



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2052A -

ANNO: 2016

A P P U N T I

STUDENTE: Busca Francesco

MATERIA: Geotecnica - Prof. Lancellotta

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

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

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

GEOTECNICA

29/02/16

Prof. Lancellotta

Geotecnica \rightarrow si occupa di materiali naturali, non creati dall'uomo

Ex. argilla; \times questi materiali: prop. meccaniche non possono essere prescritte ma sono oggetto d'indagine

\rightarrow DIAGNOSI dei materiali reali, prove sperimentali

In fatti GEOTECNICA \circ MECCANICA DELLE TERRE

Tutti i materiali hanno una struttura microscopica

Argilla - struttura, particelle colloidali - interazione elettrica

$$\frac{V_{vuoti}}{V_{solido}} > 1$$

Argilla sensibile - pessima (vedi foto) \rightarrow collasso

Qst discorso già fatto in idraulica con moti di filtrazione

Partiamo dall'elemento infinitesimo di volume - studiamo comp. meccanico e poi estendiamo il "problema al finito" ovvero problema alla scala dell'opera

Frana di Valpola (1987, Sondrio), in fondovalle e cresta frana di 1400 m

Onda d'urto provocata spezzò molti edifici + lago di lago a monte

+ possibilità di crollo materiale nel lago \rightarrow onda gigantesca

Allora su dx si cercò di creare tunnel \times svuotare lago

- Pesino in Marche/Emilia \rightarrow flysch, alternanza arenaria/argilla marnosa
- Calabria settentrionale, frana rotazionale estesa
- STAVA 1985 - "I BACINI DI STERILI"

Dal 1961 al 1971 costruzione dei bacini (1°)

'69-'78 costruzione del 2° bacino

Sanni di stop poi dal 1983-'85 di nuovo

Altezza bacini 55 metri

29 luglio 1985 crollo del bacino superiore - crollo bacino inferiore

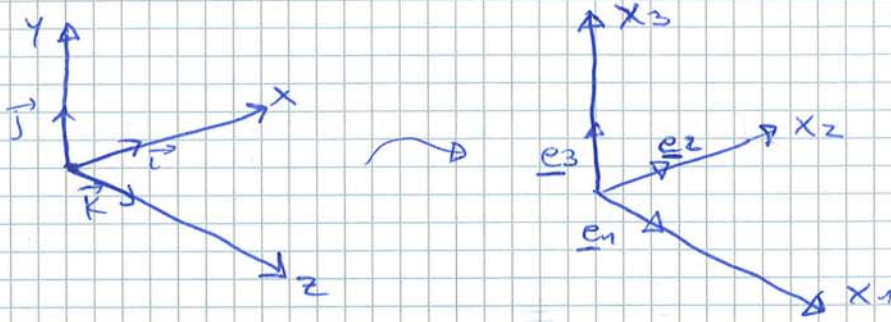
Testo:

- R. Lancellotta, "Geotecnica", Zanichelli 4ª edizione, 2012

Esame:

- scritto (almeno 16/30, se \rightarrow giugno non posso, 2 luglio non posso farlo)

<u>ente</u>	<u>componenti</u>	<u>simbolo</u>	<u>esempio</u>
tensore di ordine 0 (SCALARE)	$3^0 = 1$	a	$\rho = \text{densità}$
vettore	$3^1 = 3$	a_i o \underline{a} <small>$i = 1, 2, 3$</small>	velocità, spostamento → vettori, che hanno proprietà direzionali.
tensore del 2° ordine	$3^2 = 9$	A_{ij} / $\underline{\underline{A}}$ <small>simbolo indica l'ente, il pedice indica la componente</small>	σ_{ij}, E_{ij}
tensore del 4° ordine	$3^4 = 81$	D_{ijkl} o $\underline{\underline{\underline{D}}}$	----- notazione simbolica



vettore velocità $\underline{v} = v_1 \underline{e}_1 + v_2 \underline{e}_2 + v_3 \underline{e}_3 = v_k \underline{e}_k = v_i \underline{e}_i$
stessa operazione
notazione dell'indice ripetuto

k è un indice SATURATO (non libero), non rappresenta lo generico componente

REGOLA DI EINSTEIN: the great discovery in mathematics!

$$z_i = T_{ij} b_j$$

$$= T_{i1} b_1 + T_{i2} b_2 + T_{i3} b_3$$

→ i indice libero (0 o 1 o 2 o 3) → 3 indici possibili equazioni
 al secondo membro sommatorio di 3 termini

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

→ 9 equazioni, al secondo membro sommatorio di 9 termini perché per $h=1 \rightarrow k=1, 2, 3; h=2 \rightarrow k=1, 2, 3; h=3 \rightarrow k=1, 2, 3$

$$a_k = T_{jl} v_l$$

→ se gli indici liberi non corrispondono, non sono gli stessi, l'equazione è sbagliata
 Qui ho 1 indice libero → 1° membro, 3 indici liberi → 2° membro → NON POSSO COMPARARLI! perché hanno rango diverso

$$a_j = T_{jl} v_l \quad \sigma_k$$

$$\begin{vmatrix} a_1 & b_{12} & b_{13} \\ b_{21} & a_2 & b_{23} \\ b_{31} & b_{32} & a_3 \end{vmatrix}$$

$$\begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \rightarrow \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix}$$

→ secondo le convenzioni, accettata

Simbolo di Kronecker anche detto operatore di sostituzione

$a_i \delta_{ik} =$

Quali sono i termini non nulli? Quando $i=k \rightarrow \delta_{kk} = 1$

a · b devo fare espansione del vettore nelle sue componenti

$a_i = a_k$

$\underline{a} \cdot \underline{b} = (a_i \underline{e}_i) \cdot (b_k \underline{e}_k) = a_i b_k \underbrace{\underline{e}_i \cdot \underline{e}_k}_{\text{prodotto scalare dei vettori base}} = a_i b_k \delta_{ik} = a_i b_i = a_k \cdot b_k$

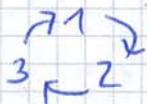
SIMBOLO DI LEVI-CIVITA o SIMBOLO DI PERMUTAZIONE

stiamo trattando algebra dei tensori

- prodotto scalare con simbolo di Kronecker
- prodotto vettoriale con simbolo di Levi-Civita

$\underline{a} \times \underline{b} = \underline{c}$

$\epsilon_{ijk} \begin{cases} 0 & \text{se 2 indici sono uguali} \\ 1 & \text{se permutazione e' pari } 1-2-3, 2-3-1, 3-1-2 \\ -1 & \text{se permutazione e' dispari } 1-3-2, 3-2-1, 2-1-3 \end{cases}$



$\underline{c} = \underline{a} \times \underline{b} = \epsilon_{ijk} a_j b_k \underline{e}_i$ La scrittura tiene conto del segno

$\begin{vmatrix} e_1 & e_2 & e_3 \\ a_1 & a_2 & a_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \end{vmatrix} = \underline{c}$

Quando c'è di mezzo prodotto vettoriale

ϵ_{ijk} - tensore di ordine 3, trasformazione lineare perché associa al prodotto cartesiano $E^3 \times E^3$ un vettore in E^3



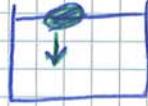
Analisi granulometrica e analisi adatta a materiali a grana grossa

Quindi mi fermo al cuneo 200

Per conoscere una volta oltre 0,06 mm allora analisi che sfrutta legge di Stokes → se ho fluido in cui inserisco aggregato di particelle con diametri diversi, velocità con cui particelle scendono dipende da

$$v_s = (D, \eta)$$

viscosità



ANALISI x VIA UMIDA
seguendo legge di Stokes

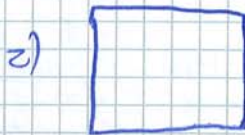
Primo caso di frici: cuna granulometrica (1) CONOSCERE CURVA GRANULOMETRICA

Poi

compiere di terreno



vuoti che possono essere riempiti totalmente o parzialmente con acqua



strutture diverse, seppur stesse dimensioni e stesso terreno

(2) CONOSCERE STATO DI AGGREGAZIONE

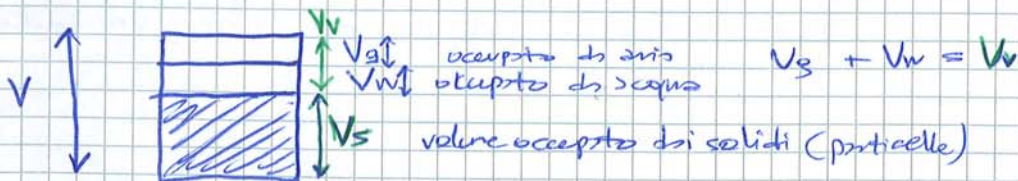
Misura del materiale coesibile → STATO DI AGGREGAZIONE del materiale

↓
devo introdurre variabile di struttura capace di descrivere stato di aggregazione

Mi concentro x ora, di un variabile di struttura SCALARE (x ora)

ovvero POROSITÀ = $m = \frac{V_v}{V_{TOT}}$
(come)

Che operazione ho fatto? Ho idealizzato il mio mezzo



Porosità indica quella frazione di volume non occupato dalla fase solida

Pero comprimendo, sta cambiando sia V_v che V_{TOT} quindi disturbo sia il numeratore che del denominatore

Cosa non cambia mai sia prima che dopo la compressione? V_s , volume dei solidi

Allora introduce INDICE DEI VUOTI $e = \frac{V_v}{V_s}$

VOLUME SPECIFICO $v = 1 + e$

↳ indica volume di un elemento x il quale assunto unitario V_s

Esercizio 1

Necessario conoscere ordini di grandezza x ciascun materiali
 + conoscere indici dei nodi

ARGILLA TENERA $e = 0,8 \div 1,2$

ARGILLA CONSISTENTE $e = 0,4 \div 0,5$

Conoscere gli ord. serve a riconoscere i CASI ANOMALI (argilla
 tratti con indice dei nodi +)

* $\rho_d = \rho_s (1 - m)$ densità materiale secco

$\rho = \rho_s (1 - m) + \rho_w \cdot m$ (solo se ssi) $s = \frac{V_w}{V_v}$

$s = \begin{cases} 1 & \text{SATURO} \\ < 1 & \text{NON SATURO} \\ 0 & \text{SECCO} \end{cases}$

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

$s \cdot e = G_s W$ (2)

COMPORIAMENTO ATTESO DEI MATERIALI

Distinzione: materiali a grana grossa

materiali a grana fine

e_{max}

Devo definire e_{max} e_{min}

densità relativa $D_R = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}}$

D_R	termine descrittivo
$< 0,15$	molto sciolto
$0,15 \div 0,35$	sciolto
$0,35 \div 0,65$	mediamente denso
$0,65 \div 0,85$	denso
$0,85 \div 1,00$	molto denso

Si vibra materiale x avere massimo addensamento
 poi si misura indice dei nodi

X argilla non potrà calcolare D_R , c'è un
 parametro solo x mat. a grana grossa

No densità relativa

Mettendo compimento di argilla
 in acqua, dopo 1 mese ho perso
 completamente la sua struttura.

Grado di consistenza di 1 argilla è
 il CONTENUTO D'ACQUA NATURALE

Minerali costituenti argilla hanno
 $G_s \approx 2,7 / 2,75$

Come trovo contenuto d'acqua
 naturale? X essiccamento

trovo $W \rightarrow$ tramite $\begin{cases} (1) & \text{trovo } e \\ (2) & \end{cases}$

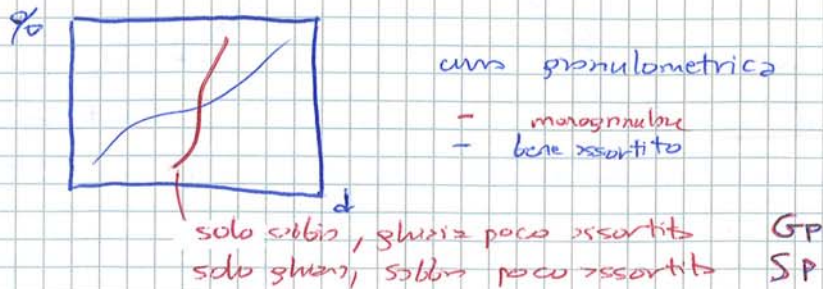
Se W aumenta, acquisisce consistenza liquida/fluida

Se W diminuisce, acquisisce consistenza solida

Se W tra due valori estremi,

Con carta di plasticità di Casagrande → classif. mat. a gran fine
GRANA OLUSA:

① GHIAIA o SABBIA PULITA (se cl⁻ + ghiaia → ghiaia, altrimenti sabbia)



- G {
 - GW ghiaia ben assortita
 - GP ghiaia poco assortita
- S {
 - SW sabbia ben assortita
 - SP sabbia poco assortita

Con % 200 > 12%

vuol dire che % di fine superiore al 12%
 Questo fine può avvenire o no comportando
 del materiale



Se il prossimo % 40 faccio limiti di Atterberg → SC, SM

fine < 5% PULITA

5% < fine < 12% punto se con bene assortita o monogranulare

> 12% fine condizion. comportamento → PLASTICO o no?

COMPUNQUE STUDIO SUL LIBRO, NON SI CAPISCE
 IN CAZZO

Con limiti di Atterberg

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI (1923 → pronunciato da Terzaghi nel 1936)

Nasce meccanica delle terre moderna.

TERZAGHI, 1923, 1936

Importante, padre della geotecnica moderna

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma'_{11} & \sigma'_{12} & \sigma'_{13} \\ \sigma'_{21} & \sigma'_{22} & \sigma'_{23} \\ \sigma'_{31} & \sigma'_{32} & \sigma'_{33} \end{bmatrix}$$

tensioni totali
FASE LIQUIDA
FASE SOLIDA

pressione interstiziale
tensioni efficaci

quante volte tensione nell'acqua interstiziale?

Acqua come fluido perfetto (visto in idraulica)

tensioni totali = pressione interstiziale + tensioni (o sforzi) efficaci

$$\begin{aligned}
 \sigma'_{11} &= \sigma_{11} - u \\
 \sigma'_{22} &= \sigma_{22} - u \\
 \sigma'_{33} &= \sigma_{33} - u
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma'_{12} &= \sigma_{12} \\
 \sigma'_{13} &= \sigma_{13}
 \end{aligned}$$

→ fluido perfetto non sopporta sforzi tangenziali

↓
tutte le componenti di sforzo tangenziale si ripartiscono le assume solo la fase solida mentre sforzi normali vengono ripartiti

In generale

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \quad \text{NO! non posso sommare enti di rango diverso}$$

$$u \mathbf{I} = u \delta_{ij} \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} i=j &\Rightarrow \text{componenti normali} \Rightarrow \sigma'_{11} = \sigma_{11} - u \\ i \neq j &\Rightarrow \text{componenti tangenziali} \Rightarrow \sigma'_{12} = \sigma_{12} \end{aligned} \quad (\tau_{xy} = \tau'_{xy})$$

$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \delta_{ij}$ **DEFINIZIONE DI TENSIONE EFFICACE**

Principio degli sforzi efficaci:

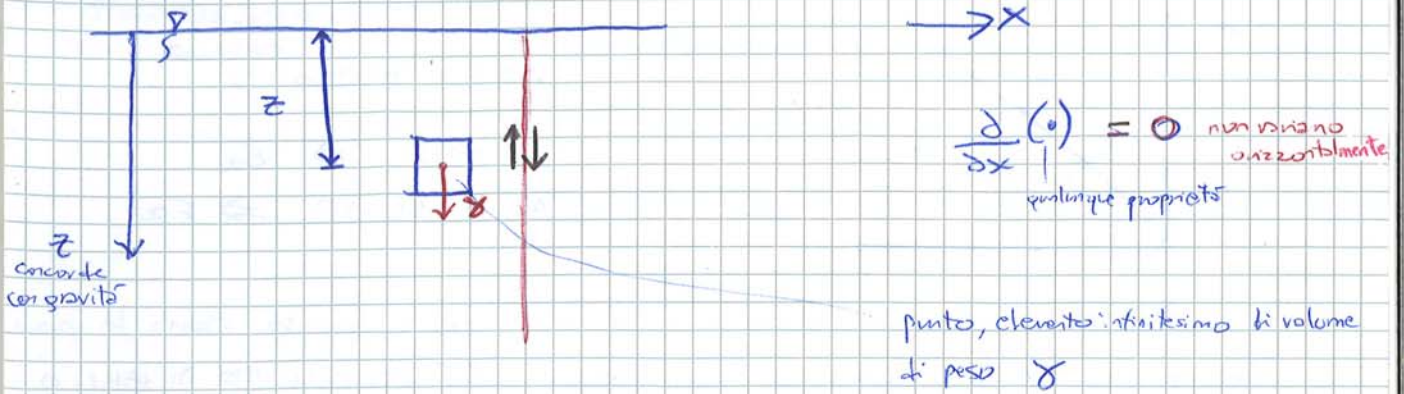
il comportamento meccanico dei terreni (variazione di volume, di resistenza, di deformazione, ...) dipende solo ed unicamente da una variazione delle tensioni (o sforzi) efficaci

Non basta applicare carico e tenere x produrre deformazioni

La variazione delle tensioni efficaci determina lo stato deformativo del corpo e quindi il comportamento

Caso dello spigno rivestito da plastica → no deformazioni perché tensioni efficaci nulle (differenza nulla)

HP: MEZZO ISOTROPPO, REGIME GEOSTATICO



Stato di sforzo > parte su qst elemento di terreno?

