



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1263

DATA: 27/10/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Facciolla

MATERIA: Meccanica delle Terre + Eserc.

Prof. Scavia_Castelli_Pirulli

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.**

Appunti di
Meccanica delle Terre

Prof. Scavia

Ilaria Facciolla

TENSIONE

QUADRATI (MOHR) → APPAIONO I QUADRATI IN MODO CHE SIA POSSIBILE SEGNALARE QUALI SONO I PIANI SU CUI AGISCONO LE FORZE, DOPO AVER SOMMATO LE TENSIONI POSSO COMporre QUELLE AGENTI SULLO STESSO PIANO.

NELLO SPAZIO

APPLICAZIONE DELLE FORZE AD UN SISTEMA DI ASSI TRIDIMENSIONALI. RISPETTO AGLI ASSI x, y, z HO NOVE COMPONENTI DI TENSIONE, 3 NORMALI E 6 TANGENZIALI.

SI HA $\tau_{xy} = \tau_{yx}$
 $\tau_{xz} = \tau_{zx}$

NEL PIANO

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

SI HANNO QUESTE 4 SOLLECITAZIONI, IN CUI QUELLE REALMENTE INDIPENDENTI TRA LORO SONO σ_x, τ_{xy} E σ_y

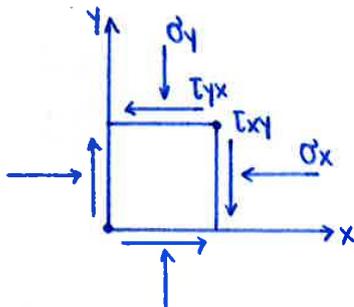
→ $\tau_{xy} = \tau_{yx}$

CONVENZIONI DI SEGNO

LE CONVENZIONI DI SEGNO USATE IN MECCANICA DELLE TERRE SONO L'OPPOSTO DI QUELLE USATE IN SCIENZA DELLE COSTRUZIONI.

IN MECCANICA DELLE TERRE:

- LE σ SONO POSITIVE SE SONO DI COMPRESSIONE
- LE τ SONO POSITIVE SE SU FACCE POSITIVE HANNO VERSO DISCORDE DA QUELLO DELL'ASSE CUI SONO PARALLELE.

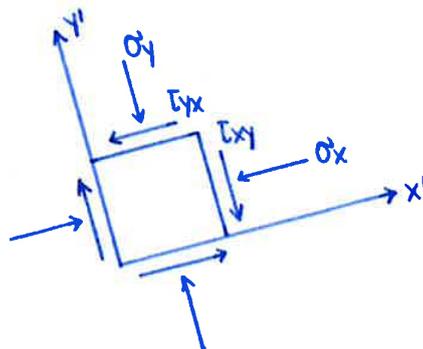


CONVENZIONE GEOTECNICA
 (IL TERRENO NON RESISTE A TRAZIONE)

APPLICAZIONE

SI CERCANO LE TENSIONI AGENTI SU UN CUBETTO RUOTATO DI UN ANGOLO α RISPETTO AL CUBETTO DI PARTENZA. E' OPPORTUNO SPECIFICARE SE LA ROTAZIONE AVVIENE IN SENSO ORARIO O IN SENSO ANTIORARIO.

ROTAZIONI



RIASSUMENDO

COMBINANDO L'EQUAZIONE DELLA σ'_x CON L'EQUAZIONE DELLA $\tau_{x'y'}$

→ POSSO TROVARE UNA RELAZIONE TRA LE TENSIONI NORMALI σ CHE AGISCONO SUL PIANO E LE τ CHE AGISCONO SUL PIANO. OSSERVANDO QUESTA RELAZIONE NOTO CHE SI TRATTA DELL'EQUAZIONE DI UNA CIRCONFERENZA.

SI TRATTA DEI CERCHI DI MOHR, UTILIZZATI PER LA RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DELLE TENSIONI.

$$\tau_{x'y'}^2 + \left(\sigma_{x'} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 = \tau_{xy}^2 + \frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2$$

ESPRESSIONE DI UNA CIRCONFERENZA:

$$(y - \beta)^2 + (x - \alpha)^2 = r^2$$

↑ ↑ ↘ TERMINE NOTO

(y_c, x_c) → COORDINATE DEL CENTRO

r^2 → POSSO CHIAMARLO r PERCHÈ È EFFETTIVAMENTE UN TERMINE NOTO DAL MOMENTO CHE τ_{xy} , σ_x E σ_y SONO LE TENSIONI AGENTI SUL MIO PIANO, CHE QUINDI CONOSCO.

x, y VARIABILI

$y = \tau_{x'y'}$ → VARIABILI, DUNQUE POSSO RICONOSCERE α E β DELLA CIRCONFERENZA
 $x = \sigma_{x'}$ → POSSO TROVARE LE COORDINATE DEL CENTRO

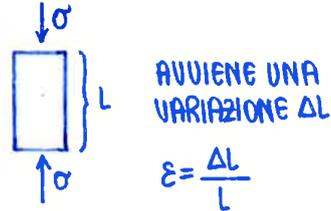
$C \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, 0 \right)$ CENTRO → STA SULL'ASSE DELLE σ PERCHÈ HA ORDINATA NULLA.

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

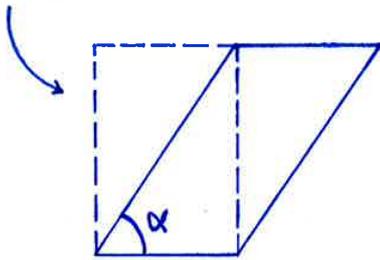
DEFORMAZIONE ϵ

L'EFFETTO DI UNA FORZA È LO SPOSTAMENTO. L'EFFETTO DI UNA TENSIONE È LA DEFORMAZIONE. PER DEFORMAZIONE SI INTENDE IL RISULTATO DI UNA TENSIONE, SE HO UN CORPO INFINITAMENTE RIGIDO AURÒ SPOSTAMENTI MA NON DEFORMAZIONI, IN CASO CONTRARIO, DUE PUNTI CHE ERANO AD UNA CERTA DISTANZA L SUBISCONO UN ALLONTANAMENTO O UN AVVICINAMENTO, CON UN CORPO INFINITAMENTE RIGIDO CIÒ NON SUCCEDEREBBE PERCHÉ I DUE PUNTI SI SPOSTANO MANTENENDO LA DISTANZA L TRA DI LORO.

DEFORMAZIONE: $\text{SPOSTAMENTO} = \text{TENSIONE} \cdot \text{FORZA}$



APPLICANDO UN TAGLIO POSSO INVECE OTTENERE UNA DEFORMAZIONE ANGOLARE



$$[\sigma]_{xy} \leftrightarrow [\epsilon]_{xy}$$

ALLA MATRICE σ CORRISPONDE UNA MATRICE ϵ

$$[\epsilon]_{xy} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \gamma_{xy} \\ \gamma_{yx} & \epsilon_y \end{bmatrix}$$

TENSORE DELLE DEFORMAZIONI

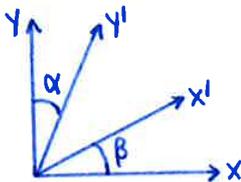
SI PUÒ DIMOSTRARE CHE LA MATRICE ϵ HA LE STESSA CARATTERISTICHE DELLA MATRICE σ (TENSORE DELLE TENSIONI)

LEZIONE 2

$$[\epsilon]_{xy} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_y \end{bmatrix} \rightarrow \epsilon = \frac{\Delta l}{l} \text{ È ADIMENSIONALE}$$

SI RIFERISCE ALLA DEFORMAZIONE DI UNA FIBRA E DUNQUE AL SUO ALLUNGAMENTO O ACCORCIAMENTO.

DEFORMAZIONE ANGOLARE (VARIAZIONE SUBITA DALL' ANGOLO RETTO)



$$\gamma = \alpha + \beta$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \gamma_{xy}$$

LE TENSIONI NORMALI NON CAMBIANO LA FORMA DI UN CORPO MA NE MODIFICANO L'AREA E IL VOLUME. LE COMPONENTI DI TAGLIO, INVECE, MODIFICANO LA FORMA DEL PRODOTTO. DUNQUE ϵ_{xy} È UNA DEFORMAZIONE LEGATA AL TAGLIO. NEL CASO DELLE TENSIONI NORMALI, CON VARIAZIONE DI VOLUME, SI HA:

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + (\epsilon_z) \rightarrow \text{IN GENERALE, PER LE DEFORMAZIONI, VALGONO LE STESSA REGOLE CHE VALGONO PER LE TENSIONI}$$

È IMPORTANTE STABILIRE IL LEGAME ESISTENTE TRA TENSIONE E DEFORMAZIONE, → SI PARLA DI LEGGE COSTITUTIVA ED È CIÒ CHE DIFFERENZIA UN MATERIALE DALL'ALTRO.

(PER QUANTO RIGUARDA I TERRENI QUESTA LEGGE COSTITUTIVA È MOLTO COMPLESSA E VERRÀ SEMPLIFICATA CON L'USO DI MODELLI A PIÙ LIVELLI).

IL MODULO DI YOUNG DA' DUNQUE LA SUSCETTIBILITA' DI UN MATERIALE A DEFORMARSI SE CARICATO LUNGO UN DETERMINATO ASSE. LA FORMULA E' COSI' SEMPLICE PERCHE' ABBIAMO CONSIDERATO LA COMPRESSIONE MONOASSIALE, MA POTREBBERO ANCHE ESSERCI CASI PIU' COMPLESSI.

COEFFICIENTE DI POISSON

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \rightarrow \epsilon_x = \frac{\epsilon_y}{\sigma_y} [0 - \nu(\sigma_y)] = \frac{\epsilon_y}{\sigma_y} [-\nu\sigma_y] \rightarrow \epsilon_x = -\nu\epsilon_y$$

$$\boxed{\nu = -\frac{\epsilon_x}{\epsilon_y}} \rightarrow \text{DA' LA TENDENZA DEL MATERIALE A "SPANCIARE"}$$

$0 \leq \nu < \frac{1}{2}$ → SE FOSSE POSSIBILE UN VALORE MAGGIORE DI 1/2 IL VOLUME, ANZICHÉ DIMINUIRE, AUMENTEREBBE, INFATTI DAL PUNTO DI VISTA FISICO LA COMPRESSIONE COMPORTA UNA DIMINUZIONE DI VOLUME (IL CONTRARIO NON È AMMISSIBILE),

IL COEFFICIENTE DI POISSON PER IL CALCESTRUZZO È CIRCA 0,2, I TERRENI HANNO POISSON 0,15.

