STATO CRITICO → φ^1_{cv} (32° → 34°)

costanti volumi: una volta arrivato allo stato critico, non ho più variazioni di volume.

è una proprietà

⇒ per una sabbia con una certa composizione mineralogica, allora φ^1_{cv} è una costante.

DOMANDA: il più piccolo valore dell'angolo di resistenza al taglio quanto vale? È il valore di stato critico (perché un addebiamento o il contrario, porterebbe ad un aumento di tale angolo).
 Quando dy/dx è negativo ⇒ non sono ancora nella condizione ultima, stazionaria (la resistenza varia).

Taylor curva chiamato $\frac{dy}{dx}$ INTERLOCKING (interposizione di particelle)

Scofield e Holtz chiamano poi $\frac{dy}{dx}$ DISTANZA.

COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE TENERE

Differenza con la sabbia: la permeabilità è diversa!!

Bisogna quindi sempre, quando si parla di argille, effettuare la

Distinzione tra prove drenate e prove non drenate

Quando parliamo di PROVE TRIASSIALI ne hanno due fasi: **PKC. 1.10**

1° FASE: fase di riconsolidazione: serve ad applicare uno stato di sforzo iniziale al prossimo prova di portarlo a rottura.
(si cerca di ripercuotere uno stato tensionale prossimo a quello che c'era in sito; non necessariamente uguale)

pro-arrivare in due modi

CONSOLIDAZIONE ISOTROPA (CI)

$(k_0 \leftarrow$ utilizzare lo stato tensionale in sito

2° FASE: porta a rottura il prossimo

drenaggio aperto e carico applicato lentamente (caso che le pressioni interstiziali si dissipano istantaneamente all'applicazione del carico)

DRENATA
CID, CK_{0D}

non drenata: **CIU, CK_{0U}**

undrained

considera
no ora la

PROVA TX CID

triassiale

consideriamo 4 diversi grafici (che però guarderemo nella lezione prossima)

Alle sforzo deviatorico $\bar{\epsilon}$ è associato la deformazione deviatorica:

$$\epsilon_s = \frac{2}{3} (\epsilon_z - \epsilon_r)$$

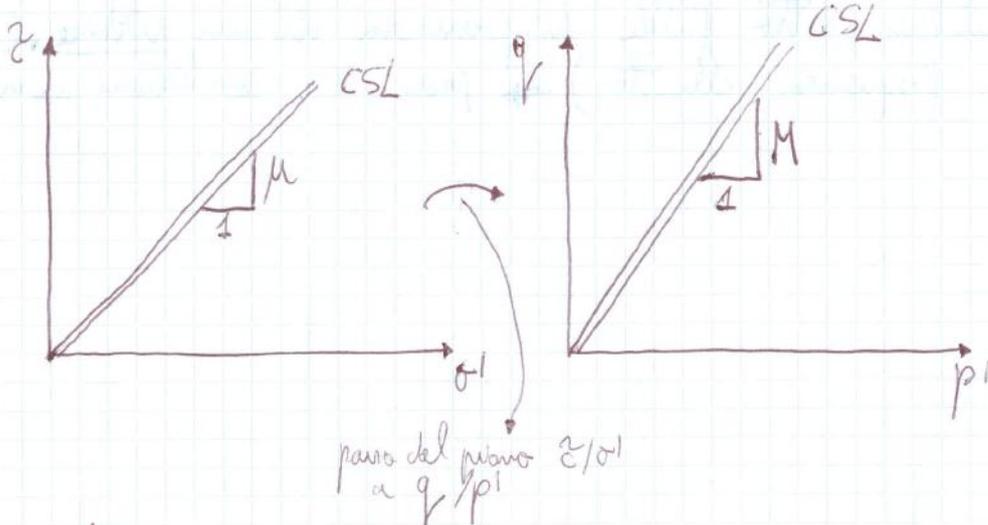
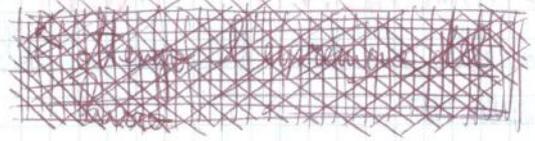
rende compatibile l'espressione del lavoro nelle varie rappresentazioni

$\bar{\epsilon}$ è nota, perché può esprimersi con $\sigma'_z, \sigma'_r, \sigma'_\theta$

$$dW = \sigma'_{ij} d\epsilon_{ij} = p' d\epsilon_v + q d\epsilon_s$$

lavoro compiuto sul prisma

$\bar{\epsilon}$ è un prodotto scalare



passo del piano σ'/τ a q/p'

M: μ greca minuscola.