Tensione verticale? Ma stiamo calcolando tensione totale o tensione efficace?

Il nostro obiettivo: calcolo TENSIONI EFFICACI (tutte le componenti di tensione) di un punto

Condizioni localmente da soddisfare:

- eq. equilibrio infinite (indefinite → devono valere in qualsiasi punto) sono 3

* z concorde con gravità

* componenti normali positive se di compressione

$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0$$

per direzione z verticale

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

→ comprende tutte e 3 le eq. equilibrio (in tutte e 3 le direzioni)

EQ. DIFFERENZIALE ALLE DERIVATE PARZIALI

Un problema di frontiers liberi come qst, lo stato di sforzo determinato dalle forze di massa (con invarianza delle proprietà lungo x)

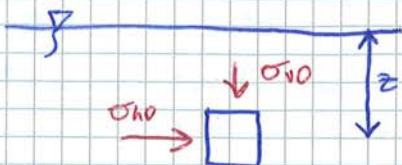
Piano di simmetria rosso → quanto valgono tensioni tangenziali su qst piano?

* Sono ^{emi-}simmetriche → identicamente nulle. **EMISIMMETRICHE** → soddisfano equilibrio o simmetria (non entrambe)

Tensioni tangenziali devono verificare equilibrio ma non soddisfano simmetria (disegno)

$$\sigma_{ij}|_{i \neq j} = 0$$

QUALUNQUE SIA IL PIANO VERTICALE, ESSO È DI SIMMETRIA E VERIFICA QST CONDIZIONE



$$\sigma_{ij} = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{vmatrix}$$

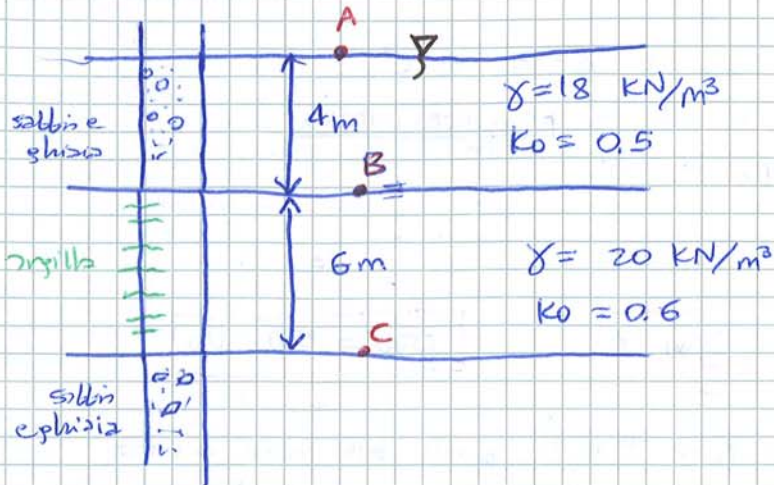
componenti di tensione in REGIME GEOSTATICO (solo peso proprio)

K_0 { terreni a grana grossa $0.45 \div 0.55$
 terreni a grana fine $0.55 \div 0.70$

vedere cosa vuol dire

NB. K_0 dipende da "storia tensionale"

Esercizio 1



Stato tensionale? nei vari punti

PUNTO	σ_{v0}	u_0	σ'_{v0}	σ'_{h0}	σ_{h0}	[KPa]
A	0*	0	0	> 0	0	
B	72	40	32	$\left\{ \begin{array}{l} 16 \\ 19.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 56 \\ 59.2 \end{array} \right.$	
C	192	100	92	$\left\{ \begin{array}{l} 55.2 \\ 46 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 155.2 \\ 146 \end{array} \right.$	

* condizione al contorno: FRONTIERA LIBERA \rightarrow tutte le componenti di sforzo ident. nulle
 Se avessi messo carico distribuito dall'esterno $\rightarrow \neq 0$

(B) $\sigma_{v0} = \gamma \cdot z \stackrel{\text{zero}}{=} 18 \cdot 4 = 72 \text{ KPa}$

$u_0 = \gamma_w \cdot z \stackrel{\text{zero}}{=} 10 \cdot 4 = 40 \text{ KPa}$
(13,8)

$\gamma_w = 9,81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \approx 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

$\sigma'_{v0} = 72 - 40 = \sigma_{v0} - u_0 = 32 \text{ KPa}$

(C) $\sigma_{v0} = \sum \Delta h_i \cdot \gamma_i = 18 \cdot 4 + 20 \cdot 6 = 192 \text{ KPa}$

$u_0 = 10 \cdot 10 = 100 \text{ KPa}$

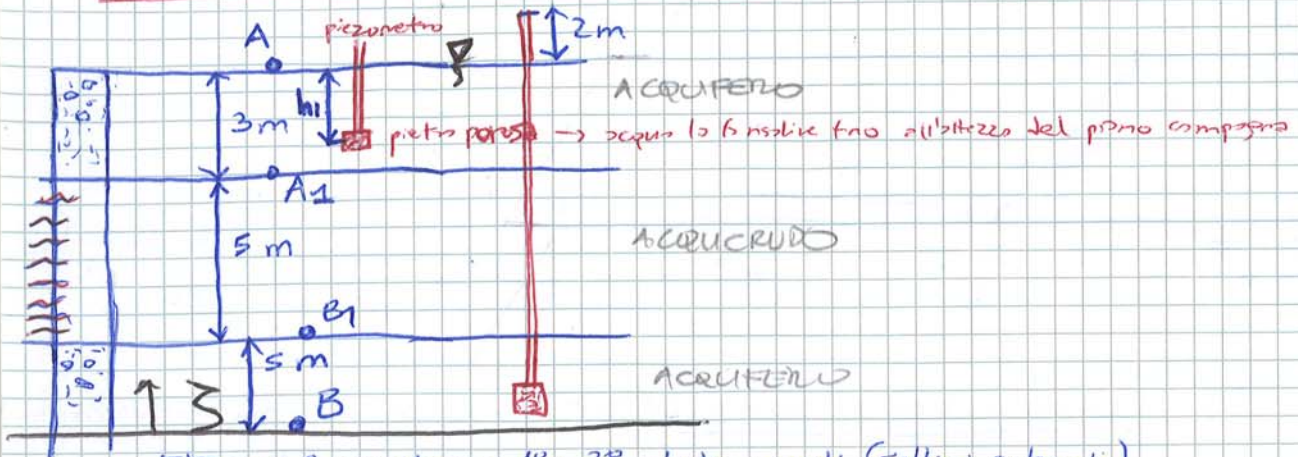
$\sigma'_{v0} = 92 \text{ KPa}$

(B) $\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} = \left. \begin{array}{l} 0.5 \cdot 32 = 16 \text{ KPa} \\ 0.6 \cdot 32 = 19.2 \text{ KPa} \end{array} \right\}$

punto d'interfaccia tra sabbie e argilla \rightarrow ho 2 valori

(C) $\sigma'_{h0} = \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \cdot \sigma'_{v0} = 55,2 \text{ KPa} \\ 0.5 \cdot \sigma'_{v0} = 46 \text{ KPa} \end{array} \right.$

Andamento pressione acqua in modo intuitivo senza eq. equilibrio
PROFILI STRATIGRAFICI E CONDIZIONI AL CONTORNO DELL'ACQUA



ERRORE: considerare 1° e 3° strato uguali (sabbiosi entrambi)

NB: in un punto di vista geologico, ho un acquifero superiore (strato permeabile) ovvero una risorsa d'acqua

ACQUICRUDO - strato argilloso contiene acqua -> NON È ACQUIFERO perché conducibilità idraulica diventa bassa che non posso estrarre quantitativi d'acqua significativi

PERMEABILITÀ 0 + giustamente CONDUCEBILITÀ IDRAULICA distingue strato sabbioso da argilloso

perm. strato sabbioso 10^{-2} m/s
 perm. strato argilloso 10^{-8} m/s \rightarrow 6-7 ordini di grandezza di diff.

h_1 - ALTEZZA misurata con piezometro

Acquifero 1° strato e acquifero 3° strato comp. diversi tra loro

dell'acqua

$$\frac{u}{\gamma_w} = \text{altezza di pressione o altezza piezometrica}$$

$$\sum z + \frac{u}{\gamma_w} = h = \text{QUOTA PIEZOMETRICA}$$

$$H = \sum z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} = h$$

CARICO TOTALE = QUOTA PIEZOMETRICA
 nella meccanica dei terreni

trascurabile nei moti di filtrazione

QUOTA

PIEZ. = CARICO TOTALE = contenuto energetico associato ad elemento fluido di peso unitario

ENERGIA POTENZIALE + EN. CINETICA ≈ 0

Se spendo 1 x argilla (tenerezza) / spendo $\frac{1}{1000000}$ x sabbia

$h_B > h_A$ (disegno di 2 pagine fa)



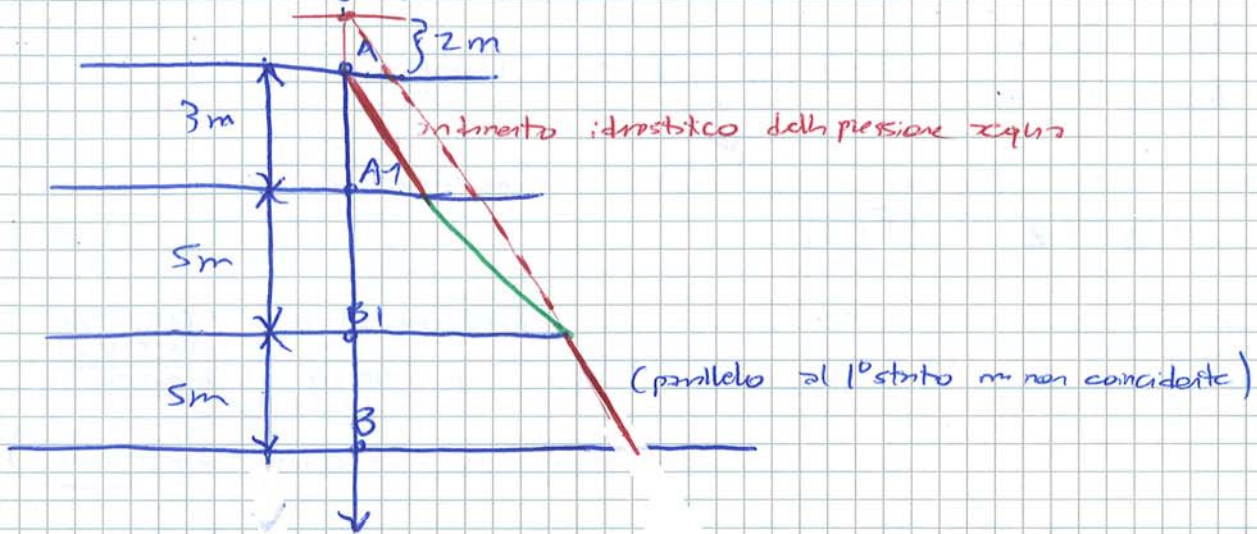
TIPO DI FILTRAZIONE DAL BASSO VERSO ALTO

no perdite di carico negli strati sabbiosi → $h_{A1} \leq h_B$

→ $h_{A1} = h_A$

E come se nell'aquifero sup. e inf. $\approx 100m$ fosse rimasto in regime idrostatico → SI COMPORTANO COME 2 SERBATOI mentre

strato argilloso è DOMINIO DI FILTRAZIONE



E nello strato argilloso? Ambiente continuo

Se strato **OMOGENEO**, perdite di energia uguali in tutti i punti

HP DI OMogeneITÀ

↓
DISSIPAZIONE LINEARE (verde)
con pendenza $\approx W$

Ho disegnato PROFILO PRESSIONE ACQUA
idrostatico

09/03/96

PROFILI STRATIGRAFICI e CONDIZIONI DI FALDA

Esempio di interesse ingegneristico



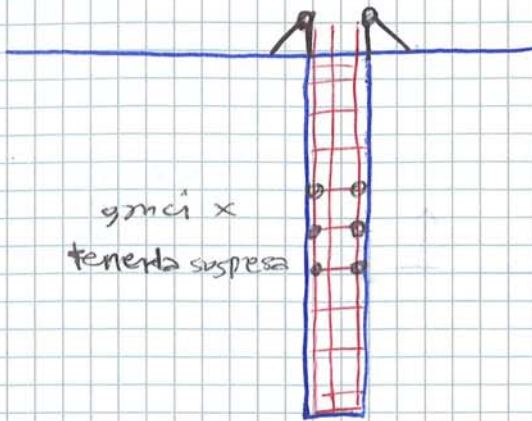
CONDIZIONI DI FALDA

devono essere accertate x ogni
acquifero

↳ DISEGNO PAGINA DOPO

Si crea moto di filtrazione da fondo verso ext.
 In realtà non meno che avviene moto particelle di sigille si depositano
 su pareti del foro che rendono parete impermeabile → STABILE SCAVO

(2) SI METTE IN OPERA ARMATURA

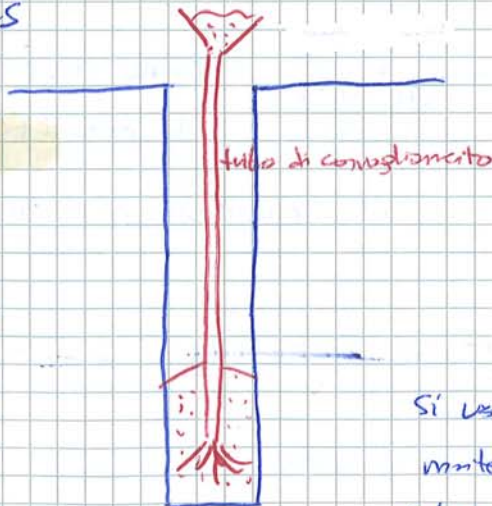


Operazione difficile
 30 metri di armatura
 ↓
 peso di 4-5 tonnellate

X adeguato ricoprimento del ferro → opportuni distributori nell'armatura x
 garantire no contatto ferro - terreno

Non viene appoggiato sul fondo-scavo (SOSPESA) xK SEMO INSTABILITÀ

(3) GETTO CLS



Non viene gettato dall'alto
 altrimenti SEGREGAZIONE
INERTI (separazione inerti)
 ↓
 NO CEMENTAZIONE OPPORTUNA

Si usa TUBO DI CONVOGLIAMENTO
 mantengo tubo immerso nel cls x
 → (meno 2-3 metri e poco poco
 visibile

Viene portato in sup. fango bentonitico che viene spazzato da cls
 raccolto in vische di decantazione → sopra sabbia da
 fango bentonitico

Fango bentonitico di poca + pesante acqua, se eccessivamente ricco di
 bentonite non viene a pulirlo e neanche → pulisce normale

* È aumentata sensibilità all'ambiente - est tecnico con fanghi bentonitici soppiantato
 da polimeri biodegradabili che non inquinano falde

Se tenuto conto di PROBLEMA IDROSTATICO, pressione dell'acqua
 dell'equifero profondo = pressione acqua equifero fessico
 ↓ DISASTRO
 SOTTOSTIMA DI U nell'equifero in pressione
 FAUDA FREATICA e non gambisco stabilità fondo sono anche avendo introdotto
 FAUDA IN PRESSIONE coeff. sicurezza

Aziende springano x univ. minimo del coeff. sicurezza

Coeff. sicurezza MAI scelto indipendentemente da scenario di rischio che non comparso.