CASO DEL TERRENO

SI PARTE DALLA DEFORMAZIONE E SI RICERCA:

$$\sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \leftrightarrow \begin{bmatrix} \epsilon_x & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_y & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_z \end{bmatrix}$$

$$\epsilon_{xyz} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

SI HA UNA SITUAZIONE DEL GENERE SE IL MATERIALE SUBISCE UNA DEFORMAZIONE UNIASSIALE. LA DEFORMAZIONE UNIASSIALE HA INTERESSE PRATICO PERCHÉ È IL FENOMENO CHE HA INTERESSATO LA FORMAZIONE DI UN TERRENO PER MEZZO DI DEPOSIZIONE DI MATERIALE NEL TEMPO.

→ COSÌ POSSO PENSARE CHE TUTTE LE SEZIONI DEL MIO TERRENO SIANO SEZIONI DI SIMMETRIA
 → IN QUESTE SEZIONI IL MATERIALE È IL MEDESIMO A DESTRA E A SINISTRA E DUNQUE, SE SCELGO UN ELEMENTINO, QUESTO NON POTRÀ DEFORMARSI PERCHÉ È COMPRESSO TRA I TERRENI E DUNQUE NON HA MOTIVO DI SPOSTARSI DA UNA PARTE O DALL'ALTRA. (PRINCIPIO CHE SI USA NELLO STUDIO DELLE FONDAZIONI).

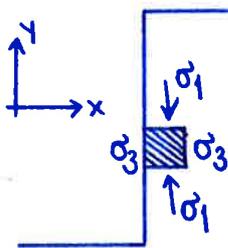
A NOI INTERESSA LO STATO TENSIONALE UNIASSIALE PERCHÉ È QUELLO A CUI È SOGGETTO UN TERRENO ANCOR PRIMA CHE ESSO VENGA SOLLECITATO.

$$\epsilon_{xyz} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \rightarrow \text{DEFORMAZIONE VERTICALE}$$

UNA DEFORMAZIONE UNIASSIALE NON DERIVA NECESSARIAMENTE DA UNA TENSIONE UNIASSIALE E VICEVERSA.

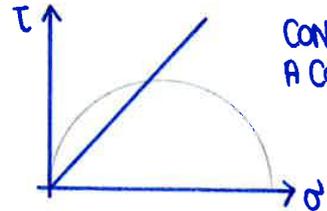
OPERE DI SOSTEGNO

LO SCAVO VERTICALE (DA 60-70° A 90°) È ESTREMAMENTE PERICOLOSO.



I PIANI SONO PRINCIPALI PERCHÈ NON VI AGISCONO TAGLI. L'ELEMENTINO È IN CONDIZIONI DI COMPRESSIONE MONOASSIALE, SE LO SCAVO È REALIZZATO VERTICALMENTE.

$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \sigma_1 = \sigma_v \end{bmatrix}$$



CON MATERIALE A COESIONE NULLA.

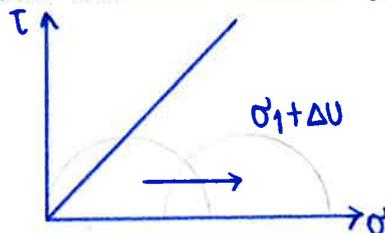
IL CERCHIO DI MOHR MOSTRA CHE, PER UN MATERIALE A COESIONE NULLA, SI OTTIENE SEMPRE ROTTURA PER UNO SCAVO VERTICALE (IN CUI CIASCUN ELEMENTINO È SOTTOPOSTO A COMPRESSIONE MONOASSIALE). UN MATERIALE A COESIONE NULLA (SABBIA, GHIAIA) NON È QUINDI COMPATIBILE CON UNO SCAVO VERTICALE, IN NESSUN CASO, NEPPURE PER SCAVI ESTREMAMENTE BASSI. PER UNO SCAVO PICCOLO SI AUREBBE INFATTI UN CERCHIO DI MOHR PIÙ PICCOLO, CHE PERÒ INCROCCHEREBBE COMUNQUE L'INVOLUPO DI ROTTURA.

CON LA PRESENZA DI COESIONE (PER ARGILLE SOVRACONSOLIDATE), SI POTREBBE AVERE UNA TENUTA MAGGIORE, MA NON È COMUNQUE CONSIGLIABILE EFFETTUARE SCAVI VERTICALI. NEL CASO DELLE ARGILLE ABBIAMO INFATTI PRESSIONI NEGATIVE DELL'ACQUA:

$$\sigma_1, \sigma_3$$

$$\sigma_1', \sigma_3' \text{ se } \Delta U < 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_1 - \Delta U & \sigma_3' &= \sigma_3 - \Delta U \\ &= \sigma_1 + \Delta U & \sigma_3' &= \Delta U \end{aligned}$$

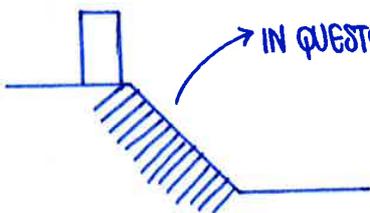


LE PRESSIONI NEGATIVE DELL'ACQUA SPOSTANO IL CERCHIO DI MOHR A DESTRA, EVITANDO LA CONDIZIONE DI ROTTURA ANCHE IN CASO DI COESIONE NULLA, QUESTO PERÒ ACCADE SOLO ALL'INIZIO, DAL MOMENTO CHE, IN SEGUITO, LE ΔU NEGATIVE SI DISSIPANO. SI TRATTA DUNQUE ESCLUSIVAMENTE DI UNA SITUAZIONE TEMPORANEA IN CUI NON C'È ROTTURA.

SI POTRÀ PERCÌ FARE UNO SCAVO VERTICALE SOLO SE SARÀ POSSIBILE COSTRUIRE VELOCEMENTE UN'OPERA DI SOSTEGNO. IN ALTERNATIVA È CONSIGLIABILE REALIZZARE SCAVI CON UN'INCLINAZIONE DI CIRCA 40°. L'ANGOLO USATO PER GLI SCAVI DEVE PERÒ ESSERE COMPATIBILE CON L'ANGOLO D'ATTRITO DEL TERRENO.

MURO DI SOSTEGNO

PUÒ ESSERE COSTRUITO SOLO SE SUFFICIENTEMENTE LONTANO DA EDIFICI.



IN QUESTO CASO NON POSSO COSTRUIRE MURI DI SOSTEGNO.

PARATE

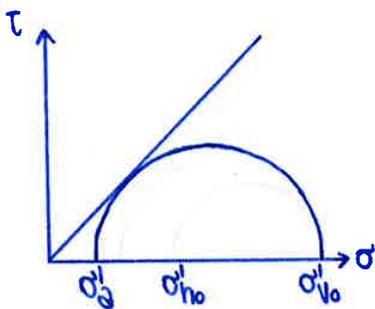
SI TRATTA DI OPERE DI SOSTEGNO CHE VENGONO INSERITE NEL TERRENO PRIMA DI FARE LO SCAVO. SI USANO IN MANCANZA DI SPAZIO, QUANDO IL MURO DI SOSTEGNO È INCOMPATIBILE CON LE CONDIZIONI, OVVERO QUANDO NELLE VICINANZE CI SONO ANCHE DEGLI EDIFICI.

①

IPOTESI DI VALIDITA' SPINTA ATTIVA

- PIANO ORIZZONTALE
- NO FALDA ($\sigma'_{v_0} = \sigma'_{v_0} = \gamma z$)
- PARAMENTO INTERNO VERTICALE
- ATTRITO PARAMENTO INTERNO - TERRENO $\varphi_w = 0$
L'ATTRITO NULLO VALE LUNGO IL MURO MA NON ALLA SUA BASE.
- $c' = 0$

TUTTE LE IPOTESI MIRANO A DEFINIRE CHE LE TENSIONI AGENTI SIANO TENSIONI PRINCIPALI, IL FATTO CHE LUNGO IL MURO CI SIA ATTRITO NULLO VUOL DIRE CHE L'ELEMENTINO È SOTTOPOSTO A TENSIONI PRINCIPALI, SE L'ATTRITO NON FOSSE NULLO NASCEREBBERO DELLE τ E QUINDI NON CI SAREBBERO TENSIONI PRINCIPALI.



CERCHI DI MOHR A PROFONDITA' z
CONSIDERO IL CERCHIO DI MOHR A ROTTURA (ROTTURA DEL TERRENO E NON DEL MURO).

$\sigma'_{v_0} = \sigma'_{v_0} = \gamma z$ PERCHÈ PER IPOTESI SIAMO IN ASSENZA DI FALDA E QUINDI IN ASSENZA D'ACQUA.

NON SI CONOSCE PERO' LA σ'_a , CHE DOBBIAMO TROVARE ESPRIMENDO UNA RELAZIONE CON σ'_{v_0} .

$\rightarrow \sigma'_a = k_a \sigma'_{v_0}$

PER TROVARE k_a DEVO CAPIRE IL LEGAME ESISTENTE TRA σ'_a E σ'_{v_0} A ROTTURA, DEVO TENER PRESENTE CHE IL CERCHIO CONSIDERATO È TANGENTE ALL'INVOLUPO DI ROTTURA, IL LEGAME È PERCIÒ FORNITO DAL CRITERIO DI RESISTENZA, CONSIDERATO PER σ_1 E σ_3 .

$\sigma'_{1R} = 2c' \sqrt{N_\varphi} + \sigma'_3 N_\varphi$ (IN TERMINI DI σ_1 E σ_3)

$\tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi \rightarrow (c', \varphi)$

$\tau'_r = \sigma'_1 + S \tan \alpha' \rightarrow (\sigma'_1, \alpha')$

SAPENDO CHE $N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ OTTENGO $\sigma'_{v_0} = 2c' \sqrt{N_\varphi} + \sigma'_a N_\varphi$

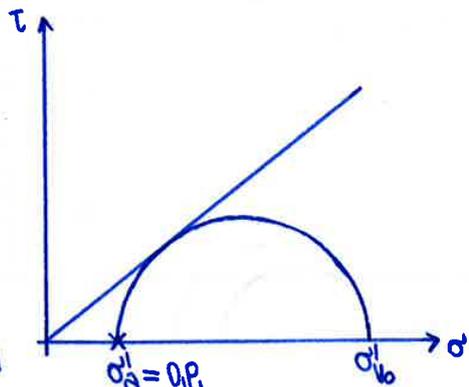
$k_a = \frac{1}{N_\varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ PER PASSAGGI TRIGONOMETRICI CONSIDERO NULLA LA COESIONE

$\rightarrow \sigma'_a = \sigma'_{v_0} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

TROVARE L'ORIGINE DEI PIANI

$\sigma'_{xy} = \begin{bmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_a & 0 \\ 0 & \sigma'_{v_0} \end{bmatrix}$

L'ORIGINE DEI PIANI SI TROVA NEL SOLITO MODO, OVVERO VERIFICANDO IL PIANO SUL QUALE AGISCONO LE DUE TENSIONI PRINCIPALI E INTERSECANDOI.