Conoscendo μ e M \Rightarrow conosciamo l'angolo di resistenza al taglio del materiale

$$M = \tan \varphi'_{cv} \Rightarrow \varphi'_{cv} = \arctan \mu$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'_{cv}}{3 - \sin \varphi'_{cv}}$$

ARGILLA CONSISTENTE (picco e poi stato critico)
 (o l'ingrossa di resistenza critica)
 (picco e poi stato critico)
 (o l'ingrossa di resistenza critica)

$M \neq h$ ma la formula è la stessa (la resistenza tra i piani è sempre la stessa) ($M \rightarrow \varphi'_{cv}$; $h \rightarrow \varphi'_p$)

valore per φ'_{cv}

Perché abbiamo introdotto p', q ?

problema al finito (scavo, fondazione...) \Rightarrow i codici di calcolo, per rappresentare lo stato di sforzo in condizioni pluridimensionali, usano gli invarianti di tensione e deformazione (1° invar. di tensione = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ e 2° invariante di deformazione $\bar{\epsilon}_2$) \Rightarrow p' e q permettono di effettuare una generalizzazione del problema al finito (quello fatto nei codici di calcolo).

GEOTECNICA

04-11-2011

COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE TENERE PAG. 174

Direzione sul tema stress path (percorso di sollecitazione).

ABBIAO FINORA VISTO CHE:

Il comportamento del terreno è non lineare, irreversibile e anisotropo (dipende dalla direzione della sollecitazione).

Mettendo insieme questi aggettivi:

la risposta dipende dalla storia pregressa:

DIPENDENZA DALLA "STORIA"

l'irreversibilità perché la struttura del terreno dipende dalla storia del deposito

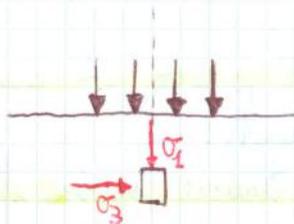
la risposta dipende dalla direzione del carico (della sollecitazione):

DIPENDENZA DALLA DIREZIONE DEL CARICO

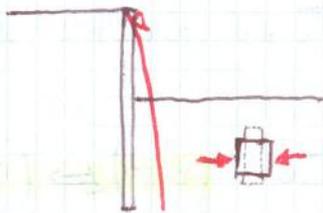
Esempio

il comportamento dell'elementino è completamente diverso.

①



elemento di terreno sotto la verticale baricentrica della fondazione

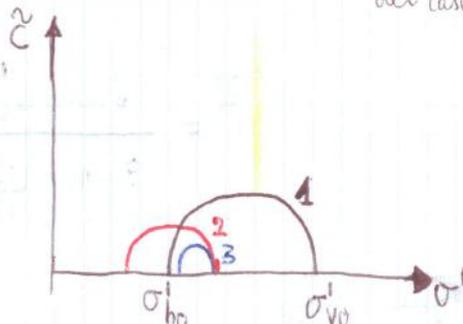


paretina: opera di sostegno costruita a sostegno di un muro

deformata della paretina

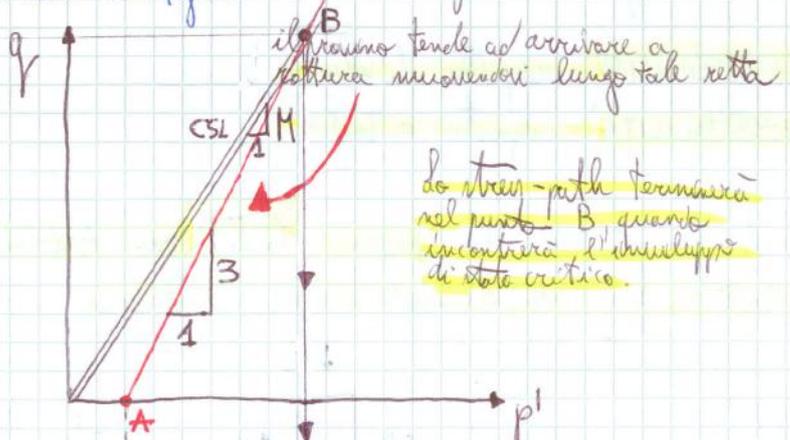
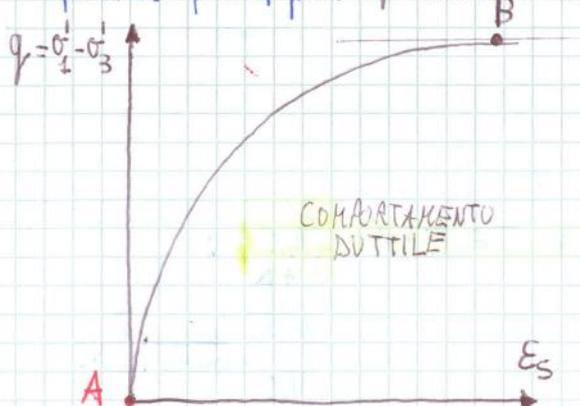
Conseguenza: per prevedere la risposta del terreno è necessario conoscere il percorso di sollecitazione (stress path).