Se sono in zona extrurbana, e lo scavo, A CIELO APERTO, al + ho qualche danno - - - -

Discorso x dire, non basta leggere marginale di sicurezza da libro, ma DA ADEGUARE A SCENARIO DI RISCHIO

NORMA NON SA DISTINGUERE I VARI CASI

Aspetto + difficile: PROFILLO STRATIGRAFICO + INTERPRETAZIONE

Devo avere tanti parametri x leggere condizioni di falda nel tempo,
SERIE TEMPORALE di DATI

↓
QUADRO COMPLETO DI 1) CONDIZIONI DI FAUDA
 2) CONDIZIONI STRATIGRAFICA

IMPORTANZA DELL'INDAGINE GEOTEKNICA

Mi racconto che x circa 20-25 mt case Bologna, non ho problemi
EXTRASCavo di 2-5 metri x realizzare solettoni di chiusure, primo
 del ferro (mi ricordo qualche metro → scavo un po' + di quello che devo)

Se supero x max, disastro, muovono tutti i bastoni

PERFORAZIONE x mettere al sito pressione MALTA DI CEMENTO x
 realizzare colonne di c/s (malta + sabbia del terreno naturale) dall'equifero profondo
 in poi (disegno)
 (da un certo profondità in poi)

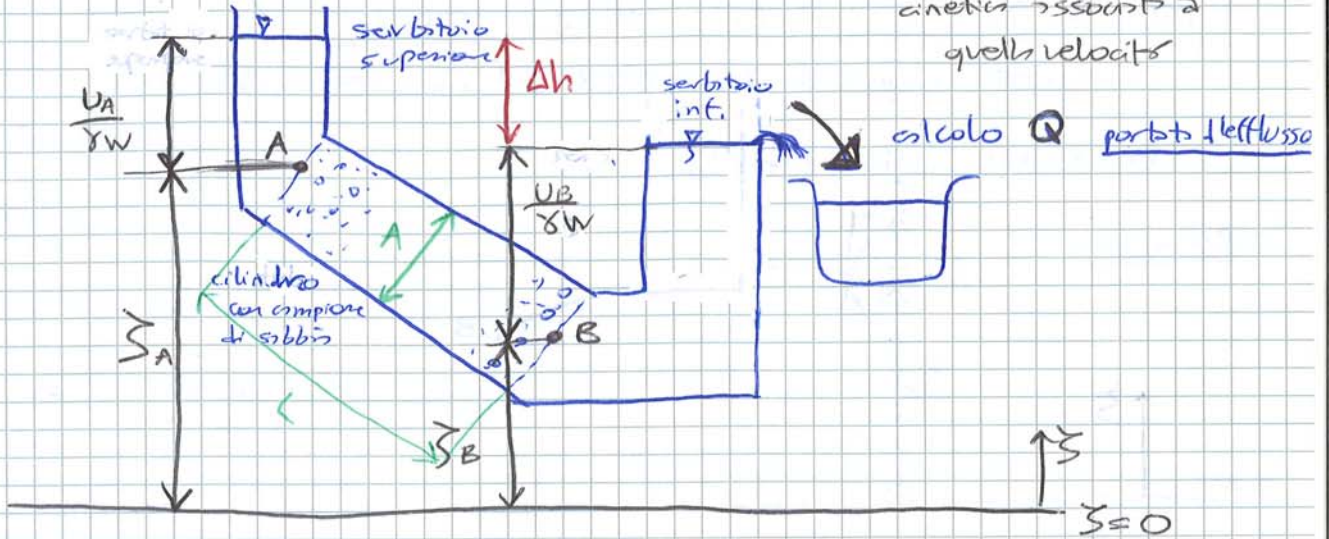
dette COLONNE DI JET-GROUTING → stabilizzo ferito
 malta + sabbia del terreno naturale

MEZZO PORSO energia totale associata al nostro elemento \approx en. potenziale
(NO CINETICA)

↓
non significa velocità
 $v_{cupo} = 0$

È trascurabile l'altezza cinetica associata a quella velocità

DARCY



$h_A > h_B \rightarrow$ esiste moto di filtrazione, posso calcolare PORTATA DI FILTRAZIONE

$$Q = K \frac{A}{L} (h_A - h_B)$$

coefficiente di permeabilità

$$\frac{Q}{A} = v$$

$$\frac{h_A - h_B}{L} = \frac{\Delta h}{L}$$

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

PERDITE DI CARICO
riferite al percorso specifico

GRADIENTE IDRALICO
o
CADENTE PIEZOMETRICA

$$v = K i$$

LEGGI DI DARCY
adotta x via sperimentale

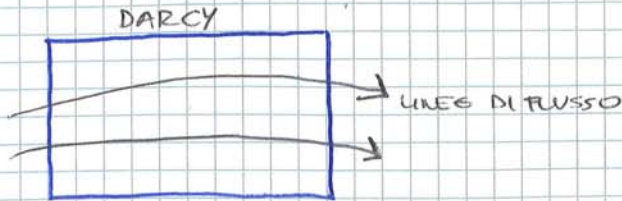
K = coefficiente di permeabilità
o
conduttività idraulica

Pressione nel punto B > Pressione nel punto A
ma moto $A \rightarrow B$

(NB) VERSO del MOTO di FILTRAZIONE è determinato da quota piezometrica h e non altezza legata pressione $\frac{u}{\gamma_w}$

$h_A > h_B$
 $u_B > u_A$

Moto del fluido nel caso reale è MOTO ROTAZIONALE, quindi complicato



Moto monodimensionale visto fino ad ora $v = v(x)$

Se osservo moto di filtrazione 3D

$$\underline{v} = K \underline{i}$$

(vettore \underline{i})

$$\underline{i} = -\nabla h$$

gradiente di $h = h(x, y, z)$

$$\underline{v} = K(-\nabla h)$$

localmente, moto avviene nella direzione di perdita di potenziale (seguendo linee) \underline{i} coincide con decrescita di h



È potenziale h t.c. $\underline{v} = -K \nabla h$

Allora è un MOTO A POTENZIALE → IRROTAZIONALE

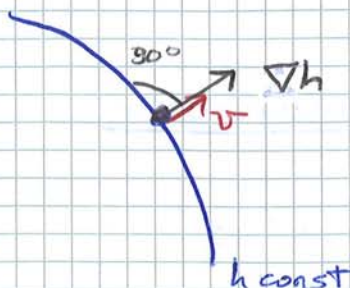
Se esiste potenziale, esso è C.N. e C.S. x irrotazionalità

Mondo complicato → mondo semplice

$$h = h(x) \quad \underline{x} = (x, y, z)$$

h (potenziale scalare) è fx del punto

Superficie $h = \text{cost}$ → nel mondo 3D è descrizione di una superficie (equipotenziale)



superficie equipotenziale in 3D

lines equipotenziale in 2D

Considero 2D → $\nabla h(x_0)$ ortogonale alla superficie

$$\underline{v} = K \nabla h$$

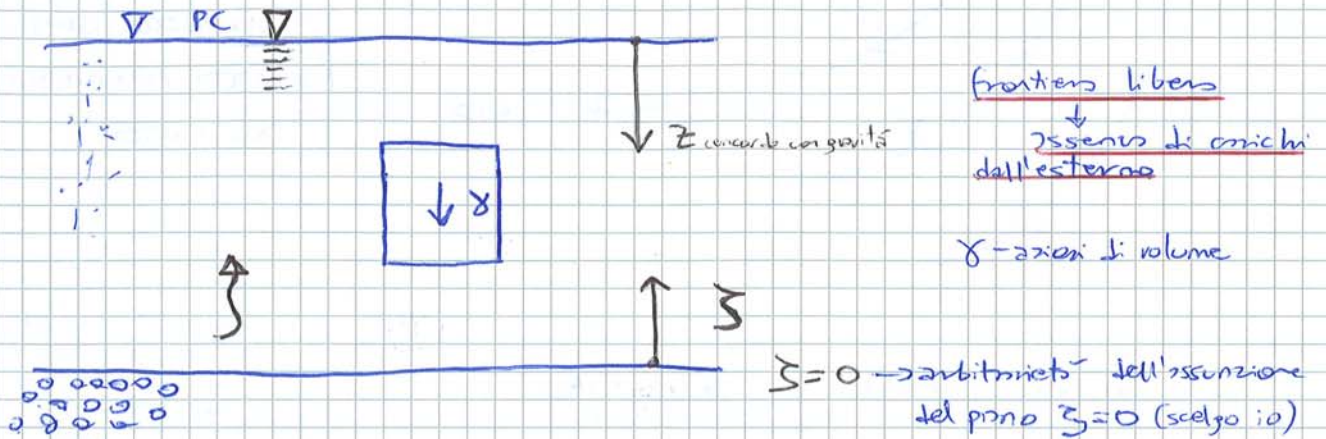
se K scalare, \underline{v} e ∇h collineari (parallelo)

\underline{v} alterato solo nel modulo

PRESSIONE non è + quella idrostatica, varia in funzione del moto
 Come si esprimono le eq. equilibrio della parte solida in presenza di
 moto di filtrazione, ovvero interazione fase solido - fase liquido?
 Rimangono le stesse o no?

Se cond. idrostatiche scheletro solido come abbiamo già studiato, un moto
 di filtrazione genera moto di trascinamento 14/03/16

CONDIZIONI DI EQUILIBRIO IN PRESENZA DI FILTRAZIONE [par. 3.5]



Devono essere soddisfatte le EQ. INDEFINITE D'EQUILIBRIO (sempre la 1^a cosa)

EQUILIBRIO ALLA
TRASL. VERTICALE

$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0$$

NB.

il primo indice indica la picatura (piano con normale asse x)
 il secondo indice indica la direzione (asse z)



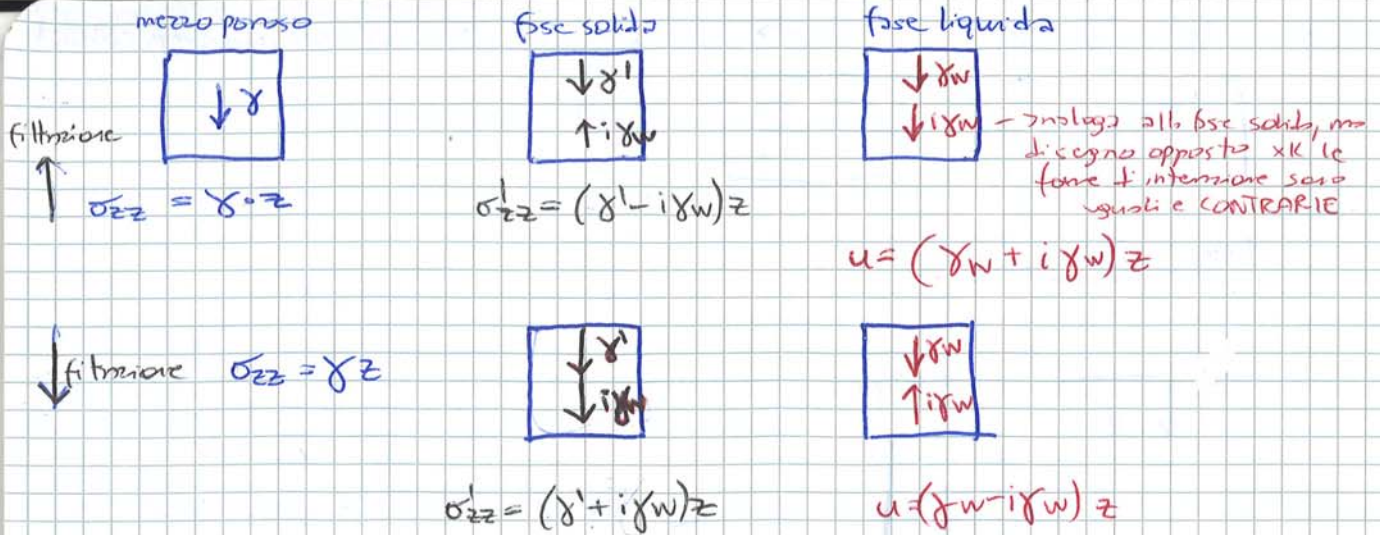
CASO 1D:

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} - \gamma = 0$$

$$\sigma'_{zz} + u = \sigma_{zz}$$

② $h = \bar{z} + \frac{u}{\gamma_w} \Rightarrow u = \gamma_w (h - \bar{z})$

① + ② $\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z} = \gamma + \gamma_w$
 $\underbrace{\quad \quad \quad}_{-\gamma}$



* Il discorso che stiamo facendo è studiare le forze interne di SdK (tensioni che nascono all'interno del solido lungo piano SL)

Azione di liscio e di accorde e discorde con grinta a seconda del verso del moto di filtr.

CARPO SISMICO è un esempio di campo che si somma al campo gravitazionale che si comporta in qst modo

Assumo, allora, gradiente idraulico concorde con verso del moto di filtr.

Domanda: condizioni d'equilibrio dello scheletro solido sono sempre verificate o no?

MOTO DELL'ACQUA VERSO ALTO

$\sigma'_{zz} = (\gamma' - i\gamma_w)z \Rightarrow \sigma'_{zz} = 0$ se $i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$

gradiente idraulico critico

indipendente da profondità, tensioni efficaci diventano nulle

FLUIDO PESANTE, mezzo poroso diventa come liquido pesante (LIQUEFAZIONE)

che ho perso ogni resistenza al taglio → CONSEQUENZE CATASTROFICHE

↓
intensa perdita qualunque resistenza

Liquefazione — c. costante producono moto di filtrazione verso l'alto, e gradiente idraulico pari all'unità ($\approx 1, 0.8$) $\frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 0.8$

$i \approx 0.8 \div 1$

ROTTURA PER SIFONAMENTO

$$\frac{4}{4+2d} = \frac{ic}{3} \approx \frac{1}{3} \quad \text{assumendo } ic \approx 1$$

Nella pratica faccio i calcoli esatti ($ic \neq 1$)

$$12 = 4 + 2d \Rightarrow \boxed{d = 4 \text{ metri}}$$

Resistenza pratica in caso di 4 m, evito sifonamento → dimensiono pratica

Scavi determinano sempre moto di filtr. → dimensiono strutture prima di tutto da l punto di vista

GERARCHIA DI DIMENSIONAMENTO:

IDRAULICO, poi vengono dimensionamento geotecnico, ←

- 1) IDRAULICO
- 2) - - -
- 3) - - - vedere!

Se ho dimensionato idraulicamente, liquefazione del terreno (terreno ribollisce e in più senso segni premonitori → non prevedibile)

↓
NON RICONOSCO IL FENOMENO → COEFF. SICUREZZA elevatissima (3)



Sacchetti di sabbia pronti da mettere in opera + cartolina → prendono e li mettono in opera (verde) secondo buco centrale - AUMENTO TENSIONI

EFFICACI (evita costazioni critiche) x evitare sottospinte del terreno

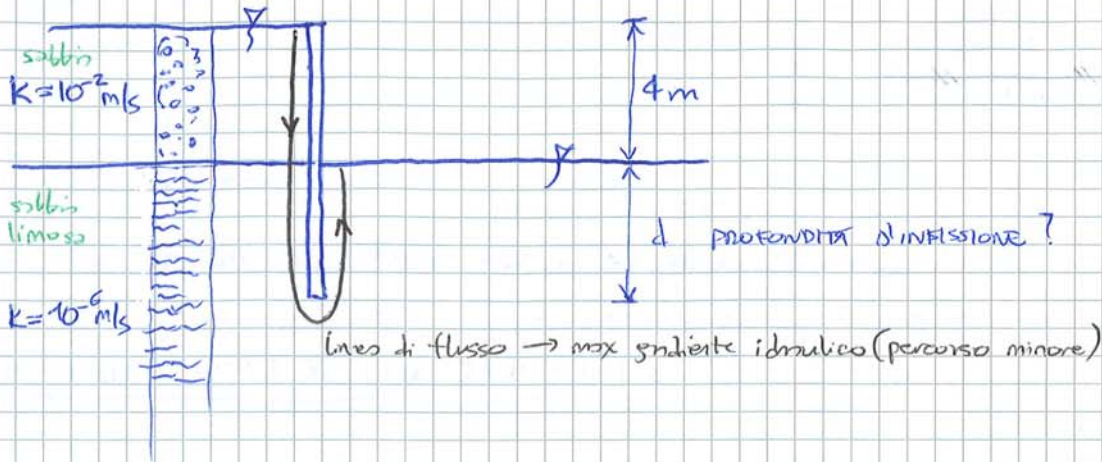
con velle argilla, si lascia buco x far in modo che acqua possa sfogarsi subito nella sua energia anziano subito a Patm

Primo → calcolo distribuzione della pressione dell'acqua a monte della paratia

Quanto vale ?