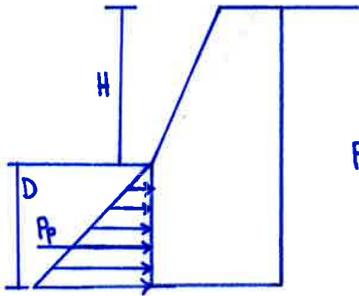
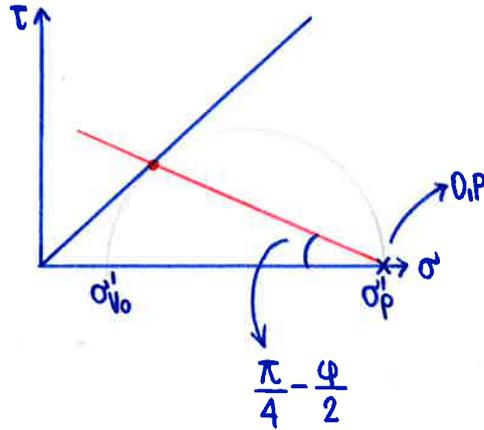


$$\sigma'_{1R} = \sigma'_3 N_\varphi \rightarrow \sigma'_p = \sigma'_{v0} \cdot N_\varphi \quad \text{CON } N_\varphi = \text{TAN}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

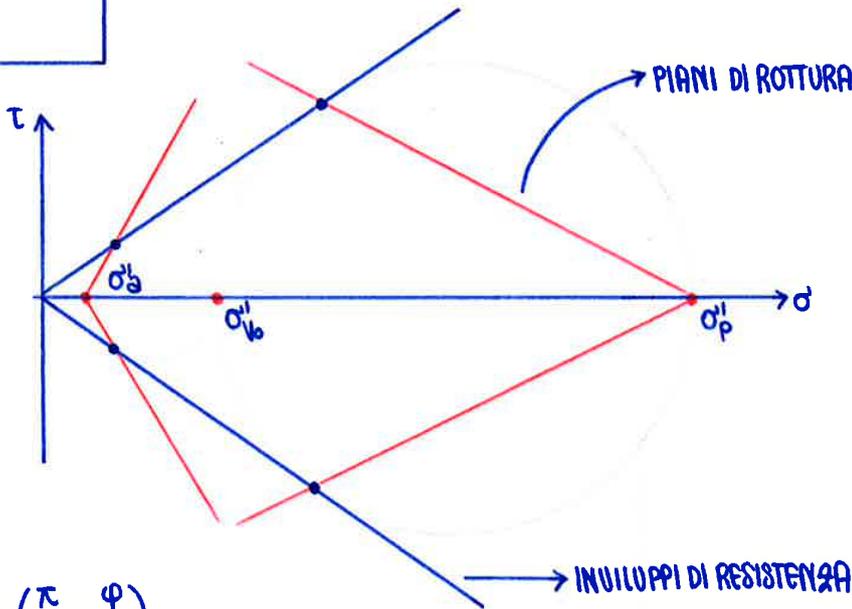
IN QUESTO CASO σ'_1 E σ'_3 SI SONO INVERTITE

$$K_\varphi = \text{TAN}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma'_{xy} = \begin{bmatrix} \sigma'_p & 0 \\ 0 & \sigma'_{v0} \end{bmatrix}$$



$$P_p = \frac{\gamma D^2 \cdot K_\varphi}{2} \quad \text{APPLICATA IN } 1/3 D$$



$$K_\varphi = \text{TAN}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \text{TAN}^2 (45 - 15) = \text{TAN}^2 30^\circ = \underline{\underline{0,33}}$$

$$K_p = \text{TAN}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \text{TAN}^2 (45 + 15) = \text{TAN}^2 60^\circ = \underline{\underline{3}}$$

$$K_a \cdot K_p = 1$$

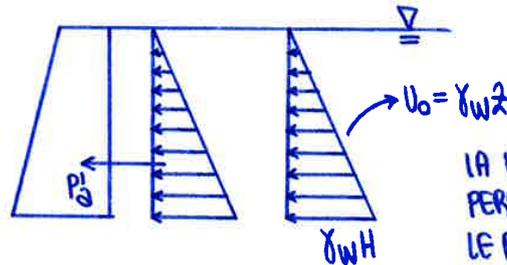
IL COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA È MOLTO PIÙ ELEVATO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA. IL PRODOTTO DELLE DUE QUANTITÀ È 1.

L'IPOTESI FONDANTE DI TUTTO IL DISCORSO ERA LA PRESENZA DI SPOSTAMENTI. CI SI CHIEDE QUALE SIA L'ORDINE DI GRANDEZZA DEGLI SPOSTAMENTI AFFINCHÉ CI SIA SPINTA ATTIVA E PASSIVA. PER ARRIVARE IN SPINTA PASSIVA SONO NECESSARIE FORZE CIRCA 10 VOLTE SUPERIORI QUELLE NECESSARIE PER LA SPINTA ATTIVA $\gamma_p \approx 10 \gamma_a$

I MURI VENGONO VERIFICATI SENZA TENERE CONTO DELLA SPINTA PASSIVA. QUEST'APPROSSIMAZIONE È A FAVORE DI SICUREZZA DAL MOMENTO CHE NON SONO ACCETTABILI GROSSI SPOSTAMENTI.

⊛

LA SPINTA NON È IN REALTÀ IDROSTATICA PERCHÉ BISOGNEREBBE TENERE IN CONSIDERAZIONE IL REGIME DI FILTRAZIONE, PER SICUREZZA POSSIAMO PERO' CONSIDERARLA IDROSTATICA.



LA VERIFICA SI CONCLUDE QUI PERCHÉ NON SONO CONSIDERATE LE PRESSIONI DELL'ACQUA ΔU .

$$P_{TOT} = P'_0 + P_u$$

$$= \frac{1}{2} \gamma' H^2 k_a + \frac{\gamma_w H^2}{2}$$

PER L'ACQUA NON HO R DAL MOMENTO CHE SONO TUTTE DIREZIONI PRINCIPALI.

ESEMPIO

$H = 5\text{m}$ $k_a = 0,5$ $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ $\gamma_w = 10\text{ kN/m}^3$ NO ACQUA

$$P_{TOT} = P'_0 = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 5^2 = \underline{\underline{125\text{ kN/m}}}$$

(È kN/m PERCHÉ È UN CALCOLO EFFETTUATO PER UN METRO DI PROFONDITÀ)

IN PRESENZA D'ACQUA:

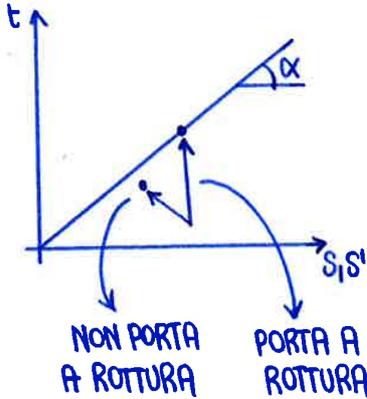
$$P_{TOT} = P'_0 + P_w$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 25 = 62,5\text{ kN/m} + \underbrace{\frac{1}{2} \gamma_w H^2}_{\substack{\text{SPINTA DELL'ACQUA IN CUI NON} \\ \text{HO PIU' IL } k_a}} = \underline{\underline{187,5\text{ kN/m}}}$$

COME DIMOSTRATO DALL' ESEMPIO È ASSOLUTAMENTE NECESSARIO TENERE CONTO DELL' EVENTUALE PRESENZA DELL'ACQUA, E IN TAL CASO BISOGNA FARE UN MURO PIU' SPESSO.

CONDIZIONI DI VERIFICA (BREVE o LUNGO TERMINE)

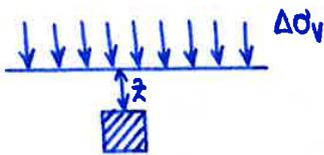
OGNI QUAL VOLTA SI INIZIERA' UN PROGETTO SARA' IMPORTANTE CONOSCERE LE PRESSIONI DELL'ACQUA AGENTE NEL TERRENO. BISOGNERA' INFATTI SAPERE SE PARLARE DI CONDIZIONI DRENATE O NON DRENATE E QUINDI SE CI SI RIFERIRA' A SFORZI TOTALI O A SFORZI EFFICACI. LA CONDIZIONE DI VERIFICA SI ESEGUE CON LA TECNICA DEGLI STRESS-PATH.



SI TRATTA DI UN DIAGRAMMA GENERICO, IN CUI LA COESIONE È NULLA. L'UNICO CASO IN CUI C'È INTERCETTA α DIVERSA DA ZERO È INFATTI CON LE ARGILLE SOVRACONSOLIDATE. IL DISCORSO CHE STIAMO AFFRONTANDO È PERO' INDIPEN- DENTE DALLA PRESENZA DELLA COESIONE, E QUINDI SI SFARUTA IL CASO SEMPLIFICATO CON $\alpha=0$.

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

SE LO STRESS-PATH NON ARRIVA A ROTTURA CI CHIEDIAMO QUALE SIA LA DISTANZA DAL PUNTO DI ROTTURA. STIAMO INFATTI IMMAGINANDO DI AVER GIÀ EFFETTUATO LE PROVE TRIASSIALI IN MODO DA CONOSCERE α E α PER DISEGNARE GLI STRESS-PATH. IL NOSTRO INTERESSE È DETERMINARE LA DISTANZA DAL PUNTO DI ROTTURA E SE LA CONDIZIONE PIU' CRITICA SIA QUELLA DRENATA O QUELLA NON DRENATA.



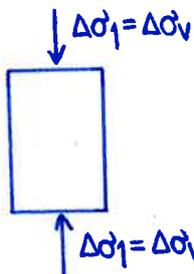
L'ELEMENTINO È INIZIALMENTE SOTTOPOSTO ALLE PRESSIONI GEOSTATICHE. DOPODICHE' VIENE SOTTOPOSTO AD UN CARICO $\Delta\sigma_v$. FACCIAMO LA SEGUENTE ASSUNZIONE:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_3 = \sigma_h \end{array} \right\} \text{TENSIONI PRINCIPALI}$$

IPOTESI SUCCESSIVE:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v \neq 0$$

$$\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_h = 0 \rightarrow$$



SI TRATTA DI UN' IPOTESI MOLTO PESANTE. AFFRONTANDO LA TEORIA DELL'ELASTICITA' AVEVAMO INFATTI VALUTATO CHE LE TENSIONI ORIZZONTALI NON ERANO NULLE! IN QUESTO CASO INVECE LE TRASCURIAMO. CONSIDERIAMO QUINDI L'APPLICAZIONE DEL CARICO IN CONDIZIONI DI COMPRESSIONE MONOASSIALE.