Come rappresento lo stato di sollecitazione e la sua evoluzione? Rappresentiamo il percorso di sollecitazione nel piano di Mohr: del caso ①

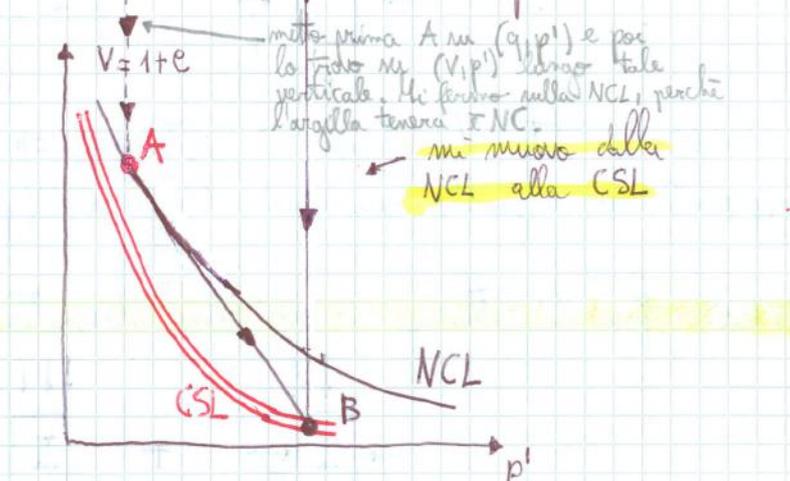
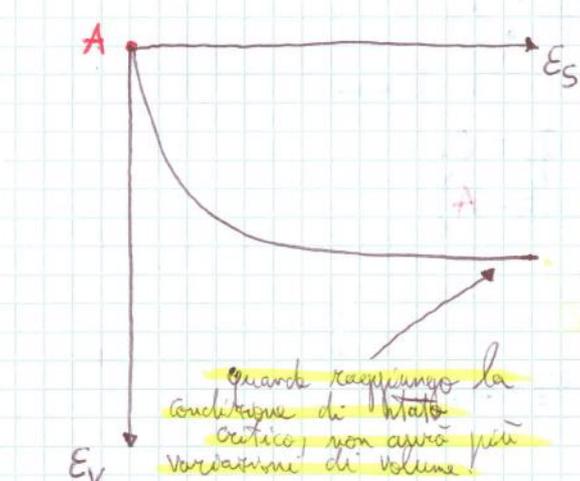


- 1: stato iniziale
- 2: stato in seguito allo scavo a destra
- 3: stato in seguito alla deformazione della paretina

Ora parliamo del **COMPORAMENTO MECCANICO NELLE ARGILLE TENERE** (PAG. 114)
 Per parlare del comp. mecc. delle terre abbiamo bisogno di 4 piani:
 completeremo questi 4 piani ma non meno che andremo avanti con i fogli 114



La stress-path terminerà nel punto B quando incontrerà l'inviluppo di stato critico.



mi muovo dalla NCL alla CSL
 mi muovo dalla NCL alla CSL

quando raggiungo lo stato critico, non avverrà più variazioni di volume.

variazioni di volume: sarà pari alla quantità di acqua che viene espulsa (la prova viene condotta in condizioni drenate)

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

↑ def. deviatorica ↑ def. verticale ↑ def. radiale

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

Sul 1° diagramma (q, E_s) ⇒ leggiamo la curva sforzo-deformazioni del materiale, cioè il **LEGAME COSTITUTIVO**

[Se il materiale dilata ⇒ picco e stato critico
 Se il materiale comprime ⇒ comportamento duttile]

Sul 3° diagramma (E_v, E_s) ⇒ leggiamo la risposta di volume

Sul 2° diagramma (q, p') ⇒ leggiamo il comportamento a rottura del materiale e attraverso quali percorsi di

involuppo di rottura).

L'argilla viene chiamata materiale coesivo, ma non lo è, perché il suo involucro di rottura passa per l'origine e la pendenza è dovuta solo a φ' .

Non c'è l'intercetta c' ($\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$)

⇒ il comportamento di rottura dell'argilla è puramente attrittivo.

c' mi indica la coesività

In conclusione:

Nel caso di un'argilla tenera ⇒ è valido il criterio di Coulomb, infatti, sperimentalmente (a), si osserva che l'involuppo di rottura è quello dato dal cr. di Coulomb.

Ora indagheremo il comportamento della stessa argilla in condizioni non drenate. **PROVE CONSOLIDATE NON DRENATE PAG. 177**

COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE TENERE: PROVA CIU.

- 1° FASE: riconsolidazione isotropa: $p' = p'_0$

- 2° FASE: portiamo a rottura il provino in condizioni non drenate (drenaggio chiuso).

(acqua incompressibile e particelle incompressibili)

non possono esserci variazioni di volume; cioè ho un **VINCOLO CINEMATICO**: assenza di variazioni di volume

(è un vincolo interno)

nasce una **reazione al vincolo**, che è rappresentata dalla **sovrapressione interstiziale Δu**

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad (\Rightarrow \text{è necessario misurare la } \Delta u)$$

$$\Delta q = \Delta \sigma_z - \Delta \sigma_r = (\Delta \sigma'_z + \Delta u) - (\Delta \sigma'_r + \Delta u) = \Delta \sigma'_z - \Delta \sigma'_r = \Delta q'$$

La "difficoltà" sta nel fatto che ora devo distinguere tra tensioni efficaci e totali.