A monte alleggerimento della pressione
 A valle si appesantisce " "

I rinaldi inseriti su pozzi → non modificano idraulica del sistema; i moti di filtrazione sono indipendenti da essi



$7s = 3 \Rightarrow \frac{i_c}{i} = 3$ x evitare liquefazione

Sabbia $v_s = i_s \cdot K_s$

Limo $v_e = i_e \cdot k_e$

in che rapporto stanno? In sabbia come, in limo piano, particelle si mettono in coda x passare nel limo

VELOCITÀ DETTATO DA STRATO - PERMEABILE

velocità molto nella sabbia o veloce come in sabbia xk si mette in coda

continuità imporre →

$v_e = v_s$

$i_s = 10^{-4} i_e$

$i_s = i_e \cdot \frac{k_e}{K_s} = \frac{10^{-6}}{10^{-2}} i_e$

gradiente idraulico - significato fisico

Perdita di carico per unità di lunghezza

Se perdo 1 nella strato limo, perdo 10000 nella sabbia

↓

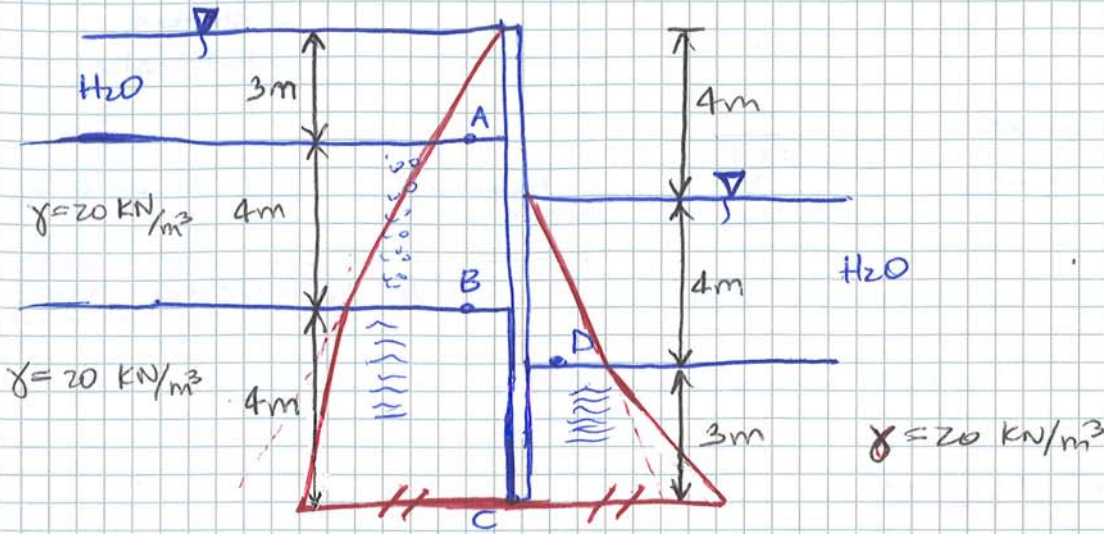
PERDITE DI CARICO SI CONCENTRANO NELLO STRATO DI LIMO

Dimostrato analiticamente xk passa trascurare gradiente idraulico negli strati + permeabili, quindi ce ne sono anche - permeabili

↳ strato sabbioso si comporta come serbatoio

Acqua in strato sabbioso si scende come fosse serbatoio, ma non lo è
 Se fosse serbatoio → acqua starebbe ferma → non ci sarebbe continuità

(IMPOSSIBILE che in sabbia ferma ci in limo monumentato)



$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{4}{4+3} = \frac{4}{7}$$

percorso lungo il quale si verificano perdite di carico

effetto di tutto ciò che ci sta sopra - TENSIONE TOTALE

punto	σ_{v0}	u	σ'_{v0}
A	30 kPa	30	0 (tensioni totali e pressione acqua coincidono)
C	190 kPa	$(7 + 4 \cdot \frac{3}{7}) \gamma_w$	$\sigma_{v0} - u$

$$(c) \quad \sigma_{v0} = \underbrace{3 \gamma_w + 4 \cdot 20 + 4 \cdot 20}_{\sum \gamma_i \Delta H_i} = 190 \text{ kPa}$$

$$u = 3 \gamma_w + 4 \gamma_w + 4 (\gamma_w - i \gamma_w) = 7 \gamma_w + 4 \gamma_w (1 - \frac{4}{7}) = (7 + 4 \cdot \frac{3}{7}) \cdot \gamma_w = 87.1 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u = 102.9 \text{ kPa}$$

Spisco che + vado in fondo + rischio sifonamento. Posso evitarlo ad esempio riempendo d'acqua fino all'orlo (in altre cose evita di avere perdite idraulica)

tensore $T_{ij} \Rightarrow$ isotropo \Rightarrow devo cercare str. simmetrica di T_{ij} , in modo
 che variando SR, le sue componenti
 componenti di T_{ij} sono
 invarianti rispetto al SR
 non variano, sempre le stesse. *

ISOTROPIA - INVARIANZA rispetto al SR

* Che struttura? $\lambda \underline{\underline{T}} = \lambda \delta_{ij}$

Esempio + esotico? Fluido perfetto

TENSORE SFERICO \rightarrow l'ordine dell'inerzia, sempre stesso valore numerico

$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \epsilon_{kl}$ Tensore isotropo del 4° ordine, che struttura deve
 avere D_{ijkl} \times essere isotropo il materiale?

$$D_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \alpha \delta_{ik} \delta_{jl} + \beta \delta_{il} \delta_{jk}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ij} &= (\lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \alpha \delta_{ik} \delta_{jl} + \beta \delta_{il} \delta_{jk}) \epsilon_{kl} = \\
 &= \lambda \underbrace{\epsilon_{kk}}_{\delta_{kk} \cdot \epsilon_{kk}} \delta_{ij} + \alpha \underbrace{\epsilon_{ij}}_{\text{tensore simmetrico}} + \beta \epsilon_{ji} =
 \end{aligned}$$

$$= \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + (\alpha + \beta) \epsilon_{ij} =$$

$$\boxed{= \lambda \epsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij}} \Rightarrow \lambda, \mu \text{ 2 costanti elastiche } \underline{\text{Lamé}}$$

indice ripetuto
indice sommatorio

Ho dimostr. matematicamente perché 2 cost elastiche e non 81
 Attraverso derivazione abbiamo scritto legame elastico nella forma + generale
 possibile

A MEMORIA!

Legame diretto: (λ, μ)

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

Legame indiretto: (E, ν)

$$\epsilon_{ij} = \underbrace{\frac{\nu}{E}}_{\text{Poisson}} \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} + \underbrace{\frac{1+\nu}{E}}_{\text{Young}} \sigma_{ij}$$

Un problema di qst tipo è complicato

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

3 eq. indefinite di equilibrio nel punto x
6 σ_{ij} indipendenti

Qst 3 equazioni non mi permettono di risolvere problema XK le componenti indipendenti di tensioni sono 6 \rightarrow problema non è chiuso.

Devo aggiungere anche relazione tra deformazione (3 nuove incognite)

(2) $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$

EQ. CONGRUENZA (m non sono eq. congruenze ---)

Componenti di def. in funzione del gradiente + spostamento

ϵ_{ij} = gradiente di deformazioni infinitesime

(2) \rightarrow 6 equazioni indipendenti

6 ϵ_{ij} indipendenti + 3 componenti di spostamento u_i

(1) + (2) = 9 eq. indipendenti UNIVERSALI (qualunque sia la natura del continuo)
15 incognite

Ma ora devo tenere conto, nella definizione della risposta, della costituzione del materiale usato - INTRODUCO LEGAME COSTITUTIVO ELASTICO

(3) $\sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij}$

6 equazioni costitutive scalari, un λ ogni comp. indipendente di tensione

Allora ora (1) + (2) + (3) \rightarrow PROBLEMA A 15 EQUAZIONI IN 15 INCOGNITE

Integrazione di qst equazioni comporta def. corretta delle condizioni al contorno

COND. CONTORNO - cosa sta succedendo alla frontiera

Devo essere in grado che il mio problem ben posto (esiste soluzione unica e stabile)

$\sigma_{ji} n_j = q$

$\forall x \in (\mathbb{R}^3, z=0)$

$\sigma_{ji} n_j = 0$

$\forall x$ esterno $[0, \mathbb{R}^3]$

$[-R, R]$

$E = E(\epsilon)$ non lineare

$E = E(x)$ eterogeneità meccanica

$$E_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})]$$

Calcolo in corrispondenza della mezzeria dei vari strati che sono stati presi in cons.

Discretizzando \Rightarrow

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta H_i &= E_{zz} \cdot h_i \\ W &= \sum \Delta H_i \end{aligned} \right.$$

sommatoria degli allungamenti dei vari strati m da cedimento della fibra

$$W = \int_0^H E_{zz} dz$$

Integrale se lavoro con frazioni nel risultato ing. discretizza intervallo in numero di strati \rightarrow somma i vari allungamenti dopo averli calcolati

Nota geometria e intensità unico \rightarrow deve conoscere componenti di tensione alla frontiera

(Equazione 9.15)

PRECISAZIONE

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

Nota campo di spostamento u_i

\downarrow
 E_{ij}

Immagino di vedere problema inverso:

$$E_{ij} \rightarrow u_i$$

\neq PROBLEMA BEN POSTO

6 equazioni in 3 incognite \rightarrow PROBLEMA SOVRADIMENSIONATO \rightarrow servono RESTRIZIONI

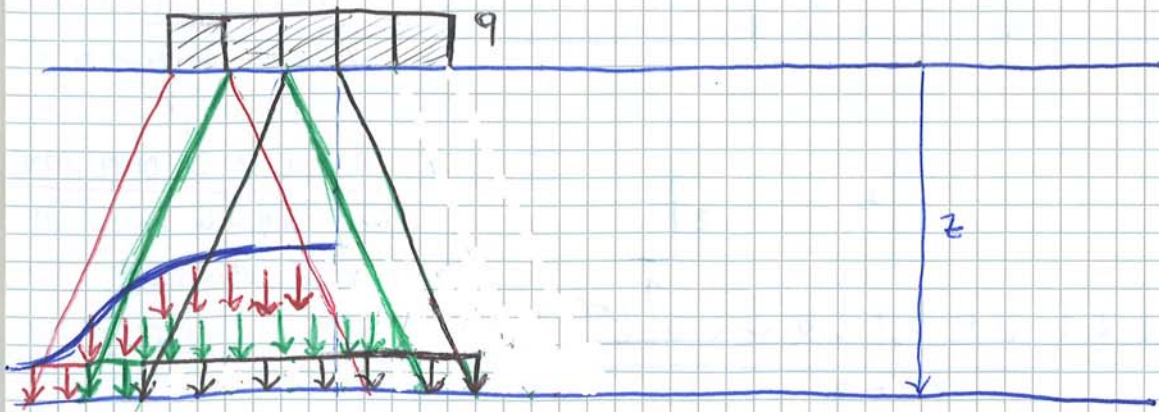
RESTRIZIONI

$$\frac{\partial E_{ij}}{\partial x_{jk}} + \frac{\partial E_{hk}}{\partial x_{ij}} - \frac{\partial E_{ih}}{\partial x_{jk}} - \frac{\partial E_{jk}}{\partial x_{ih}} = 0$$

Eq. tirate fuori da de Saint Venant - EQ. CONGUGENZA vere

Eq. necessarie x rendere problema ben posto e non sovradimensionato (6 eq. in 6 incognite).

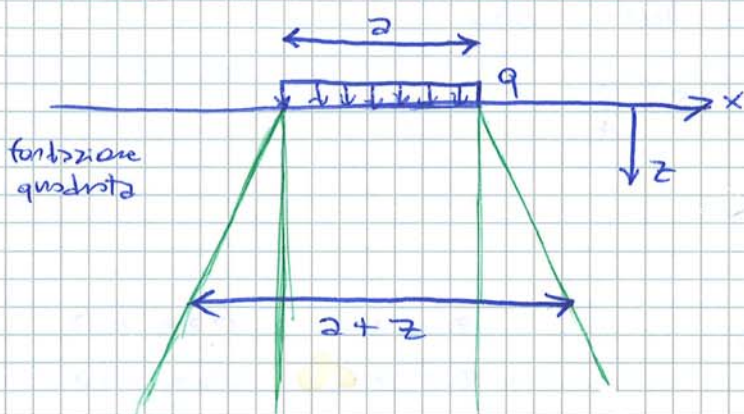
EQ. CONGUGENZA - campo di deformazione non può essere assegnato arbitrariamente ma deve regolarsi



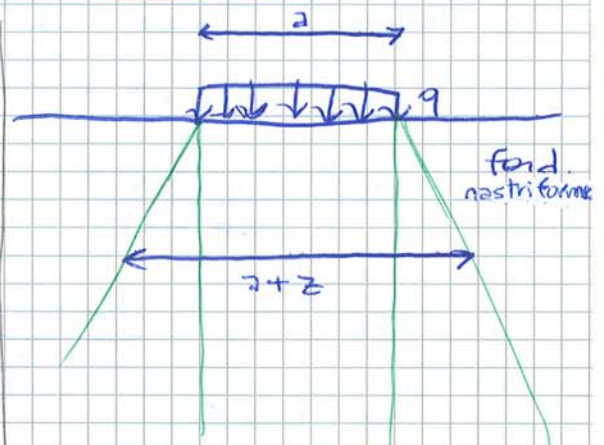
STO APPLICANDO PRINCIPIO SOVRAPPOSIZIONE EFFETTI

sto facendo manualmente e ottengo COMO DI DIFFUSIONE in direzione verticale e orizzontale

PROBLEMA PIANO NELLE DEFORMAZIONI; TRAVE NASTRIFORME ($E_{yy} = 0$)



$$\sigma_{zz} = q \frac{a^2}{(a+z)^2} = q \frac{1}{\left(1 + \frac{z}{a}\right)^2}$$



$$\sigma_{zz} = q \frac{a}{2+z} \quad \text{non al quadrato}$$

$$= q \frac{1}{1 + \frac{z}{a}}$$

Tensione indotte si sommano molto lentamente
 A parte di q e geometria, compare tensione maggiore, cedimento maggiore.
 Inoltre, sommano tutto insieme solo nel piano del foglio, non antipodalmente perché con fondo quadrato entrambi.

Qst superficie corrisponde ad un bulbo (ex. cipolla)

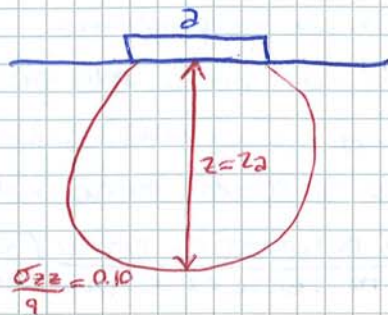
CONCLUSIONE: fondazione quadrata, tensione indotta σ pari a 10% del carico quando profondità = $2a$

fondazione rettangolare, 10% carico con profondità = $4a$

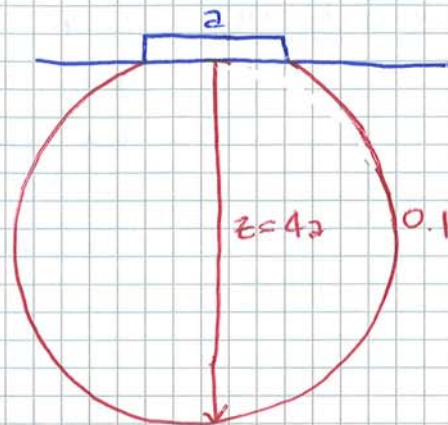
oltre qst punto NO DEFORMAZIONI

Implicazioni pratiche

fond. quadrata



fond. rettangolare

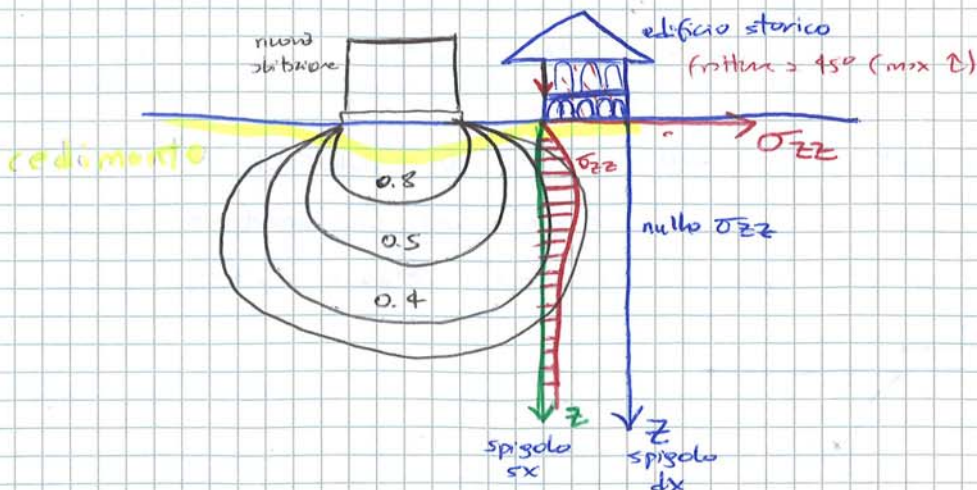


Qst è VOLUME SIGNIFICATIVO volume che condiziona comportamento della fondazione e cedimenti

Plates di 10 m \rightarrow profondità vado fino a 20 m almeno
costo?