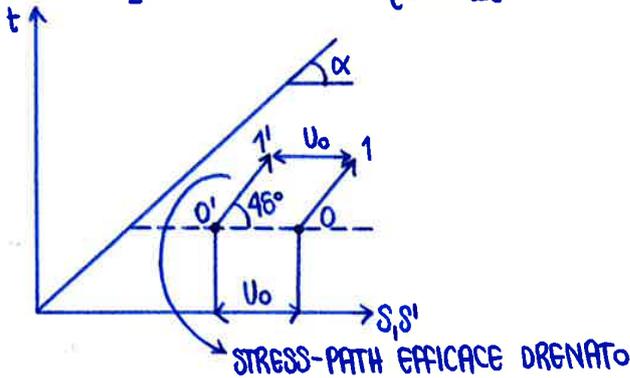
TEORIA DELL'ELASTICITA' $\rightarrow \Delta\sigma_1 \neq 0$
 $\Delta\sigma_3 \neq 0$

CONDIZIONI EDOMETRICHE $\rightarrow \Delta\sigma_1 \neq 0$
 $\Delta\sigma_3 \neq 0 = k_0 \Delta\sigma_1$

CONDIZIONI DI COMPRESSIONE MONOASSIALE $\rightarrow \Delta\sigma_1 \neq 0$
 $\Delta\sigma_3 = 0$

$$\rightarrow \Delta s' = \frac{\Delta \sigma_1'}{2} = \Delta s$$

$$\begin{cases} \Delta t' = \Delta t \\ \Delta s' = \Delta s \end{cases}$$



LO STRESS-PATH EFFICACE DRENATO È QUINDI IDENTICO ALLO STRESS-PATH TOTALE MA È TRASLATO DI UNA QUANTITÀ USUALE A U_0 .

STRESS PATH IN CONDIZIONI NON DRENATE

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

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_1' &= \Delta \sigma_1 - \Delta U \\ \Delta \sigma_3' &= \Delta \sigma_3 - \Delta U \end{aligned} \right\} \text{IN QUESTO CASO LE } \Delta U \text{ NON SI ANNULLANO PERCHÈ NON SIAMO PIÙ IN CONDIZIONI DRENATE}$$

$$\rightarrow \Delta s' = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta U + (-\Delta U)}{2} = \frac{\Delta \sigma_1}{2} - \frac{\cancel{\Delta U}}{\cancel{2}} = \frac{\Delta \sigma_1}{2} - \Delta U$$

LO STRESS PATH EFFICACE NON DRENATO SI DIFFERENZIA DA QUELLO EFFICACE DRENATO PER IL VALORE DI ΔU . SI TROVERÀ A SINISTRA E A DESTRA DI QUELLO DRENATO A SECONDA DEL SEGNO DI ΔU . LE ΔU POSSONO INFATTI ESSERE POSITIVE O NEGATIVE.

→ IL SEGNO DI ΔU È DATO DALLA LEGGE DI SKEMPTON

$$\Delta U = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

SI TRATTA DI UNA LEGGE SVILUPPATA IN LABORATORIO CHE, SE APPLICATA IN SITO, PONE GROSSI PROBLEMI. DAL PUNTO DI VISTA CONCETTUALE PERMETTE PERO' DI DETERMINARE IL SEGNO DELLA ΔU . IL VALORE PRECISO È INVECE DI DIFFICILE DETERMINAZIONE.

$$\Delta U = \cancel{\Delta \sigma_3} + A(\Delta \sigma_1 - \cancel{\Delta \sigma_3}) \rightarrow \Delta U = A \Delta \sigma_1$$

$$\left. \begin{aligned} A &= 1 \div 0,5 \quad \text{NC} \\ A &= 0,5 \div 0 \quad \text{POCO OC} \\ A &= 0 \div -0,5 \quad \text{MOLTO OC} \end{aligned} \right\} \Delta U > 0$$

$\rightarrow \Delta U < 0$

↳ DIPENDE DA GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE
LE ARGILLE MOLTO SOVRACONSOLIDATE TENDEREBBERO, IN CONDIZIONI NON DRENATE, AD AUMENTARE DI VOLUME. CIÒ CHE IMPEDISCE L'AUMENTO DI VOLUME SONO LE ΔU NEGATIVE. (SPIEGAZIONE FISICA LEGGE DI SKEMPTON).

LEZIONE 4

PROBLEMA DI BOUSSINESQ

TENSIONI E DEFORMAZIONI VARIANO DA PUNTO A PUNTO A SECONDA DEL PUNTO DI APPLICAZIONE DELLA FORZA.

→ CARICO NASTRIFORME: SI APPLICA AD ESEMPIO NEL CASO DELLE TRAVI OUGERO DI QUEGLI ELEMENTI CHE HANNO UNA DIMENSIONE MOLTO PIU' ESTESA DI UN'ALTRA.

DIAGRAMMA - PARTE DESTRA

OGNI CURVA RIPORTA UN RAPPORTO $\frac{\Delta\sigma}{\Delta q_s}$. IL DIAGRAMMA PUO' ESSERE USATO PER IL CALCOLO DI FONDAZIONI.

ESEMPIO: $2a = 2m$ $a = 1 \text{ METRO}$ $\Delta\sigma_v?$
 $x = 2m$ $\Delta\sigma_n?$
 $z = 3m$
 $\frac{x}{a} = \frac{2}{1} = 2$ → $\Delta\sigma_v = \Delta q_s \cdot 0,3$
 $\frac{z}{a} = \frac{3}{1} = 3$

IL DIAGRAMMA DICE CHE STIAMO APPLICANDO UN CARICO Δq_s DOVUTO ALLA FONDAZIONE, DUNQUE LA VARIAZIONE DEL CARICO APPLICATO IN UN PUNTO AD UNA CERTA PROFONDITA' E' 0,3 VOLTE q_s . QUINDI A QUELLA PROFONDITA' LA TENSIONE VERTICALE DOVUTA AL CARICO APPLICATO E' IL 30% DEL CARICO APPLICATO.

→ CI SI RIFERISCE AGLI SFORZI TOTALI PERCHE' NON ABBIAMO CONSIDERATO LA PRESENZA DELLA FAIDA.

DIAGRAMMA - PARTE SINISTRA

$\frac{x}{a} = 1$ $\frac{z}{a} = 3$ → TROVO IL PUNTO E LEGGO 0,01

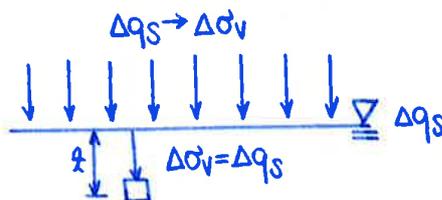
QUESTO SIGNIFICA CHE LA TENSIONE ORIZZONTALE NEL PUNTO TROVATO E' SOLO L'1% DEL CARICO TOTALE APPLICATO. LE TENSIONI ORIZZONTALI SONO DECISAMENTE INFERIORI RISPETTO ALE TENSIONI VERTICALI (COME E' NOTO). APPENA SOTTO LE FONDAZIONI I VALORI SONO PIU' ALTI.

NEL SUO COMPLESSO IL GRAFICO MOSTRA CHE, PUR APPLICANDO UNA TENSIONE VERTICALE, NASCONO DELLE TENSIONI ORIZZONTALI INTERNE ALLA FONDAZIONE. SI NOTA CHE LE TENSIONI VARIANO DA PUNTO A PUNTO E DECRESCONO ALLONTANANDOSI DAL PUNTO DI APPLICAZIONE DEL CARICO NASTRIFORME.

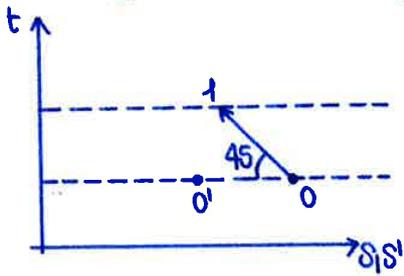
→ QUESTA E' DUNQUE LA SOLUZIONE DATA DALLA TEORIA DELL'ELASTICITA' (TEORIA CHE VALE PER UNA SOLUZIONE REALE).

MOLTO SPESSE PERO', IN GEOTECNICA, SI USANO MODELLI SEMPLIFICATIVI IN QUANTO IL MODELLO TEORICO DELL'ELASTICITA' E' MOLTO COMPLESSO E, IN IPOTESI STATICA, PUO' ESSERE AGGIRATO.

AD ESEMPIO:

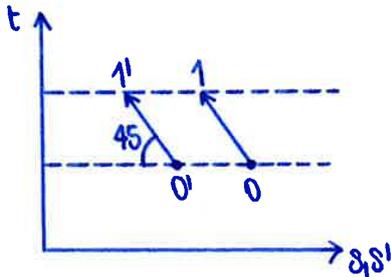


$$\Delta s = \frac{\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta \sigma'_3}{2} \rightarrow \boxed{\Delta s = -\frac{\Delta \sigma'_3}{2}} \quad \text{POICHE' } \Delta \sigma'_3 < 0$$



STRESS PATH TOTALE
 INCLINAZIONE 0-1 DI 45°

③ STRESS PATH EFFICACE DRENATO (SABBIE E GHIAIE) DOPO LO SCAVO



STRESS PATH EFFICACE
 INCLINAZIONE 0'-1' DI 45°

④ STRESS PATH EFFICACE NON DRENATO (ARGILLE) DOPO LO SCAVO

$$\boxed{\Delta t' = \Delta t}$$

$$\boxed{\Delta \sigma' = \sigma' - U_0 - \Delta U}$$

BISOGNA QUINDI VERIFICARE IL SEGNO DELLA ΔU CON LA LEGGE DI SKEMPTON

$$\rightarrow \Delta U = \Delta \sigma'_3 + A (\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3)$$

IN QUESTO CASO:

$$\Delta \sigma'_1 = 0$$

$$\Delta U = \Delta \sigma'_3 - A \cdot \Delta \sigma'_3 = \Delta \sigma'_3 (1-A)$$

↘ < 0

VERIFICO IL SEGNO DI A:

• ARGILLE NC o DEBOLMENTE OC → A = 0 ÷ 1

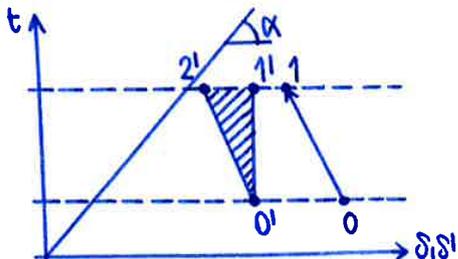
→ SE A = 1 → ΔU = 0

→ GENERALMENTE → ΔU < 0

• ARGILLE MOLTO OC → A = 0,5 ÷ -0,5

→ A >> 0 e ΔU << 0

INDIPENDENTEMENTE DAL GRADO DI CONSOLIDAZIONE DELL' ARGILLA LE ΔU SONO SEMPRE NEGATIVE. PIU' E' GRANDE LA SOVRACONSOLIDAZIONE, PIU' LE ΔU SONO PICCOLE.



PER ΔU < 0

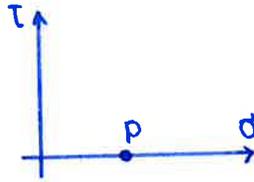
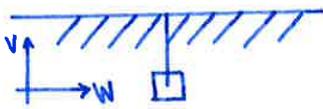
$$\rightarrow \Delta s' = s_0 - U_0 - (-\Delta U) = s_0 - U_0 + \Delta U$$

LO STRESS PATH EFFICACE SI SPOSTA VERSO DESTRA DI QUELLO PRECEDENTE (SABBIA O GHIAIA),

LEZIONE 2

FLUIDO IN QUIETE - IDROSTATICA

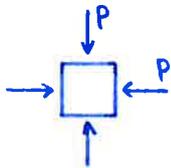
L'IDRAULICA STUDIA IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELL'ACQUA.
 L'ASPETTO FONDAMENTALE CHE DISTINGUE I LIQUIDI È L'INCAPACITÀ DI SOPPORTARE GLI SFORZI DI TAGLIO, CHE LI PORTA DUNQUE A FLUIRE, OVVERO A CAMBIARE DI FORMA.
 I LIQUIDI SONO RAPPRESENTATI DA UN CERCHIO DI MOHR DEGENERARE:



IL CERCHIO DI MOHR DEGENEREA IN UN PUNTO E QUESTO È L'UNICO MODO AFFINCHÈ NON CI SIANO TAGLI. DAL DIAGRAMMA RISULTA CHE GLI SFORZI NORMALI SONO UGUALI LUNGO TUTTI I PIANI.

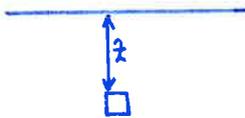
→ SI PARLA DI STATO DI TENSIONE IDROSTATICO PERCHÈ SI RIFERISCE AD UN FLUIDO IN QUIETE,

P È LA PRESSIONE IDROSTATICA, E TALE PRESSIONE IDROSTATICA È SEMPRE UGUALE, QUALUNQUE SIA IL PIANO SCELTO.

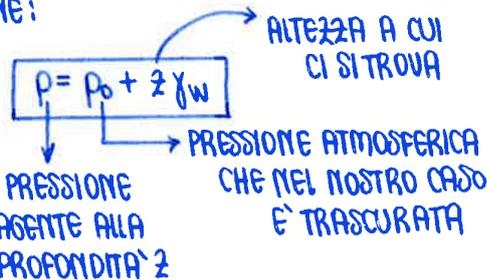


SCHEMA GENERALE DEL FLUIDO; SI NOTA L'ASSENZA DELLE τ E L'UGUAGLIANZA $\sigma_x = \sigma_y$

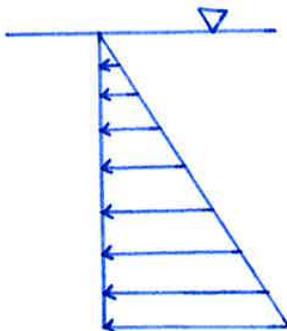
CALCOLO DELLA PRESSIONE IDROSTATICA AD UNA PROFONDITÀ 'z'



COSTRUISCO UN PARALLELEPIPEDO E OTTENDO P COME RISULTATO DI UN'EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE VERTICALE. SI OTTIENE:



IN DEFINITIVA, ELIMINANDO p_0 , SI OTTIENE: $p = z \gamma_w$



SCHEMA DISTRIBUTIVO DELLE PRESSIONI IDROSTATICHE

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

SI PARLA DI SFORZO EFFICACE PERCHÉ È QUELLO DA CUI DERIVA EFFETTIVAMENTE IL COMPORTAMENTO DEL TERRENO. IN UN TERRENO SATURO IL COMPORTAMENTO DIPENDE SOLO DALLE TENSIONI EFFICACI,

$$\sigma'_n = \sigma_n - U$$

LE T APPLICATE AL CAMPIONE DI TERRENO SATURO CORRISPONDONO ALLE T EFFICACI PERCHÉ AGISCONO ESCLUSIVAMENTE SULLO SCHELETRO SOLIDO.

APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

PERCHÉ QUANDO PIOVE AVVENGONO LE FRANE?

IN UNA SITUAZIONE DI SICCATÀ SI HA UN TERRENO PRIVO DI ACQUA, CHE NON PRESENTA FALDA (PELO LIBERO DELL'ACQUA). IN QUESTO CASO LA RESISTENZA AL TAGLIO È BUONA PERCHÉ VI SI OPPONE L'ATTRITO.

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi \longrightarrow \tau \text{ RESISTENTE}$$

$$\tau_r = N \tan \varphi$$

IN PRESENZA D'ACQUA LA τ_r CAMBIA IN QUANTO NON DIPENDE PIÙ DAGLI SFORZI TOTALI, BENSÌ DAGLI SFORZI EFFICACI (GLI SFORZI TOTALI SI SCINDONO IN SFORZI EFFICACI E PRESSIONE DELL'ACQUA, MA HANNO PESO ESCLUSIVAMENTE GLI SFORZI EFFICACI).

IN PRESENZA DI ACQUA SI AURA':

$$\tau_r = \sigma'_n \tan \varphi$$

$$\tau_r = (\sigma_n - U) \tan \varphi$$

→ LE FRANE SONO DOVUTE QUINDI A UNA QUESTIONE TENSIONALE, POICHÉ LE T RESISTENTI DOPO LA PIOGGIA DIMINUISCONO. IL FATTO NON È DOVUTO INVECE ALLA DIMINUIZIONE DELL'ANGOLO DI ATTRITO φ , CHE RIMANE INVARIATO. IN DEFINITIVA SI HA UNA DIMINUIZIONE DI σ'_n , ED È PER QUESTO CHE IL TERRENO NON RESISTE.

CONCLUSIONI DAL PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

- 1) SI APPLICA NEL CASO DI TERRENI SATURI
- 2) GLI SFORZI AGENTI SUL CAMPIONE SI SUDDIVIDONO IN MANIERA PARTICOLARE
- 3) VIENE APPLICATO A TUTTI I TERRENI SATURI ED È CONFERMATO SPERIMENTALMENTE

SE $\tau_r < \tau_a \longrightarrow$ ABBIAMO LA NASCITA DI UN'ACCELERAZIONE

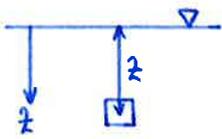
SE $\tau_r > \tau_a \longrightarrow$ SIAMO IN CONDIZIONI DI SICUREZZA E IL PROVINO A CUI È APPLICATA LA FORZA NON SI SPOSTA

SE $\tau_r = \tau_a \longrightarrow$ IL PROVINO INIZIA A SPOSTARSI

LE PRESSIONI APPLICATE ALL'ACQUA SONO SEMPRE NORMALI ALLA SUPERFICIE CHE STIAMO CONSIDERANDO. DUNQUE LE T AGENTI NON CAMBIANO AL VARIARE DEL CONTENUTO D'ACQUA. NEL CASO ESAMINATO L'ANGOLO DI ATTRITO NON CAMBIA E DUNQUE IL FENOMENO NON È ANALOGO A QUELLO DI UN PAVIMENTO BASSATO, SU CUI SCIUOLIAMO PER VIA DEL CAMBIAMENTO DI φ .

DETERMINAZIONE STATO TENSIONALE GEOSTATICO

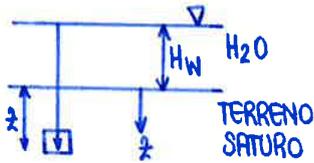
ESEMPIO 1 → IL PIANO CAMPAGNA È ASSUNTO A LIVELLO DELLA FALDA



$$\begin{cases} \sigma_{v0} = \gamma z \\ U_0 = \gamma_w z \\ \sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - U_0 = \gamma z - \gamma_w z = z(\gamma - \gamma_w) = \underline{\underline{z\gamma'}} \end{cases}$$

DEL TERRENO SATURO
 TERRENO ALLEGGERITO

ESEMPIO 2



TENSIONI TOTALI A PROFONDITÀ z

→ AGISCE TUTTO CIÒ CHE GRAVA SUL CAMPIONE;
 PESO DEL TERRENO SATURO + PESO DELLO STRATO D'ACQUA,
 SUL PROVINO GRAVA INFATTI UNA COLONNA D'ACQUA IN PARTE
 CONTENUTA NEL TERRENO

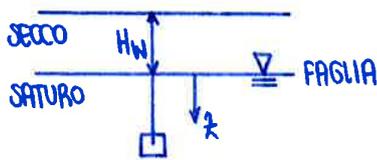
$$h_{TOT} = z + H_w$$

$$\begin{cases} \sigma_{v0} = \gamma_w H_w + \gamma z \\ U_0 = \gamma_w H_w + \gamma_w z \\ \sigma'_{v0} = \gamma_w H_w + \gamma z - \gamma_w H_w - \gamma_w z = z(\gamma - \gamma_w) = \underline{\underline{z\gamma'}} \end{cases}$$

QUESTO DIMOSTRA CHE H_w NON CONTA, OUVERO NON CAMBIA
 NULLA SE NOI CI TROVIAMO A 10 KM SOTTO IL MARE O SOLO
 A 100 M, QUESTO È EVIDENTE OSSERVANDO CHE IL FONDO MARINO
 È STABILE INDIPENDENTEMENTE DALLA PROFONDITÀ A CUI SI TROVA.

IL RISULTATO È LO
 STESSO DELL'ESEMPIO
 PRECEDENTE.