COME CALCOLO CEDIMENTO?

Fondazione in zona urbana



Maggiore area di fondazione, maggiore bulbo, + rischio di cedimento anche lontano da fondazione \rightarrow VALUTAZIONE CEDIMENTI INDOTTA STRUMENTO BUBBO di Esler

pag. 486 → completamente svolto

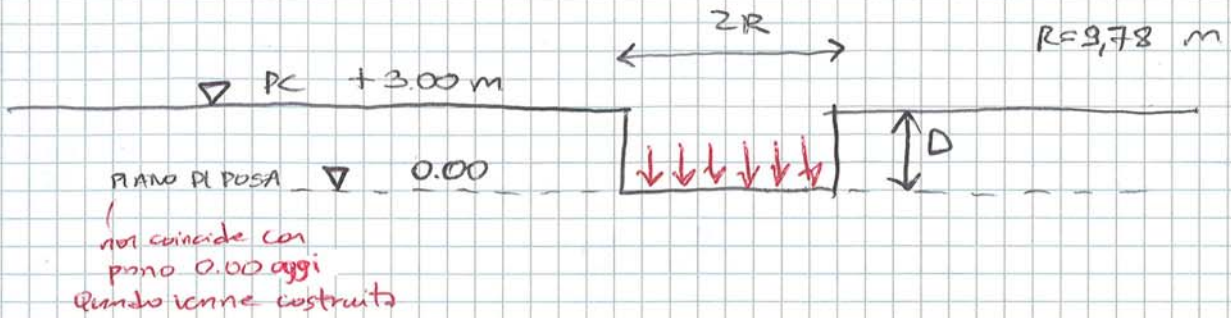
Tabella

profondità media del generico strato

z_m σ'_{v0} U_0 σ'_{v0} $\Delta\sigma'_v$

tensione indotta ↓ carico della torre

$$\Delta\sigma'_v = \frac{qN}{\text{netto}} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad \text{eq. 9.15}$$



$W = 141,75 \text{ MN}$
peso
torre

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

Un tempo tecnici era "SCAVAR POCO, FONDAR LARGO" x non incontrare folla

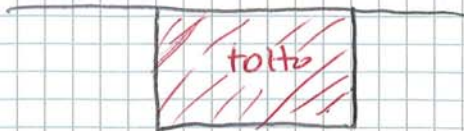
Concetto di $q_{NETTA} = qN = q - \gamma \cdot D$

PARTE IN ECCESSO

profondità del
piano di posa

Asportare terreno fino al piano di posa → un certo volume di terreno

FONDAZIONE
COMPENSATA



Carico trasmesso sotto è al più $\gamma \cdot D$

Discorso finale → non considero tutto il valore di q ma quello netto

Hp Se particelle d'acqua e del solido sono incompressibili,

variazione di volume totale = scambiato in tramite superficie
nell'unità di tempo

$$\frac{\partial \epsilon V}{\partial t} = \nabla \cdot \underline{v}$$

$v = -K \nabla h$ DARCY

$$h = \zeta + \frac{U \text{sbavanna}}{\gamma_w} + \frac{U}{\delta w}$$

in costante sbavanna (variaz. dell'u lineare con profondità)

soprapressione interstiziale (introdotta con carico applicato)

$$\frac{\partial \epsilon V}{\partial t} = -K \nabla \cdot h = -K \frac{\nabla \cdot u}{\delta w}$$

ho dovuto esprimere

NOVITA': EQ. COSTITUTIVE in termini di TENSIONI EFFICACI

↓
 dopo introdurre pressione acqua
 ↓
 un'equazione in t

22/03/16

CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE [par. 3.6]

(a) $\partial \sigma_{ij} - b_i = 0$

(b) $\epsilon_{kk} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_h}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_h} \right)$

(c) $\sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} = \sigma'_{ij} - u \delta_{ij}$

(d) $\frac{\partial \epsilon V}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = 0$

EQUAZIONI DI CAPO

+

CONDIZIONI INIZIALI e AL CONTOURNO

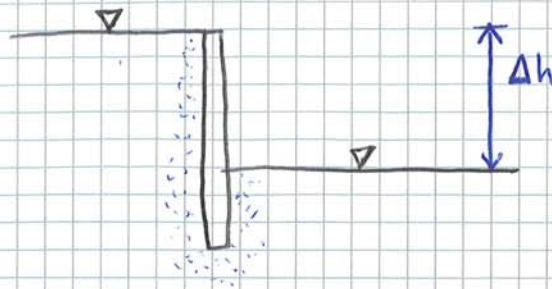
SOLUZIONE DESCRIVE IL "PROBLEMA ACCOPPIATO" del moto del fluido interstiziale e del campo deformativo dello scheletro solido

NB

SOVRAPPRESSIONE ACQUA ≠ PRESSIONE ACQUA

compre sin in (d) che in (c) → ACCOPPIATO si dice il problema perché non riesco a risolvere un'equazione senza l'altra

Esempio



Concetto di condizioni drenate e concetto CENTRALE $\times K$ mi permettono di semplificare problemi estremamente complicato

NB. In presenza di materiale a grani fini, se applico carico così lentamente da impedire compressioni interstiziali \rightarrow si CONDIZIONI DRENATE (ma mai nella realtà, solo in laboratorio)

(b) CONDIZIONE "NON DRENATA": circostanza nella quale localmente (nel generico punto) l'elemento di volume non scambia acqua con l'ambiente circostante

Condizione non drenata \approx la vecchia condizione ADIABATICA (sistema chiuso, non scambia con ambiente circostante)

Non più che insorgere SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE = CARICO APPLICATO

QUANDO SI VERIFICA QUESTA CONDIZIONE? MAT. A GRANA FINE

Se le particelle sono incompressibili e l'acqua è considerata incompressibile, non ci possono essere variazioni di volume e pertanto si può assumere che $\frac{\delta E_V}{\delta t} = 0$ all'istante iniziale.

Questa circostanza si verifica nei materiali a grani fini aventi basso coefficiente di conducibilità idraulica

(a riduzione)

Avanzo di Carico applicato è esattamente uguale all'incremento di U , indipendentemente da profondità

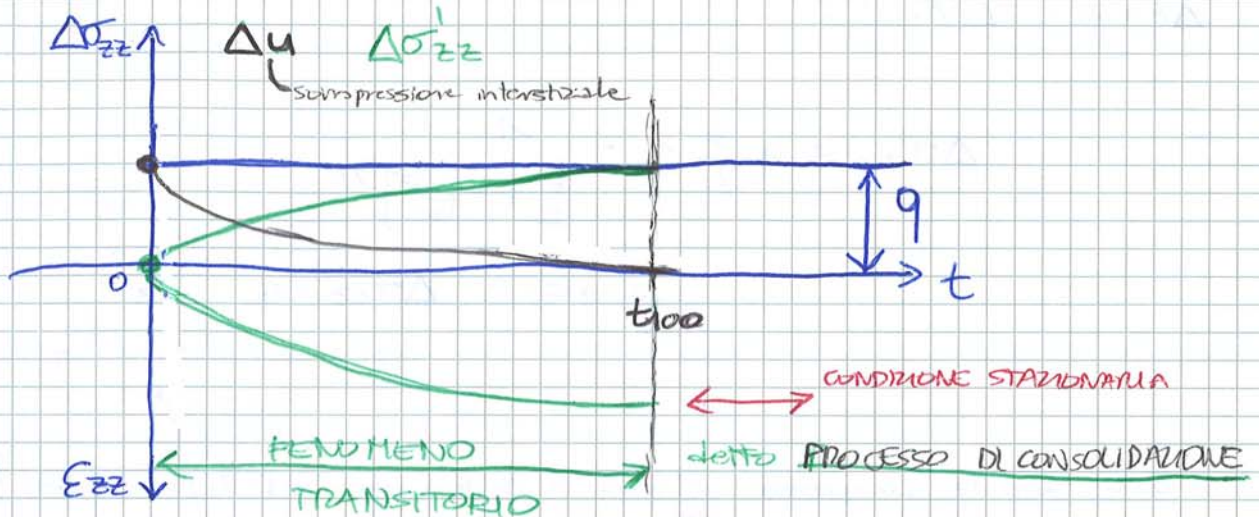
(a riduzione)

Anche $\Delta\sigma_{rr}^i = 0 \Rightarrow \boxed{\Delta\sigma_{rr} = \Delta u}$



non posso nemmeno def. laterali, né def. assiali

CONDIZIONE NON DRENATA (prima fine)



t_{100} - istante al quale l'intera compressione si è scaricata

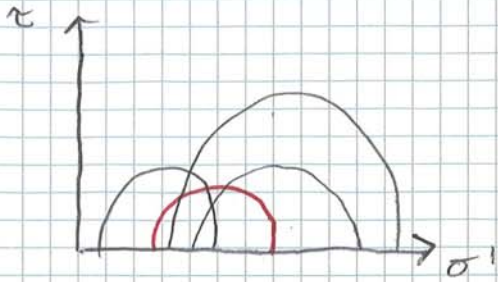
$$t = t_{100} \Rightarrow \begin{cases} \Delta u = 0 \\ \Delta\sigma_{zz}^i = \Delta\sigma_{zz} \end{cases} \quad \text{carica applicata tutta trasformata in tensioni efficaci}$$

PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE descrive cost. evolvere della pressione interstiziale, delle tensioni efficaci e delle comp. di deformazione

COND. INIZIALE NON DRENATA \rightarrow P. CONSOLIDAZIONE (fen. transitorio nel tempo) \rightarrow CONDIZIONE STAZIONARIA (tutte tensioni totali \downarrow tensioni efficaci)

! RICORDO ! + grande K_v + grande fenomeno transitorio

Per mt. a grana grossa NON C'È QUESTO GRAFICO (FORSE?)



PIANO DI MOHR

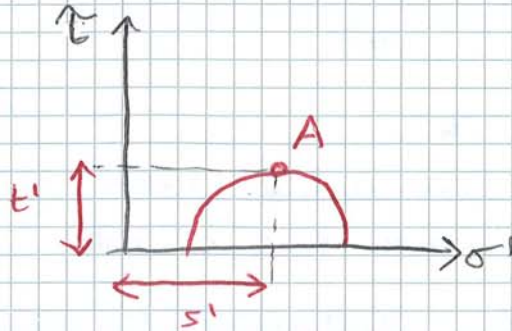
condizione iniziale

Successione cerchi di Mohr - evoluzione stato tensionale **NON È LEGGIBILE!**

Invece che cerchio di Mohr, rappresento stato tensionale tramite un solo punto A

che, solo mi contenzerà individuo proprio quel cerchio di Mohr

Posso dimettermi del cerchio di Mohr

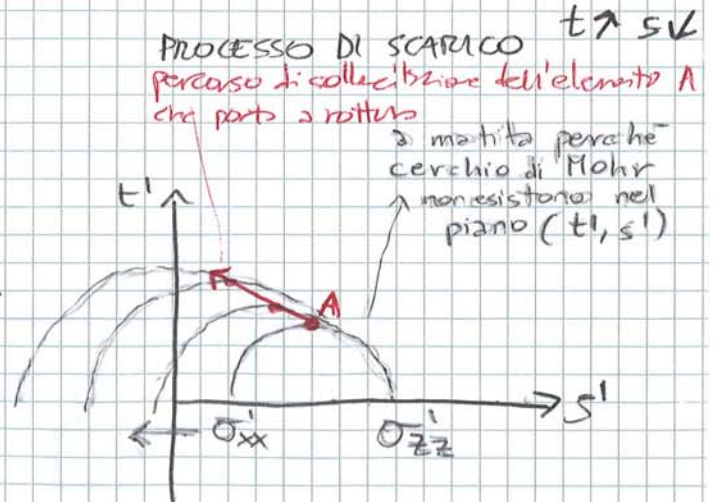
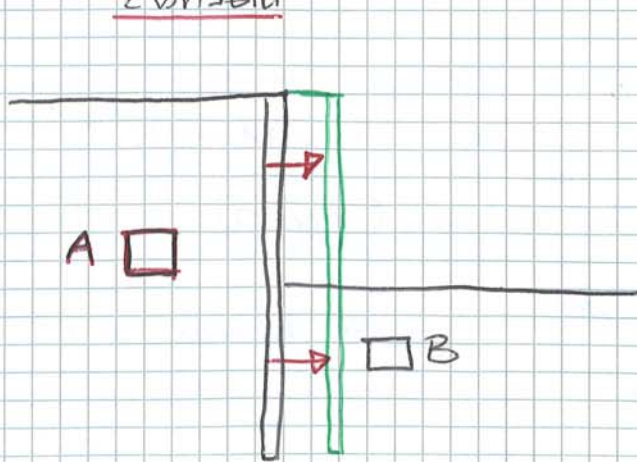


Cerchio di Mohr → un punto contenistico VERTICE

Al posto di $(\sigma_{zz}, \sigma_{xx}) \rightarrow \begin{cases} s' = \frac{\sigma_{zz} + \sigma_{xx}}{2} \\ t' = \frac{\sigma_{zz} - \sigma_{xx}}{2} \end{cases}$

MATERIALE ANELASTICO, ISOTROPO

NB. Legge percorso di sollecitazione del pino individuato da 2 variabili



tensione verticale efficace

σ_{zz} cambia durante trazione? NO, sempre $\gamma \cdot z$

σ_{xx} cambia, si riduce perché elemento A subisce trazione

CERCHIO DI MOHR HA un estremo fisso, l'altro diminuisce progressivamente

Introduco l'IPOTESI DI SFORZO OMOGENEO

{ H_p sforzo omogeneo
componenti assialsim.

(1) $\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0$ eq. equilibrio lungo comp. radiale

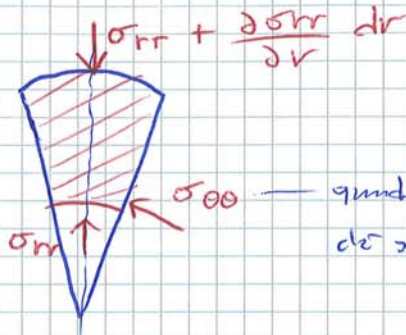
In A, B, C, ... σ_{zz} e σ_{rr} non cambiano

È volume finito, ma ogni punto interno ad esso si comporta allo stesso modo degli altri punti — OMOGENEITÀ DELLO STATO DI SFORZO e di DEF.

Questo vuol dire che posso assimilare il mio provino di laboratorio ad elemento di volume.

(1) → $\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta}$

NB.



quando scrivo eq. equilibrio in direzione radiale, che anche componente di $\sigma_{\theta\theta}$

Allora quante sono le comp. indipendenti di tensione (principali)?
sono 2

↓

Rappresento percorso di Sell. in un piano (usando come vett. le 2 comp. di tensione o qualsiasi coppia di combinazione di esse)

VARIABILI DI SFORZO

VARIABILI DI DEFORMAZIONE

(1) $p = \frac{\sigma_{zz} + 2\sigma_{rr}}{3}$ tensione media

$E_V = E_{zz} + E_{rr} + E_{\theta\theta} = E_{zz} + 2E_{rr} = E_{zz} + 2E_{rr}$

(2) $q = \sigma_{zz} - \sigma_{rr}$ tensione deviatorica
tensione degli sforzi

$E_S = \frac{2}{3} (E_{zz} - E_{rr})$
risposta deviatorica

dove esce $\frac{2}{3}$?

$dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} = p dE_V + q dE_S$

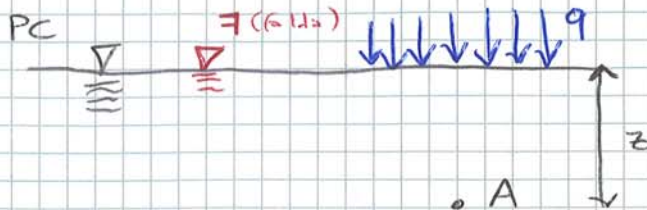
Perché non σ_{zz} e σ_{rr} e invece qst combinazioni?

Separa così la risposta di volume o

di compressibilità + risposta di forma (2)
o di deformabilità (distorsioni, riferimento) > rigidità

Tensione media cambia se totale o efficace, quella deviatorica no
 Perché? Acqua non è responsabile dei componenti di forma (non ha rigidità), è responsabile solo di quelli di volume!

Allora
$$\begin{cases} p' = p - u \\ q' = q \end{cases}$$



Disegno pagina prima.