ESEMPIO 3



$$\begin{cases} \sigma_{v0} = \gamma H_w + \gamma z \\ U_0 = z \cdot \gamma_w \\ \sigma'_{v0} = \gamma H_w + \gamma z - \gamma_w z = \underline{\underline{\gamma H_w + z\gamma'}} \end{cases}$$

RISULTATO DIVERSO
 DAI CASI PRECEDENTI

ESEMPIO 4 - CASO SOLO SECCO



$$\begin{cases} \sigma_{v0} = \gamma z \\ U_0 = 0 \\ \sigma'_{v0} = \sigma_{v0} \end{cases}$$

VOLENDO PERO' CONOSCERE TUTTO LO STATO TENSIONALE AL DI SOTTO DELLA FAGLIA NON È SUFFICIENTE
 CONOSCERE σ_{v0} , σ'_{v0} E U_0 , CHE SONO TENSIONI VERTICALI. È NECESSARIO CONOSCERE ANCHE LE
 TENSIONI ORIZZONTALI σ_{ho} E σ'_{ho} .

$$[\sigma'_{h|v0}] = \begin{bmatrix} \sigma'_{ho} & 0 \\ 0 & \sigma'_{v0} \end{bmatrix} \quad [U_0] = \begin{bmatrix} U_0 & 0 \\ 0 & U_0 \end{bmatrix} \quad [\sigma'_{h|v0}] = \begin{bmatrix} \sigma'_{ho} & 0 \\ 0 & \sigma'_{v0} \end{bmatrix}$$

— GRANDEZZE DA CALCOLARE

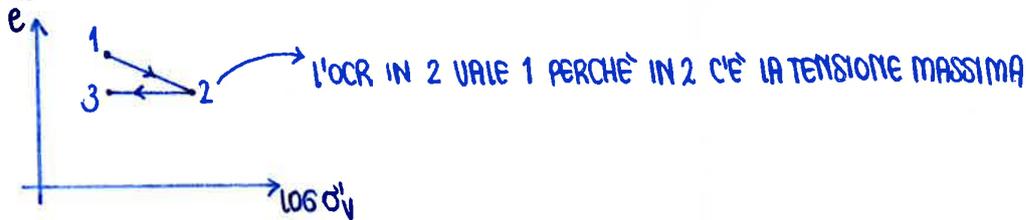
LEZIONE 3

NORMALCONSOLIDAZIONE E SOVRACONSOLIDAZIONE

→ GRAFICO

SE SULL'ASSE DELLE ASCISSE INSERISCO I LOGARITMI, LA CORRELAZIONE TRA L'INDICE DEI VUOTI E σ' È PRESSOCHE' RETTILINEA. IL TERRENO NON È ELASTICO E DUNQUE LA DEFORMAZIONE NON RIPERCORRE LA RETTA 1-4.

CONSIDERO LA PARTE DI STORIA DEL TERRENO DA 1 A 2:



DA 2 A 3 SI HA INVECE L'EROSIONE DEL TERRENO

$$OCR(3) = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma'_{v0}(2)}{\sigma'_{v0}(3)} > 1 \rightarrow \text{SOVRACONSOLIDATO MENTRE PRIMA ERA NORMALCONSOLIDATO PERCHÈ IN 2 ERA MASSIMO.}$$

SE POI RICARICO NOTO, DAL PUNTO DI VISTA SPERIMENTALE, CHE SI RIPERCORRE LA STESSA PORZIONE DI GRAFICO DELLO SCARICO, E DUNQUE IN QUESTA PORZIONE È ELASTICO, IL TERRENO SI DEFORMA MOLTO DI PIU' QUANDO È NORMALCONSOLIDATO. SOVRACONSOLIDATO = + RESISTENTE

NELLA SECONDA DEPOSIZIONE SI VA DA 1 A 4 PASSANDO PER 2. IN 4 L'OCR UARRA' 1 PERCHÈ LA TENSIONE È NUOVAMENTE MASSIMA IN QUESTO PUNTO.

→ UNA NUOVA EROSIONE PORTA IN 5.

$$\frac{\sigma'_{v0}(4)}{\sigma'_{v0}(5)} \gg 1 \rightarrow OCR(5) > OCR(2) > OCR(1)$$

NEL PUNTO 5 L'INDICE DEI VUOTI È MOLTO PIU' PICCOLO DEI PRECEDENTI, L'INDICE DEI VUOTI DEVE PERO' ESSERE COMPARATO NELLE STESSA CONDIZIONI DI TENSIONE.

CALCOLO DI k_0

PER UN TERRENO NORMAL CONSOLIDATO → $k_0 = 1 - \text{sen} \varphi$ CON φ = ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO

PER UN TERRENO SOVRACONSOLIDATO → $k_0(OC) = k_0(NC) \cdot OCR^\alpha = (1 - \text{sen} \varphi) \cdot OCR^\alpha$

$$NC \rightarrow k_0 = 1 - \text{sen} \varphi < 1$$

$$\sigma'_{h0} < \sigma'_{v0}$$

α = 0,5
SI ASSUMA CHE UAGA QUESTA QUANTITA'

ESEMPIO

$\varphi = 30^\circ$ OCR = 9

OC → $k_0 = (1 - 0,5) \cdot \sqrt{9} = 0,5 \cdot 3 = 1,5$

$\sigma'_{h0} = 1,5 \cdot \sigma'_{v0}$

→ PER IL TERRENO SOVRACONSOLIDATO

PER IL MOMENTO ABBIAMO CALCOLATO L'OCR IN BASE AI DATI RICAVATI DA UN'IPOTETICA STORIA GEOLOGICA DEL TERRENO, SE PERO' NON CONOSCO LA STORIA GEOLOGICA DEL TERRENO, DEVO NECESSARIAMENTE RICAVARE DATI DI LABORATORIO.

→ PROVA EDOMETRICA E INTAL MODO POSSO RICAVARE L'OCR

ALTEZZA PIEZOMETRICA

PRENDO UN TUBO SUFFICIENTEMENTE GRANDE DA NON TIRARE IN BALLO IL FENOMENO DELLA CAPILLARITA' E NOTO CHE L'ACQUA RISALE NEL TUBO, DEVO CALCOLARE L'ALTEZZA DI RISALITA, L'ACQUA NELLA COLONNA E' FERMA E DUNQUE POSSO CONSIDERARE LE FORMULE DELL'IDROSTATICA:

$$w(\text{PESO}) = h \cdot \gamma_w \cdot S \rightarrow h \cdot \gamma_w \cdot S = p \cdot S \rightarrow \boxed{h = \frac{p}{\gamma_w}}$$

VIENE COMPIUTO LAVORO PARI AL PESO DEL FLUIDO CHE VIENE PORTATO AD ALTEZZA h ,

SE PENSO DI PORTARE UN PESO UNITARIO ALL'ALTEZZA h HO

$$L = \cancel{w} \cdot h \rightarrow L = h \quad \text{CON} \quad h = \frac{p}{\gamma_w} \quad \text{DUNQUE} \quad \boxed{L = \frac{p}{\gamma_w}}$$

\downarrow
 $w=1$

ESSENDO PERO' L'ENERGIA POTENZIALE LA POTENZIALITA' DI SVOLGERE UN LAVORO, SI HA CHE p/γ_w RAPPRESENTA ANCHE L'ENERGIA POTENZIALE.

INTERPRETAZIONE GEOMETRICA DEL TEOREMA DI BERNOULLI

DAL GRAFICO → A-A' ALTEZZA DI PRESSIONE O ALTEZZA PIEZOMETRICA
LINEA PIEZOMETRICA: SOMMA DI ALTEZZA GEOMETRICA E
ENERGIA POTENZIALE DI PRESSIONE.

PER I FLUIDI NON PERFETTI DEVO INSERIRE UN ΔH CHE È UNA VARIAZIONE DI ENERGIA TOTALE.

→ IN QUESTO SPECIFICO CASO LA LEGGE DI BERNOULLI SUBISCE UNA VARIAZIONE.

QUANDO L'ACQUA FILTRA NEL TERRENO DISSIPAZIONE UNA CERTA QUANTITÀ DI ENERGIA ΔH .

→ PERDITA DI CARICO TOTALE.

SISTEMI A VUOTO

CONDIZIONI NON DRENATE

→ VALVOLA COMPLETAMENTE CHIUSA = PERMEABILITÀ DEL TERRENO NULLA
 IN REALTÀ NESSUN TERRENO È COMPLETAMENTE IMPERMEABILE, NEMMENO LE ARGILLE.
 LE CONDIZIONI INIZIALI SONO LE STESSA DEL CASO PRECEDENTE,
 CI SI CHIEDE NUOVAMENTE QUANTO VANNO U E σ'_v DOPO L'APPLICAZIONE DEL CARICO.
 APPLICO DUNQUE IL CARICO SULLO STANTUFFO, MA L'ACQUA È INCOMPRESSIBILE E LA MOLLA
 NON PUÒ ACCORCIARSI. PER PRENDERE CARICO LA MOLLA DOVREBBE COMPRIMERSI, MA
 CIÒ NON ACCADE E DUNQUE TUTTO IL CARICO VIENE ASSORBITO DALL'ACQUA.

$$\begin{cases} U = U_0 + \Delta\sigma'_v \\ \sigma'_v = \sigma'_{v0} \\ \sigma_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \end{cases} \rightarrow \text{SITUAZIONE TIPICA DEI TERRENI A GRANA FINE PER CONDIZIONI DI CARICO USUALI}$$

NELLA CONDIZIONE NON DRENATA NASCONO DUNQUE DELLE SOVRAPRESSIONI NELL'ACQUA.

NEL TEMPO PERO', LASCIANDO IL CARICO APPLICATO PER ANNI, È COME SE LA VALVOLA SI APRISSE
 LEGGERMENTE OTTENENDO UNA PICCOLA PERMEABILITÀ. QUINDI L'ACQUA POTRÀ INIZIARE A
 FUORIUSCIRE, LO STANTUFFO A SCENDERE E LA MOLLA A DEFORMARSI. ALLA FINE, DUNQUE,
 TUTTI I CARICHI SOPPORTATI DALL'ACQUA VENGONO ASSORBITI DALLA MOLLA.
 QUESTA FASE PRENDE IL NOME DI FASE DI CONSOLIDAZIONE E AL TERMINE DEL PROCESSO SI HA:

$$\begin{cases} \sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_x \\ U = U_0 \\ \sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \end{cases} \rightarrow \text{LE PRESSIONI DELL'ACQUA PRESENTI PRECEDENTEMENTE VENGONO DISSIPATE}$$

→ ALLA FINE SI OTTENGONO DUNQUE LE STESSA CONDIZIONI DEL CASO DRENATO!

NON DRENATO + CONSOLIDAZIONE = DRENATO

GRAFICI → NELLA FASE DI CONSOLIDAZIONE, IN OGNI ISTANTE t^* IL SEGMENTO SUL GRAFICO DI U
 PIÙ IL SEGMENTO SUL GRAFICO DI σ'_v DEVONO DARE IL SEGMENTO SUL GRAFICO σ_v
 ALLO STESSO ISTANTE DI TEMPO t^* .

OLTRE t_d IL GRAFICO DIVENTA NON LINEARE E QUESTO DERIVA DAL FATTO CHE IL
 CARICO PIEZOMETRICO NON È COSTANTE. DIETRO A QUESTA NON LINEARITÀ CI SONO
 NUMEROSISSIME EQUAZIONI CHE SI RIFANNO ALLO STUDIO DELLA CONSOLIDAZIONE.

QUINDI, COSTRUIENDO SU TERRENI D'ARGILLA POTREMO AVERE CEDIMENTI SOLO IN FASE DI CONSOLIDAZIONE,
 QUANDO SI HA LA VARIAZIONE DI VOLUME. QUESTO FENOMENO È MOLTO IMPORTANTE E MOLTO
 PERICOLOSO PERCHÈ AVVIENE SOLO A EDIFICIO ULTIMATO.
 QUESTI CEDIMENTI POSSONO ARRIUARE ANCHE AL METRO.



OSSERVANDO IL GRAFICO DEL TERRENO NOTO CHE DOVE CAMBIA LA PENDENZA DELLA RETTA SI HA ANCHE UN CAMBIAMENTO DEL COMPORTAMENTO.

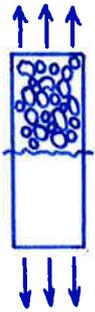
IL CAMBIAMENTO DI PENDENZA COINCIDE CON IL PASSAGGIO DA SOVRACONSOLIDAZIONE A NORMALCONSOLIDAZIONE, IN QUESTO MODO È POSSIBILE TROVARE σ'_p , CHE COINCIDE CON IL PUNTO IN CUI AVVIENE IL CAMBIAMENTO DI PENDENZA.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v*}} = \frac{\sigma'_{v*}}{\sigma'_{v*}} = 1$$

NEL PUNTO A CI TROVIAMO DEFINITIVAMENTE NELLA PORZIONE DI GRAFICO NORMALCONSOLIDATA E QUINDI LA MASSIMA TENSIONE SI HA NEL MOMENTO ATTUALE, OVVERO NELL'EDOMETRO. RICAUVANDO σ'_p HO RIFERCORSO LA STORIA TENSIONALE DEL TERRENO, OVVERO HO DEDOTTO QUALE È STATA LA MASSIMA TENSIONE NELLA STORIA DEL TERRENO. L'UNICA DIFFERENZA È CHE IN LABORATORIO LA PROVA È UNIASSIALE (CONDIZIONI EDOMETRICHE).

COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA IN COMPRESSIONE E IN TRAZIONE

È NECESSARIO VALUTARE LA ROCCIA COME UN MATERIALE COSTITUITO DA GRANI CEMENTATI TRA DI LORO,



FACENDO UNA PROVA DI TRAZIONE DEVO VINCERE LA FORZA COLLANTE ESISTENTE TRA UN GRANO E L'ALTRO. LA ROTTURA AVVERRÀ PIÙ O MENO PERPENDICOLARMENTE RISPETTO ALL'ASSE DI APPLICAZIONE DELLA TENSIONE.



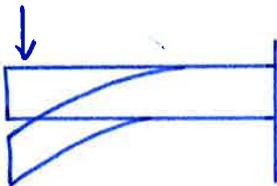
SE SOTTOPOSTO INVECE IL PROVINO A COMPRESSIONE OTTENDO UN ASSE DI ROTTURA OBLIQUO, DEVO VINCERE IL COLLANTE TRA I GRANI MA ANCHE L'ATTRITO TRA GLI STESSI.

→ SI TRATTA PERCIÒ DI DUE FENOMENI TRA LORO MOLTO DIVERSI.

$$C_0 = 10 + 25 T_0 \rightarrow \text{RESISTENZA A TRAZIONE}$$

↳ RESISTENZA A COMPRESSIONE

LO STESSO MATERIALE RESISTE MEGLIO A COMPRESSIONE CHE A TRAZIONE E QUESTA È UNA CARATTERISTICA COMUNE A TUTTI I MATERIALI COSTITUITI DA GRANI (È COSÌ ANCHE PER IL CLS). PER ALCUNI MATERIALI LA RESISTENZA A TRAZIONE È TALMENTE BASSA DA ESSERE CONSIDERATA NULLA.



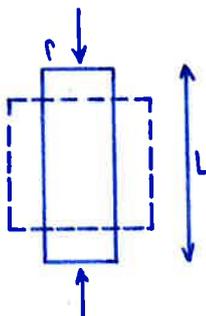
ESEMPIO DI UN BALCONE A SBALZO LA PARTE SUPERIORE È IN TRAZIONE E QUINDI IN QUESTO CASO NON POSSO SICURAMENTE TRASCURARLA PERCHÉ ALTRIMENTI IL BALCONE SI ROMPEREBBE.

IN MECCANICA DELLE TERRE LA RESISTENZA A TRAZIONE È PERO' CONSIDERATA NULLA.

COMPRESSIONE MONOASSIALE

$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y \end{bmatrix} \quad \sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \rightarrow \text{IN TRE DIMENSIONI}$$

PER IL PROVINO CONSIDERATO, AL SOLITO, SI POTRÀ DISEGNARE IL CERCHIO DI MOHR. LA RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE È LA TENSIONE ULTIMA DEL PROVINO PRIMA DI ARRIVARE A ROTTURA. LA COMPRESSIONE MONOASSIALE DEL PROVINO PORTA A UNO SPANCIAMENTO LATERALE.



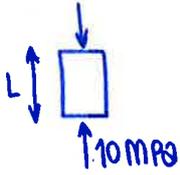
$$\frac{\Delta l}{L} = \epsilon_y \rightarrow \text{DEFORMAZIONE IN DIREZIONE DI } y$$

$$\frac{\Delta r}{r} = \epsilon_r \rightarrow \text{LA } \epsilon \text{ RADIALE È LA VARIAZIONE DEL RAGGIO RISPETTO AL RAGGIO STESSO.}$$

ESEMPIO

IN CASO DI COMPRESSIONE MONOASSIALE DI QUANTO SI SCHIACCIA UN PROVINO QUANDO GLI APPLICHIAMO UN CARICO?

$E = 25000 \text{ MPa}$



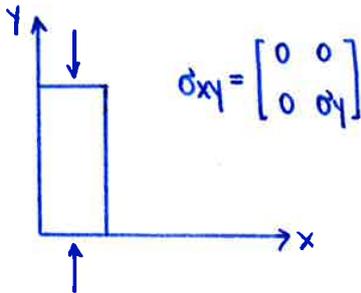
$$E_s = \frac{\sigma_A}{\epsilon_A} = \frac{\sigma_A}{\frac{\Delta L}{L}} \rightarrow \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sigma_A}{E_s}$$

$$\Delta L = \frac{L \sigma_A}{E_s} = \frac{10 \cdot 100 \text{ mm}}{25000} = \frac{1000}{25000} = \frac{1}{25} \text{ mm}$$

CALCOLANDO L'ALLUNGAMENTO ΔL DEL PROVINO SI NOTA CHE È UNA LUNGHEZZA TALMENTE PICCOLA DA NON ESSERE VISIBILE A OCCHIO NUDO. PER QUESTO MOTIVO USIAMO GLI ESTENSIMETRI.

COME SI ROMPE IL PROVINO

SITUAZIONE DI PARTENZA

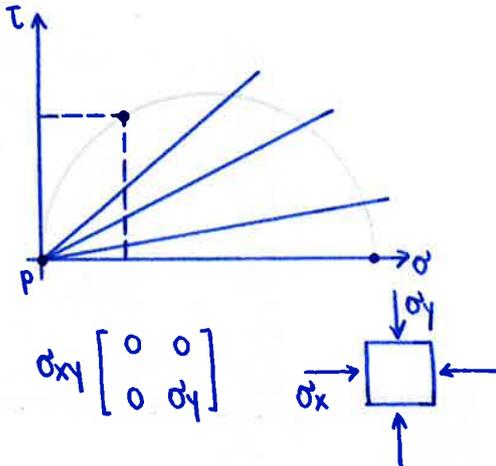


IL PROVINO SI ROMPE LUNGO UN ASSE INCLINATO RISPETTO AL PROVINO STESSO

→ CRITERIO DI COULOMB

LA ROTTURA AVVIENE QUANDO IL TAGLIO AGENTE LUNGO IL PIANO UGUAGLIA LO SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE LUNGO QUEL PIANO.

DOVE SONO CONCENTRATI GLI SFORZI DI TAGLIO?



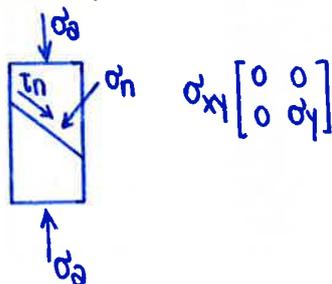
SE CONSIDERO IL CERCHIO DI MOHR ASSOCIATO AL PROVINO VEDO CHE I TAGLI SONO DIVERSI DA ZERO IN TUTTI I PIANI ESCLUSI QUELLI PRINCIPALI, E DUNQUE TUTTI I PIANI SONO EFFETTIVAMENTE PIANI CANDIDATI PER LA ROTTURA LUNGO UNO DI ESSI.

σ_x AGISCE SUL PIANO VERTICALE

σ_y AGISCE SUL PIANO ORIZZONTALE

TUTTI I PIANI CHE NON SIANO QUELLO ORIZZONTALE E VERTICALE HANNO τ DIVERSA DA ZERO.

CONSIDERO DUNQUE UN PIANO GENERICO



$$\tau_n = C + \sigma_n' \tan \varphi$$

COESIONE
CEMENTAZIONE
TRA I GRANI
DEI MATERIALI

→ SFORZI EFFICACI CHE COINCIDONO CON GLI SFORZI TOTALI PERCHÈ NON È CONSIDERATA LA PRESENZA DI ACQUA.

PROVINO CUBICO - COMPRESSIONE TRIASSIALE

RIGUARDA IL PROVINO CUBICO PERCHÈ IL DISTURBO SULLE PIASTRE VIENE TRASMESSO ANCHE NEL CENTRO DEL PROVINO. IL PROVINO CILINDRICO, INVECE, NEL CENTRO, VA INCONTRO A COMPRESSIONE MONOASSIALE PERCHÈ È PIÙ ALTO DI QUELLO CUBICO E DUNQUE IL DISTURBO CAUSATO DALLA COMPRESSIONE SULLA PIASTRA NON SI DIFFONDE FINO AL CENTRO DEL PROVINO.