Variatione di pressione interstiziale



con variazione lungo asse x,

non lungo asse y

Infatti segmento orizzontale

$\left\{ \begin{array}{l} \text{variazioni di } u \rightarrow \text{spost. in un'orbita su profilo} \\ \text{applicazione di } q \rightarrow \text{spost. in direzione su profilo} \end{array} \right.$

Con q questo sia tensione media p che deviatorica $q \rightarrow$ spostamento in diagonale

AB: total stress path TSP

Ipotizziamo terreno a grana fine (bassa conducibilità idraulica)

NB Se applicassi q in modo così lento da evitare sovrappressioni interstiziali (rispetto) di essere in condizioni drenate, allora differenza tra ^(tensioni) totali e efficaci è u_0 , cioè

ESP (Effective stress path) parallelo a TSP

ESP avrà un eccesso di sovrappressioni interstiziali $\rightarrow A'A''$

risposta non lineare $\rightarrow \Delta u$ variabile

Δu = sovrappressione interstiziale

$$p' = \frac{(\sigma_{zz} - u) + (\sigma_{rr} - u) + (\sigma_{\theta\theta} - u)}{3} = p - u$$

$A'A''$ = ESP in condizioni non drenate (mentre $A'B'$ = ESP in condizioni drenate)

$A''B'$: percorso durante il processo di consolidazione

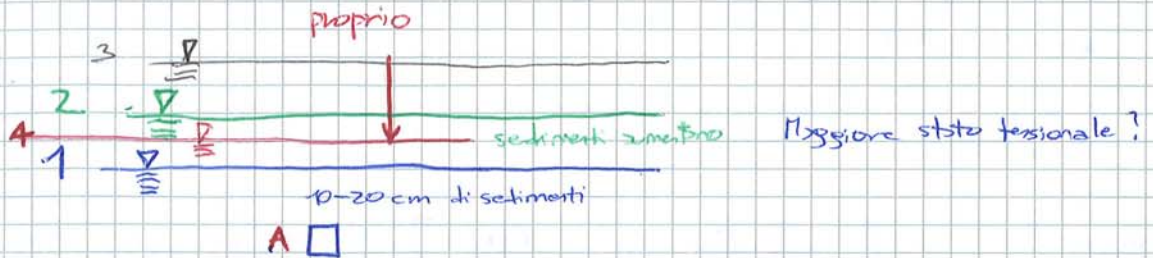
* TSP sempre lineare $\propto k$ rappresenta condizione di carico imposta

↓ "storia tensionale"

↓ modello predittivo in termini quantitativi

Obiettivo: individuare una serie di variabili di stato e di parametri utili alla definizione di un modello predittivo

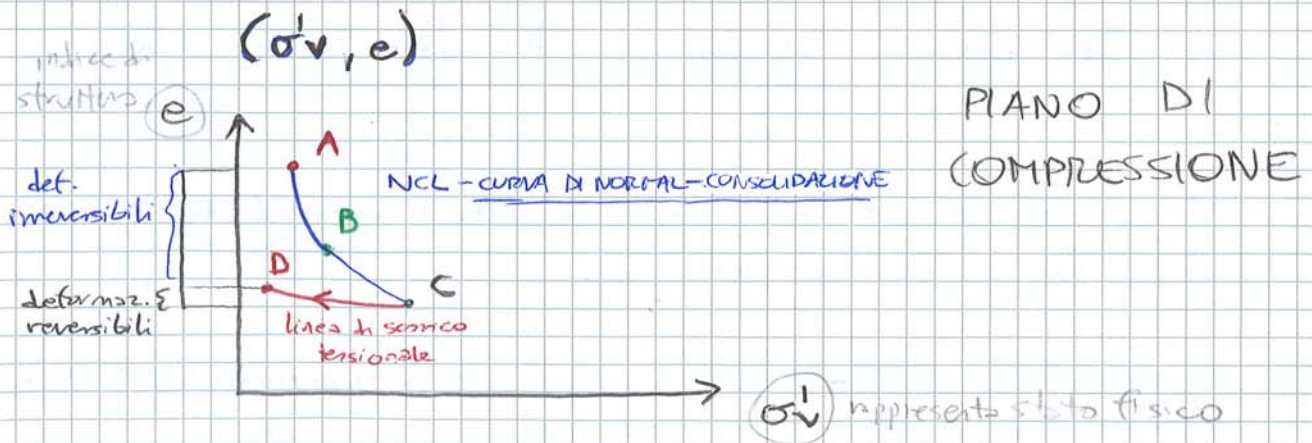
Eventi significativi: **SEDIMENTAZIONE** e **COMPRESSIONE** sotto l'effetto del peso



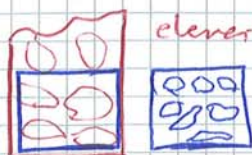
Variable deputata a rappresentare stato fisico di A? Stato tensionale (tensione verticale)

Ho bisogno di 2^a variabile, non è sufficiente stato tensionale, devo avere variabile di struttura (xk potrebbe avere materiale sciolto, ...)

Quale? Indice dei vuoti, densità secca, peso specifico, ...



Punto prossimo al PC l'indice dei vuoti è circa 6-8 (altissimo) ovvero **MATERIALE COMPRESSIBILE**



elemento di terreno

deformazione è moto relativo tra le particelle

A $\xrightarrow[\text{lineare}]{\text{no}}$ B

perché sarebbe in contatto con moto relativo delle particelle

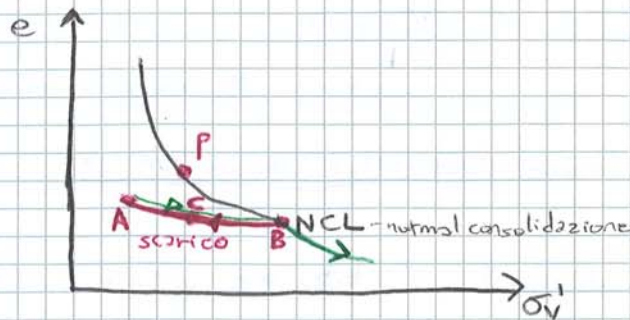
OCR RIFLETTE STORIA DEI CARICHI, LA QUANTIFICA

e per questo OCR è primo parametro che si guarda

$$K_0(DC) = K_0(NC) \cdot OCR^\alpha \quad (\alpha \approx 0.5)$$

↑
over-consolidation

04/04/16



IRREVERSIBILE x maggior fatto

σ'_p = tensione di sovraconsolidazione
MAX TENSIONE A CUI CORPO
ASSOGGETTATO NEL CORSO DELLA
SUA STORIA

Se P è NCL \Rightarrow materiale NC (normal-consolidato)

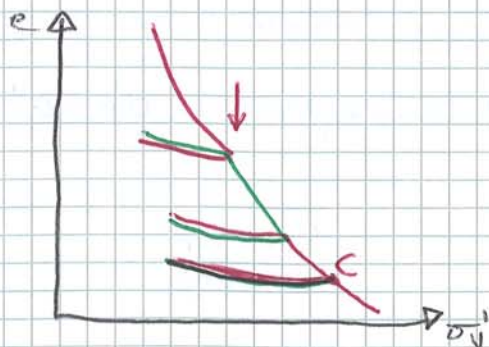
Se P è curva di scarico \Rightarrow materiale OC (sovraconsolidato)

Grado di OC tra punto A e punto C è ovviamente diverso perché cambiano le "e" e "σv"

↓ introduce

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

Quando fermo in B con linee verde, materiale si ricorda della storia di carico e ripercorre tratto NCL, allentandosi verso il basso



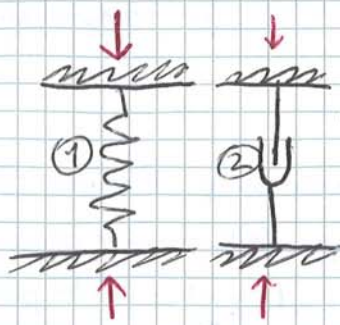
Tratto AB, BA \rightarrow non accumula deformazione (e termina al pto iniziale)

NB Interessante: materiale ricorda l'entità del max carico al quale è stato assoggettato nel passato

MATERIALE DOTATO DI MEMORIA

Se non avesse memoria, materiale si comporterebbe senza ricordi, in modo indipendente.

A parità di stesso incremento di carico posso ottenere incrementi di def. completamente diversi in base a dove mi trovo sul grafico (se su NCL o tratto carico-scarico).

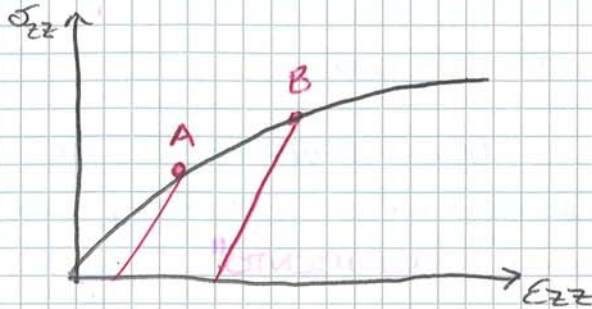


Esempio di camp. perfettamente plastico

"MORSETTO AD ATRITO"

Raggiunto valore del masetto ad attrito, comportamento fluido-plastico

- ① ANALISI DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO
- ② PROBLEMI DI COLLASSO

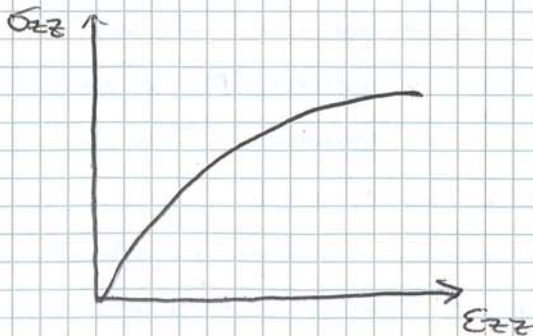


MODELLO ELASTO-PLASTICO CON INCRUDIMENTO

evoluzione della tensione di snervamento non è fissa come nel PLASTICO PERFETTO (dove σ_c costante). Qui σ_c varia \rightarrow INCRUDIMENTO

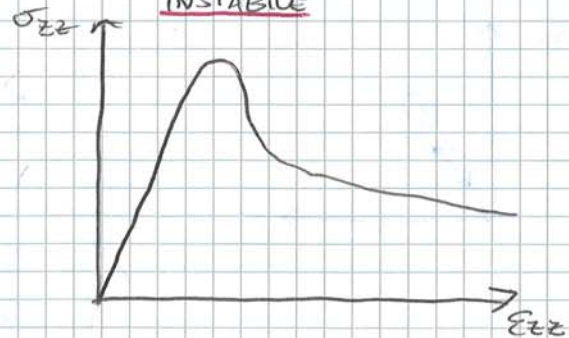
Distribuzione σ_{zz} x elasto-plastico con incrudimento

- ① MODELLO CON INCRUDIMENTO POSITIVO = COMP. DUTILE



Duttile - scambi def. plastiche SENZA perdite di resistenza

- ② MODELLO CON INCRUDIMENTO NEGATIVO = COMP. MECCANICAMENTE INSTABILE



Ogni perturbazione comporta caduta di resistenza, porta a collasso

Estremamente importante conoscere qst. differenze in campo SISMICO
Se sono in zona sismica, voglio DUTILITÀ Assolutamente!

NCL = cura che divide spazi fisicamente accessibili da quelli non fisicamente accessibili

06/04/16

SIMULAZIONE SPERIMENTALE DEI PROCESSI DI
 COMPRESSIONE IN CONDIZIONI 1D: LA PROVA EDOMETRICA
 (Cap. 4 - da sapere tutto bene) PROVA DI CONSOLIDAZIONE

(a) CONDIZIONI 1D

carga infinitamente estesa → spostamento solo assiale del mio provino



$v_r = 0$ (radiale)

Si compressione verticale, no "spanciamento"

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \epsilon_{zz}$$

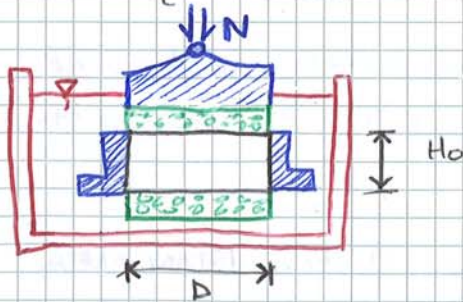
(b) Laboratorio, devo riprodurre le stesse condizioni (prelievo da un sottogioia un campione)

Campione inturbato: stessa struttura, uguale contenuto d'acqua, composizione chimica dell'acqua

PROVINO cilindrico $\left\{ \begin{array}{l} d = 5 \text{ cm} \\ h = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$



quasi un disco (h basso)



$d/H_0 = 2$

$H_0 = 20 \text{ mm}$

Inverso provino dentro nella rigida (x evitare spost. radiali)

Materiale: Argilla - bassa conducibilità idraulica. Acqua può essere espulsa?

Per consentire flusso d'acqua verso ext da dentro → inverso PIETRA POROSA

(altrimenti non potrà avere compressione se acqua non uscisse)

Sopra pietra CAPPILOTTO RIGIDO D'ACCIAIO attraverso cui applico carico assiale

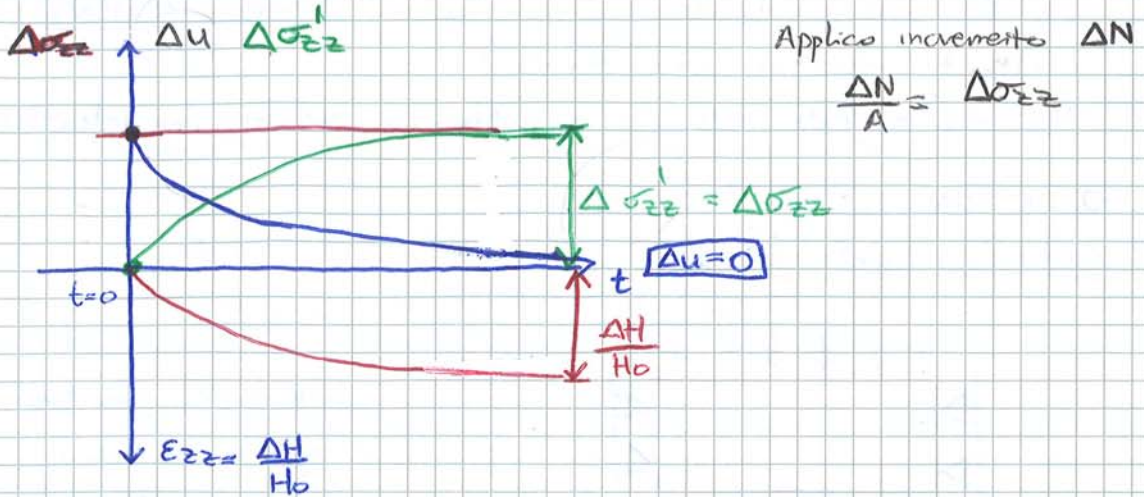
N

$$\frac{N}{A} = \sigma_{zz}$$

Provino di argilla dentro xk acqua lentamente esce data bassa conducibilità

provino - 3/4 SETTIMANE

MODALITÀ ESECUTIVA DELLA PROVA



$t=0 \rightarrow \Delta u = \Delta \sigma'_{zz}$ ovvero $\Delta \sigma'_{zz} = 0$

Siamo in COND. NON DRENATE (vincolo cinematico \rightarrow no variazioni volume)

Primo può deformarsi in senso var. volume



Ma se primo, abbiamo detto, non può spancinarsi allora non può fare qst

$t=0$ { COND. NON DRENATE
COND. 1 D \rightarrow non è possibile def. laterale

$$e_{zz} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V}{V_0} \rightarrow \Delta H = 0 \quad \underline{\text{NO DEFORMAZIONI}}$$

($\Delta V=0$)

Compressibilità acqua è nulla \rightarrow ho senso qst detto

Efficienza acqua del primo \rightarrow sviluppo delle curve

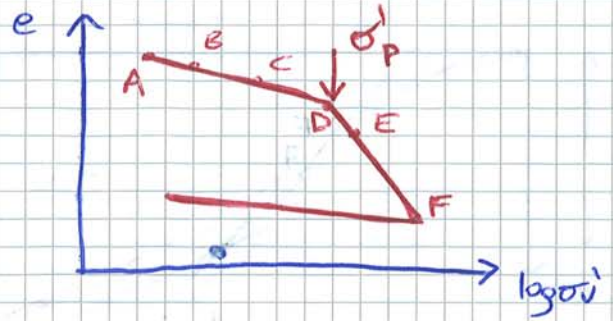
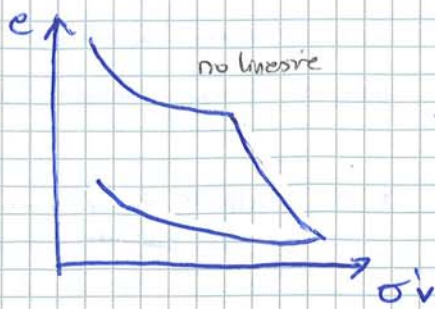
Alla fine del processo, tutte le tensioni totali = tensioni efficaci

QST È PROVA DI CONSOLIDAZIONE o EDOMETRICA

Voglio scacciare tempi di consolidazione. Come? Riduco tempi di drenaggio?

- ① Primo \rightarrow forma di DISCO (poca altezza 2 cm)
Perché non sottilissimo? Tipo 5 mm? INSTABILITÀ, poca rigidità
- ② Pietra porosa sia sopra che sotto, + veloce
Solitamente la permanenza del carico (costante) è di 24 h

Interpretazione:



scal. semi log \rightarrow x cambia di rappresentazione (diventa lineare)

Da A \rightarrow D def. piccole

D \rightarrow F def. decisamente maggiori

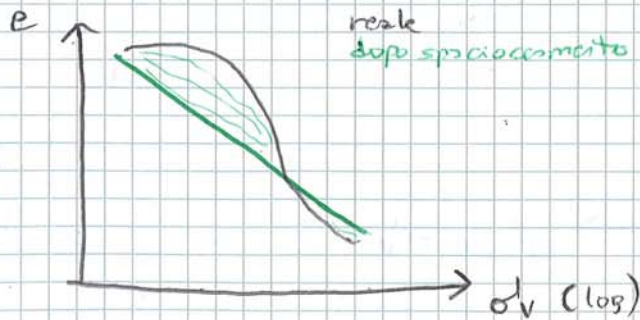
D \rightarrow brusco cambio di comportamento e un tensione di snervamento

Raggiunto max critica conosciuto nel passato (D), materiale cambia bruscamente comportamento \rightarrow scopro σ_p

Provino prelevato ad una profondità z alla quale si ha una σ_{v0} (nota)
si det. sperimentalmente

$$OCR = \frac{\sigma_p^1}{\sigma_{v0}} \begin{cases} OCR = 1 & \text{materiale NC} \\ OCR > 1 & \text{materiale OC} \end{cases}$$

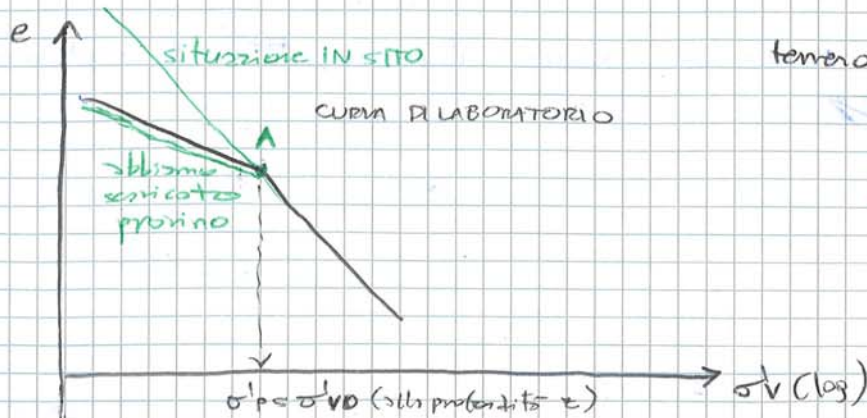
si calcola



Se spaccio materiale (cioè cioè) distruggo struttura, perde memoria allora cambia linea

Campione dovre essere INDISTURBATO x qst motivo, xk nella struttura del materiale sono contenute tutte le info

Importanza della QUALITÀ DEL CAMPIONE



tenere NC $\sigma_p^1 = \sigma_{v0}$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = -\frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \log \frac{\sigma'p}{\sigma'v_0} + C_c \log \frac{\sigma'vf}{\sigma'p} \right] = \frac{2}{1+0.9} \left[0.9 \log \frac{123}{82} + 0.7 \log \frac{134}{123} \right]$$

$W = \sum \Delta H$ = cedimento subito da fondazione
 x ogni straterello del terreno = 0.046 m

Perché lo faccio x straterelli? xk $e, C_r, C_c, \alpha R$ vanno con profondità

Esempio 2

$H_0 = 4\text{ m}$ $C_c = 0.9$ $C_r = 0.2$ $e_0 = 1.2$
 $\sigma'v_0 = 100\text{ kPa}$ $\sigma'p = 200\text{ kPa}$
 $\Delta\sigma'v = 50\text{ kPa}$

Cedimento subito da qst strato?

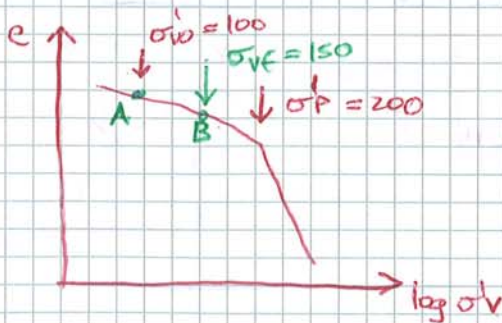
$$\Delta H = \frac{4}{1+1.2} \left[0.2 \log \frac{200}{100} + 0.9 \log \frac{150}{200} \right] = -0.09\text{ m}$$

↑
rigonfiamento

X quale motivo rigonfiamento? Non ha senso.

È solo uno step del processo di carico, sommato con gli altri diventa tutto positivo

Ma perché viene negativo? Da qui



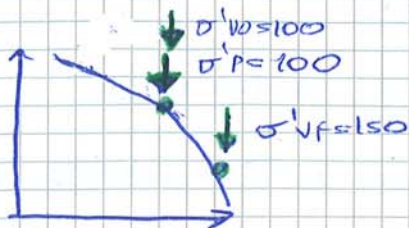
Da A → B non sta superando tensione di snervamento, quindi formula non è quella di prima
 Il calcolo dovrebbe essere

$$\Delta H = \frac{4}{1+1.2} \left[C_r \cdot \log \frac{\sigma'vf}{\sigma'v_0} \right] = \frac{4}{2.2} \left[0.2 \log \frac{150}{100} \right] = 0.06\text{ m}$$

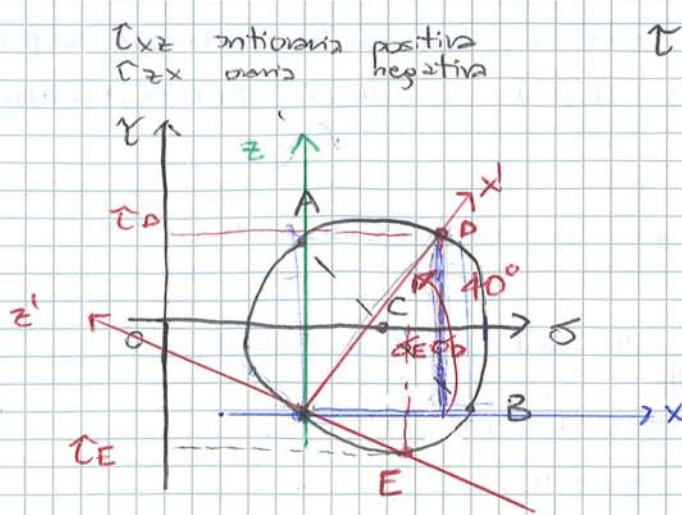
Esempio 3

$\sigma'v_0 = 100$ $\sigma'p = 100$ $\Delta\sigma'v = 50$ $C_c = 0.9$ $C_r = 0.2$ $e_0 = 1.2$

$$\Delta H = \frac{4}{2.2} \left[C_c \log \frac{150}{100} \right] = 0.29\text{ m}$$



Es. 2 e 3 hanno stesso $\Delta\sigma'v$. In un caso cedimento di 6 cm,



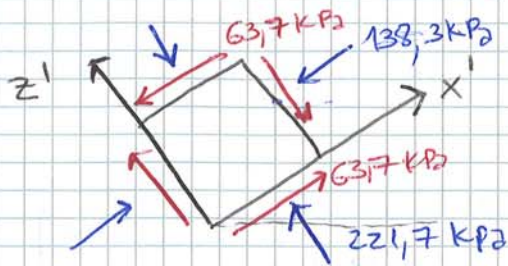
τ^+

τ_{xz} antioraria positiva
 τ_{zx} oraria negativa

parallela all'asse z

$$D(\sigma_D, \tau_D) = (221,7; 63,7)$$

$$E(\sigma_E, \tau_E) = (138,3; -63,7)$$



Devo riportare valori di D e E sul nuovo cubetto

$$\sigma_{x'z'} = \begin{bmatrix} 221,7 & +63,7 \\ 138,3 & -63,7 \end{bmatrix}$$

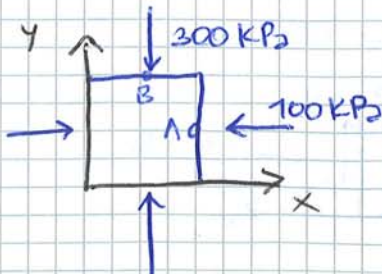
(A) $\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 300 \end{bmatrix} \text{ kPa}$

(B) $\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 300 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} \text{ kPa}$

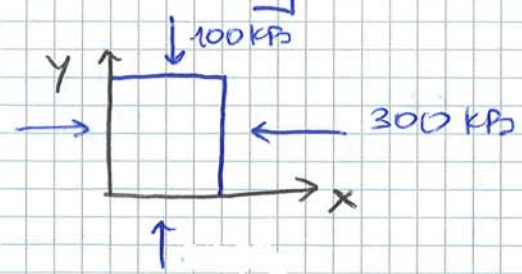
Tocco cerchio di Mohr e individuo il polo

*NB.

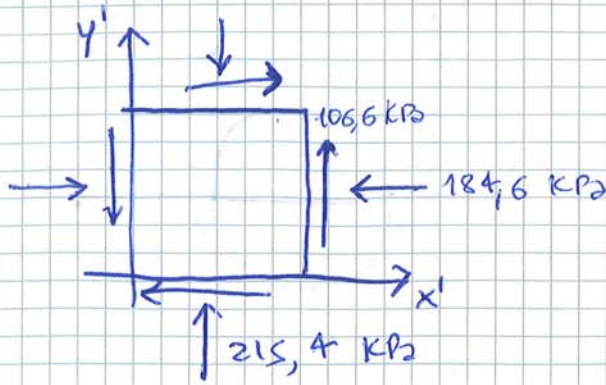
Quando devo scrivere matrice delle tensioni, faccio riferimento alle convenzioni (o entrambe positive le τ o entrambe negative)
 Invece quando lavoro sul cerchio ne avrò sempre uno τ positivo e uno negativo (xk devo passare per asse x e trovare centro) e faccio riferimento a $\left\{ \begin{array}{l} + \text{antiorario} \\ - \text{orario} \end{array} \right.$



A $(\sigma_x, \tau_{xy}) = (100, 0)$
 B $(300, 0)$

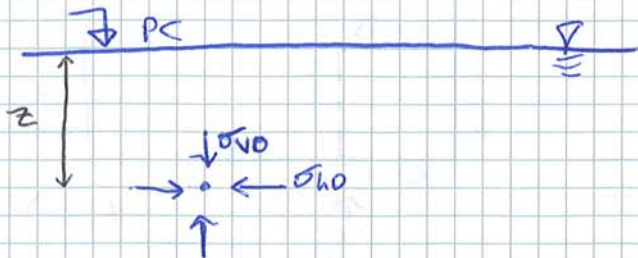


A $(300, 0)$
 B $(100, 0)$



$$\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} \sigma_x' & \tau_{xy'} \\ \tau_{yx'} & \sigma_y' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 184,6 & -215,4 \\ -215,4 & 106,6 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

12/04/16



$$\left. \begin{aligned} \sigma_v' &= \sigma_v - u \\ \sigma_h' &= \sigma_h - u \end{aligned} \right\} \sigma' = \sigma - u$$

Dobbiamo conoscere γ e γ' e fattore stato tensionale
angolo di resistenza al taglio

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

$$u = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - u$$

$$\gamma_w = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

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

cambia \rightarrow secondo di terreno
NC o OC

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^\alpha$$

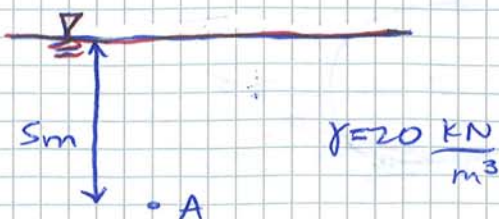
$$\alpha = 0,5$$

Orizzontali e verticali entrambi efficaci sono legate dalla relazione qui sopra
ripartita

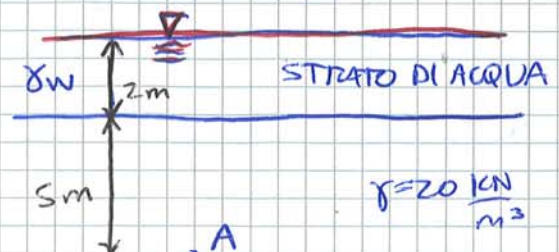
$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{vo}'} \begin{cases} = 1 & \text{NC} & \sigma_p' = \sigma_{vo}' \\ > 1 & \text{OC} & \sigma_p' > \sigma_{vo}' \end{cases}$$

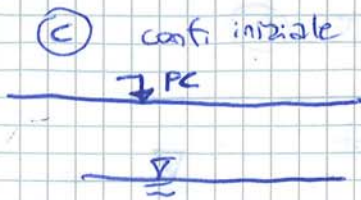
$$\sigma_h = \sigma_h' + u$$

SITUAZIONE (A)



SITUAZIONE (B)





A. $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$
 $u = 30 \text{ kPa}$
 $\sigma'_v = 70 \text{ kPa}$

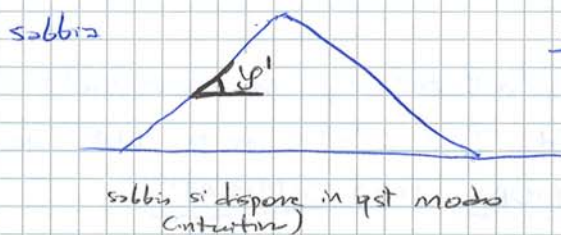


A. $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$
 $u = 50 \text{ kPa}$
 $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$
 $\phi' = 32^\circ$
 σ_h, σ'_h

immagino di passare dalla conf. Ⓒ a quella Ⓐ e tratto le tensioni totali ed efficaci orizzontali → necessita dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'

[4.6] $K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^\alpha$ $K \leq 0.5$

[4.5] $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$ * σ'_p dipende max in quel punto x tutto il passato (ripasso)



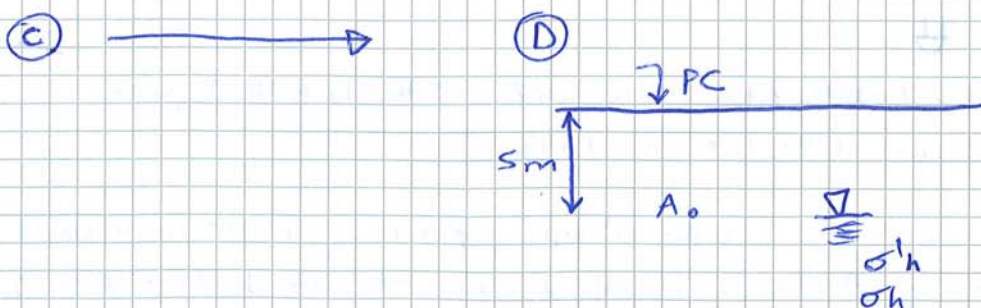
angolo di attrito ϕ
angolo di resistenza al taglio
 =
angolo con cui si dispone il materiale in modo stabile, che si oppone allo scorrimento

Nel caso dell'argilla oltre a dare (1) ϕ' da anche (2) parametro di coesione perché l'argilla si "disfa molto meno", come la mettiamo

$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{70}{50} = 1,4 \Rightarrow K_0 = (1 - \sin 32^\circ) \cdot 1,4^{0,5} = 0,56$

$\sigma'_{ho} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} = 0,56 \cdot 50 = 28 \text{ kPa}$

$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u_0 = 28 + 50 = 78 \text{ kPa}$



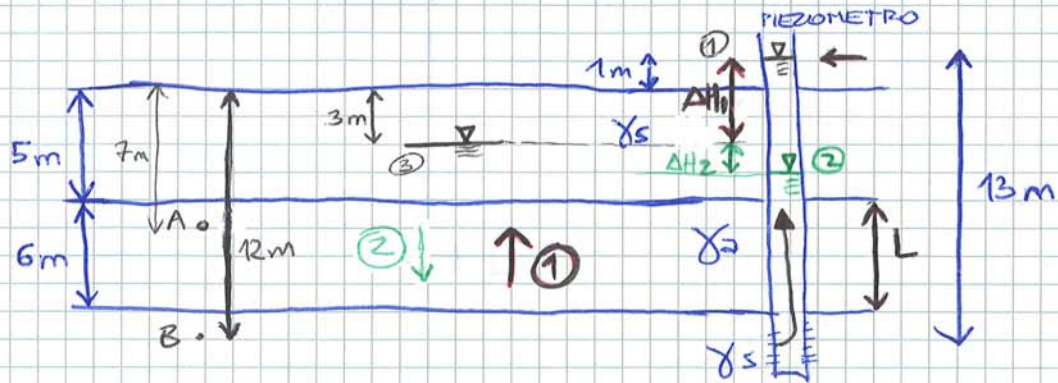
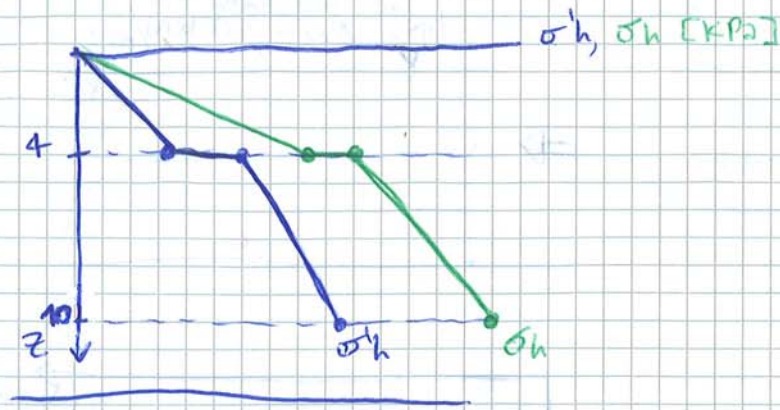
Mentre da C ad A ϕ ho si alza, in qst caso si abbassa ulteriormente.

$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{100}{100} = 1 \Rightarrow NC$

$K_0 = (1 - \sin 32^\circ) \cdot 1^{0,5} = 0,47$

$\sigma'_{ho} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} = 0,47 \cdot 100 = 47 \text{ kPa}$

$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u_0 = 47 \text{ kPa}$



- ① - FALDA ARTESIANA
- ② - FALDA IN PRESSIONE
- ③ - FALDA FREATICA

Perdite di conico durante processo di attraversamento dello stato di argilla → LAVORO COMPIUTO x risolti dello stato argilloso*

↓ PROVOCA
 ΔH , dislivello tra ① e ②

$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{4}{6} = 0,667$ * m nello stato di sabbia no perdite?
 (a volte si, ma trascurabili)

$\sigma_v = \gamma \cdot z$
 $\sigma'_v = \sigma_v - u$] uguale

M $\rightarrow \gamma_w \cdot z$ fuori dallo stato argilla
 $\rightarrow \gamma_w \cdot z \pm i \gamma_w \cdot z$

+ → moto da basso ad alto
 - → moto da alto a basso

UNICA COSA CHE CAMBIA: CALCOLO DELLE PRESSIONI DELL'ACQUA

① $U_A = \gamma_w \cdot z$
 $U_A = \gamma_w \cdot z \pm i \gamma_w \cdot z$

$U_B = \gamma_w \cdot 13 = 130 \text{ kPa}$

$U_B = 2 \cdot 10 + (6 \cdot 10 + 0,667 \cdot 10 \cdot 6) + 1 \cdot 10 = 90 + 40 = 130 \text{ kPa}$

$i = 0,667$
 $i_s < 0$ (e' costi)

MODENA - vista dall'alto, rimane poco della struttura Romana, sembra un agglomerato medievale

13/04/16

TORRE CHIARLANDINA, 90 metri, torre medievale

Tipico struttura "a canna" → pareti laterali senza orizzontamenti (e deboli)
se orizzontamenti ci sono sono di servizio

"Stanza dei Tonesani" - fx di anastasi romico

• Guglia con pomodoro fino a 89 mt

Rivestimento lapideo esterno? → Stile (St. MAPPAURA PRECISA

18 LITOTIPI (Pietro d'Ischia, Inelutz, scaglia
bosca di Trieste, ...)

Perché importante fra MAPPAURA?

- Conoscere materiali x prevedere degrado, ammorbidimento e sostituire pietre
- Pratica del RIVSO (diffuso nel Medio Evo) dei materiali o STANTELLAMENTO

Molti di qst marmi da SPOGLIATURA NECROPOLI DI MODENA

In qst modo ricostruisce STORIA DEL MATERIALE, DATAZIONE

È la torre della cattedrale di Modena

CATEDRALE → 9 GIUGNO 1099 (tramite lista di marmo scritta in latino)

Architetto LANFRANCO - "colta famosa e capace"

Listo Sud - Porta REGIA

397 d.C. Modenesi abbandonano città romana e costruiscono la loro città attorno
alla tomba di San Geminiano

("Villanov" che ci sono in Italia mescolano in qst modo, abbandonando
città)

1° cattedrale costruita - tratteggiata in marmo, + piccola (di CORPUS)

1000 d.C. distrutta e ricostruita, in verde (di ERIBERTO)

fine 1000 → distrutta dopo e ricostruita non x ordine del vescovo, ma da cittadini,
in periodo di "bonanza vescovile"

Quelli di ERIBERTO non tutte tante disipazioni, ma si voleva qualcuno venisse
espice - LANFRANCO

Quelli di LANFRANCO mette + grande, un tratto di esso sta su terreno su cui
non c'era mai stata nulla in passato mentre l'attuale parte ricorda i resti
delle 2 cattedrali precedenti (ZONA ABSIDALE)

PIAZZA GRANDE - prove penetrometriche statiche

① Punt conico registra RESISTENZA durante avanzamento
② e ATTRITO LATERALE (tramite RANGOTTO)

Peso CATILON (da ZAVORA) → misuro INDICE DI CONSISTENZA del materiale

prove edometriche → strati argillosi

prove IN SITU → terreni sabbiosi (ex. PENETROMETRICHE STATICHE)

↳ Modulo edometrico del sabbia si ricava tramite qst prove

Qc - resistenza a punta (con -----)

~ - resistenza strittobitente (con RANGOTTO)

CURVE che si scovano → NO VARIAZIONI SPAZIALI delle proprietà del materiale
(1 curva x ogni zona studiata)



LE CREPE SU CATTEDRALE non date → qst, ma proprio → quello che diciamo prima (CONFERTA)

Fine '800 un certo ingo abbate CANONICHE, e le fa fuori

Quindi smantellamento CANONICHE, escono fuori preti di LAMFRANCO

Arco di collegamento tra Torre e duomo, permettono di passare direttamente da SACRESTIA a TORRE

IN PROCIUNTO DI CROLLARE, viene murato

Poi fu stato RIBASSATO, totalmente modificato

Arco che den prima era IN IDONEO a reggere spinte

ARCO RIBASSATO è il + resistente

Oggi sono stati ripristinati IN STILE

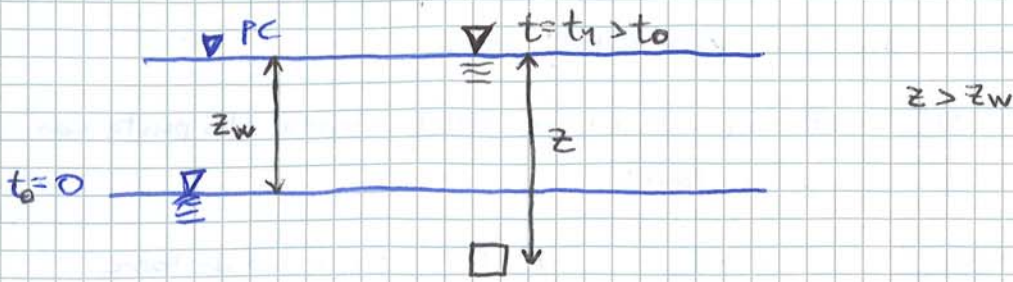
FONDAZIONI TORRE? Come era stata realizzata?

- ① Scavo 1,80 m e trovano antica parte di ACCESSO alla GHIRLANDINA
 - Stanno scavando sottopendenza, allora richiudono SCAVO e si mettono SOPRAPENDENZA (dall'altra parte) tramite TRINCEA, arrivando a base torre.
 - ②
- Conclusioni: non sembra essere né plificazione né altro^u.

2003 - ORDINANZA PROT. CIVILE, nuova indagine

- ① Si scopre FONDAZIONE CAVA
- ② Materiale creato molto tessuto del muratore PERFETTA
- ③ Ghirlandino ceduto durante i secoli di 1,80m con parte di 2,10 m

SOVRACONSOLIDAZIONE DOVUTA AD OSCILLAZIONI DI FALDA



Conf. iniziale $t_0 = 0$:

$$\sigma'_{vo} = \gamma \cdot z - (z - z_w) \gamma_w = (\gamma - \gamma_w) z + z_w \gamma_w = \gamma' z + \gamma_w \cdot z_w$$

Conf. attuale $t = t_1$

$$\sigma'_{vo} = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z = \gamma' z$$

Instauramento di falda tende a ridurre tensione efficace

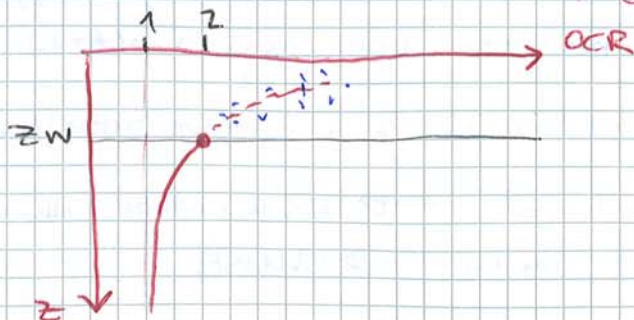
Max tensione di preconsolidazione σ'_p è quella nella conf. iniziale

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = \frac{\gamma' z + \gamma_w z_w}{\gamma' z} = 1 + \frac{\gamma_w \cdot z_w}{\gamma' z}$$

$$OCR = 1 + \frac{\gamma_w \cdot z_w}{\gamma' z}$$

$z \rightarrow \infty \quad OCR = 1$

$z = z_w \quad OCR \hat{=} 2 \quad \left(\frac{\gamma_w}{\gamma'} \text{ dello stesso ordine di grandezza} \right)$



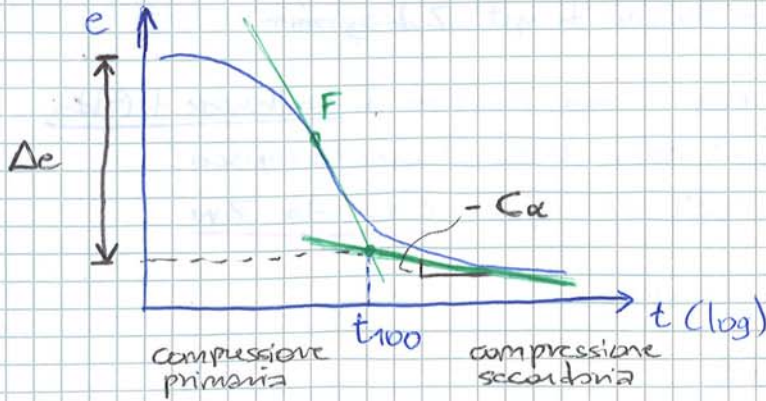
osservazioni:

① mt. tende a essicarsi
 \Downarrow
CRUSTA ESSICATA
 si trovano valori dispensi



② Da z_w in poi sono parallele le rette (stesso sottoneo)

Fino a z_w pendenza data da γ
 Da z_w in poi pendenza da γ'



$$\Delta \sigma'_v \rightarrow \sigma'_A$$

Gráfico ad S rovesciato

$$\sigma'_v = c \sigma t$$

$$C_\alpha = - \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

indice di compressione secondario

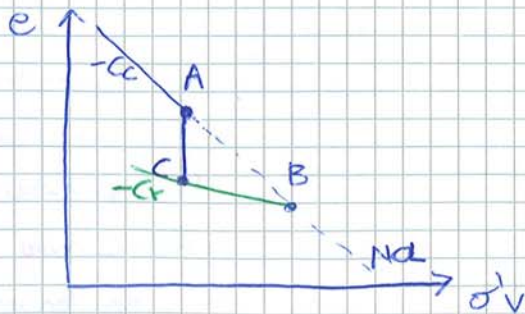
Cedimento secondario

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_\alpha \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right)$$

$$\frac{C_\alpha}{C_c} \cong 0,04$$

C_α è molto + piccolo di C_c , rappresenta un piccolo di quanto dell'indice primario

Come quantificare OCR dovuto al **CREEP**?



$$\Delta e(AC) = \Delta e(AB) - \Delta e(BC)$$

$$OCR = \left(\frac{t}{t_{100}} \right)^{C_\alpha} \frac{C_c - C_\alpha}{C_c} \cong 1,6 = \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{v0}}$$



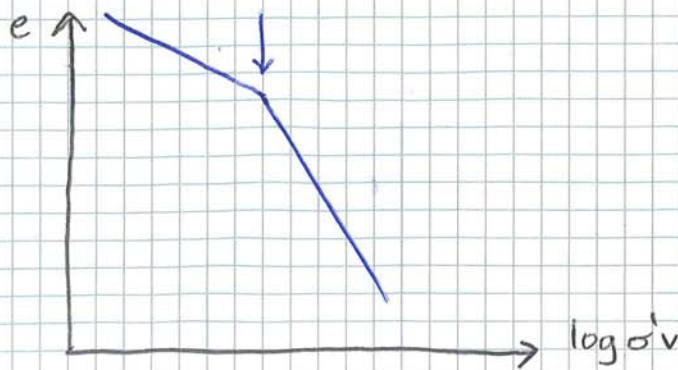
In quest caso rapporto

$$\frac{\sigma'_P}{\sigma'_{v0}} \text{ costante con profondità}$$

→ differenza del caso studiato
 l'altra volta in cui decresce con
 profondità (e le rette σ'_{v0} e σ'_P
 erano parallele)

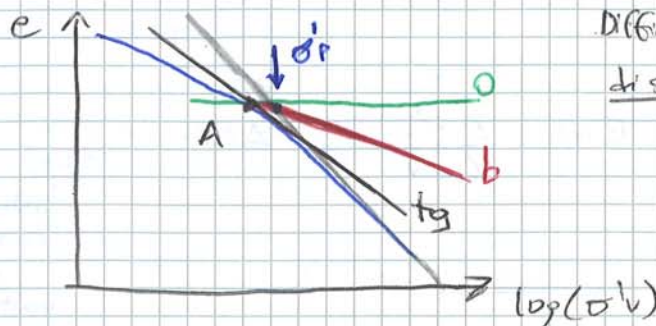
NB. CONFRONTO TRA SOVRACONS. DONATA AD OSCILLAZIONE FALDA e SOVRACONS. x CREEP

Determinazione sperimentale dello σ'_p : METODO DI CASAGRANDE



È sufficiente ispezione visiva x distinguere tratto elasto-plastico da tratto plastico (se mostri di buona qualità, come nell'Esercitazione 4)

Se materiale NON di elevata qualità → ginocchio non così pronunciato

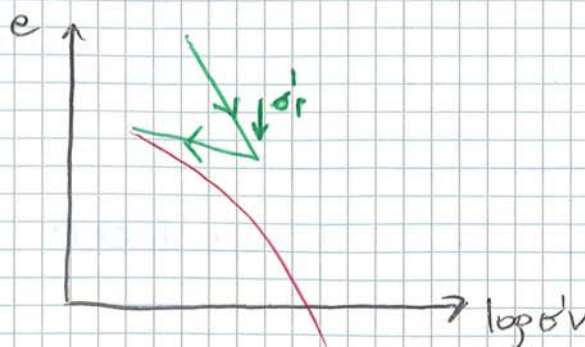


Difficile stabilire ad occhio tensione di sovracconsolidazione

Allora uso metodo di Casagrande:

- si det. punto di max curvatura (A) o min loggio
- traccio orizzontale retta AO e tangente ad A
- traccio bisettrice dell'angolo
- (prolungamento verso di compressione) \cap b \cap σ'_p

Come ha fatto Casagrande? Lavoro su argille ricostruite (spalmato e agguinzando acqua) → MAT. PRIVO DI STORIA ovvero CARICATO e SCARICATO



ARGILLA RICOSTRUITA

↓
CARICO QST MAIO MAT. artificialmente e trovo σ'_p su linea rossa, che sarà (??) quello della linea verde. Leggo sul libro, c'è.

Le due linee verde sono rette nel modello ma in realtà sono linee curve → qst il motivo per cui: 2° linea verde non si sovrappone alla rossa

*anche nel grafico semi-logaritmico, non solo con scala aritmetica