→ IL PROVINO CUBICO È PIÙ RESISTENTE.



PROVINO IN ROCCIA VISTO A LEZIONE

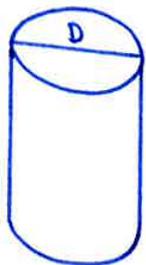
ANGOLO DI ROTTURA SECONDO LA VERTICALE σ_1

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$

SE $\varphi = 40^\circ \rightarrow \alpha = 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} = \underline{25^\circ}$ ANGOLO DI ROTTURA DEL PROVINO

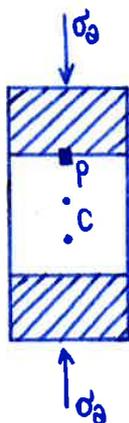
NON SI AURA' UN PIANO DI ROTTURA FISSO POICHÈ DIPENDE DALL'ANGOLO DI ATTRITO DEL MATERIALE (CHE PER LA ROCCIA ABBIAMO ASSUNTO DI 45°).

SI CONSIDERA UN CAMPIONE CILINDRICO SOLLECITATO TRAMITE PIASTRE. IL CAMPIONE DEVE AVERE DELLE DIMENSIONI RACCOMANDATE:



$L = 2,5 D \rightarrow$ QUESTE DIMENSIONI SONO SUGGERITE DAL ISMR (INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS). NON ESISTE UNA VERA E PROPRIA NORMATIVA, MA VI SONO PIÙ CHE ALTRO DEI SUGGERIMENTI PER QUANTO RIGUARDA LE DIMENSIONI DEL PROVINO.

IL DIAMETRO MINIMO È DI 50 MM MA DI SOLITO SI USANO DIAMETRI DA 50 A 150 MM. CI SI CHIEDE PERCHÈ SI SIANO SCELTE PROPRIO QUESTE MISURE.



SIAMO INTERESSATI A DETERMINARE IL Δr DELLA PIASTRA E IL Δr DEL CAMPIONE. VOGLIAMO DETERMINARE IL RAPPORTO $\Delta r_c / \Delta r_p$. IL CAMPIONE TENDE A SPANCIARE.

VALGONO LE RELAZIONI:

$$E = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} \quad \epsilon_r = \nu \epsilon_a \quad (\text{IN COMPRESSIONE MONOASSIALE})$$

QUINDI PER IL CAMPIONE

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{rc} = \nu_c \cdot \epsilon_{ac} = \nu_c \frac{\sigma_a}{\epsilon_c} &\rightarrow \Delta r_c = \nu_c \frac{\sigma_a}{\epsilon_c} \cdot r \\ \epsilon_{rp} = \nu_p \cdot \epsilon_{ap} = \nu_p \frac{\sigma_a}{\epsilon_p} &\rightarrow \Delta r_p = \nu_p \frac{\sigma_a}{\epsilon_p} \cdot r \end{aligned} \right\} \frac{\Delta r_c}{\Delta r_p} = \frac{\nu_c}{\nu_p} \frac{\epsilon_p}{\epsilon_c}$$

ESEMPIO

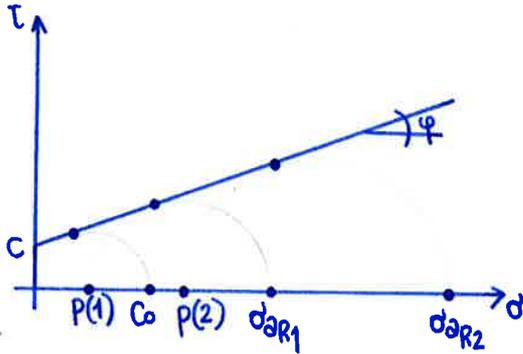
- $\nu_c = 0,3$
- $\nu_p = 0,15$
- $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$
- $E_c = 50\,000 \text{ MPa}$

$$\frac{\Delta r_c}{\Delta r_p} = \frac{0,3}{0,15} \cdot \frac{200\,000}{50\,000} = 8$$

CIÒ SIGNIFICA CHE COMPRIMENDO IL PROVINO LA ROCCIA TENDE A SPANCIARE 8 VOLTE PIÙ DI QUANTO NON FACCA L'ACCIAIO DELLA PIASTRA. TUTTE LE VOLTE CHE CIÒ ACCADE NASCE UN ATTRITO.

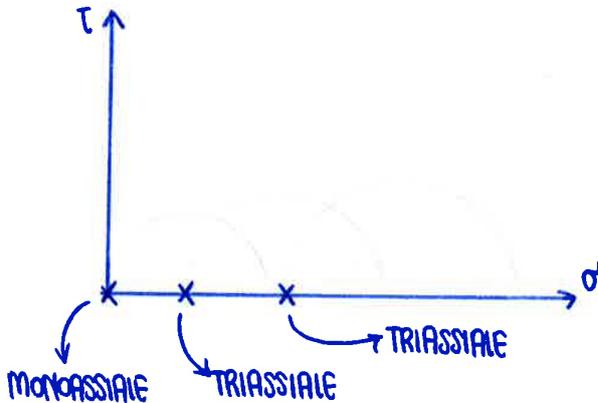
IL RAPPORTO TRA LO SPOSTAMENTO RADIALE DEL CAMPIONE E QUELLO DELLA PIASTRA MOSTRA CHE LO SPANCIAMENTO DI PIASTRA E CAMPIONE SONO DIVERSI.

LO SCOPO È QUELLO DI DETERMINARE COESIONE E ANGOLO D'ATTRITO.



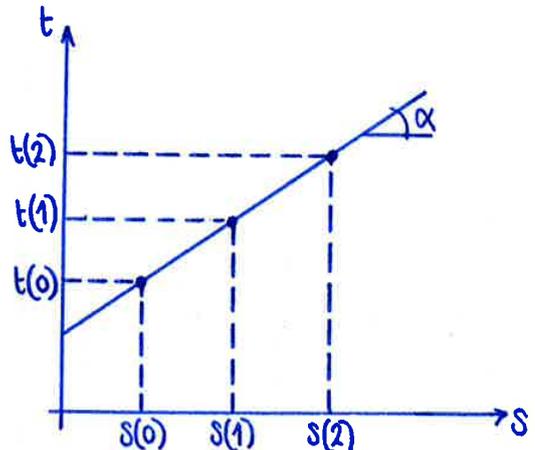
LA TANGENTE ALLE CIRCONFERENZE NON RISULTERÀ MAI PERFETTA PERCHÉ C'È UNA CERTA DISPERSIONE DEI DATI E, PER DI PIÙ, QUELLO DI MOHR NON È NIENT'ALTRO CHE UN MODELLO, CHE COME TALE HA DEI LIMITI, AVENDO TRACCIATO L'INVOLUPO POSSO DUNQUE TROVARE COESIONE E ANGOLO D'ATTRITO, LE PROVE SONO FATTE A FINI DI CLASSIFICAZIONE.

NELLA PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE VIENE APPLICATO DELL'OLIO ALL'INTERNO DEL CONTENITORE E QUEST'OLIO SERVE A COMPRIMERE LATERALMENTE IL PROVINO (PRESSIONE p APPLICATA).
 (→ VEDI MACCHINARIO PROVE, COMPLETAMENTE DIVERSO DA QUELLO DELLA COMPRESSIONE MONOASSIALE).



$$\tau = c + \sigma'_n \tan \varphi$$

P	σ_{DR}	$t = \tau_{MAX}$	$s = \sigma_{MED}$
0	c_0	$\frac{c_0}{2}$	$\frac{c_0}{2}$
$p(1)$	$\sigma_{DR(1)}$	$\frac{\sigma_{DR(1)} - p(1)}{2}$	$\frac{\sigma_{DR(1)} + p(1)}{2}$
$p(2)$	$\sigma_{DR(2)}$



EQUAZIONE DELLA RETTA

$$t_r = s + s \tan \alpha$$

STESSO PROCESSO SEGUITO NEGLI STRESS-PATH

DUNQUE QUANDO SI È A ROTTURA SUL PIANO DI ROTTURA ESISTE UNA RELAZIONE TRA t ED s .
 LE t E LE s NON SONO PRESSE A CASO MA SONO LEGATE TRA LORO DALL'EQUAZIONE.
 AVENDO IN QUESTO OTTENUTO DEI PUNTI È PIÙ FACILE TROVARE LA RETTA INTERPOLATRICE,

RELAZIONI:

$$\varphi = \text{ARCSIN}(\tan \alpha)$$

$$c = \frac{s}{\cos \varphi}$$

(NO DIMOSTRAZIONE)

ESERCITAZIONE 1

CARATTERISTICHE FISICHE DEI TERRENI E PROVE DI CLASSIFICAZIONE

ESERCIZIO 1

È DATO UN CAMPIONE DI TERRENO CON LE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

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

$$W = 0,0184 \text{ kN}$$

$$w = 14,7\%$$

$$G_s = 2,72$$

DETERMINARE:

a) γ

b) S

c) γ_{SATURO} → PESO DI VOLUME CHE IL TERRENO AUREBBE SE FOSSE SATURO

d) γ_{SECCO} → PESO DI VOLUME CHE IL TERRENO AUREBBE SE FOSSE SECCO

$$a) \boxed{W = \gamma V} \rightarrow \gamma = \frac{W}{V} = \frac{0,0184 \text{ kN}}{0,001 \text{ m}^3} = \underline{\underline{18,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}}$$

$$b) \boxed{S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{W_w}{\gamma_w V_v}}$$

$$\boxed{w = \frac{W_w}{W_s} = 0,147}$$

$$\boxed{G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{W_w}{W_s} &= 0,147 \rightarrow W_w = 0,147 W_s \\ W_w + W_s &= 0,0184 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

$$0,147 W_s + W_s = 0,0184$$

$$W_s(0,147 + 1) = 0,0184$$

$$W_s = \frac{0,0184}{1,147} = 0,016 \text{ kN}$$

$$\boxed{V = V_s + V_v}$$

$$\rightarrow V_v = V_s + V_w$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0,0024 \text{ kN}}{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} = 0,00024 \text{ m}^3 \quad W_w = 0,0184 - 0,016 = \underline{\underline{0,0024 \text{ kN}}}$$

$$\gamma_w G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \rightarrow V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{0,016}{2,72 \cdot 10} = 0,000588 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{TOT}} = V_s + V_v \rightarrow V_v = V_{\text{TOT}} - V_s = 0,001 - 0,000588 = \underline{\underline{0,000412 \text{ m}^3}}$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0,00024}{0,000412} = 0,582 \rightarrow \underline{\underline{58,2\%}} = 0,000412 \text{ m}^3$$

CONSIDERO

$$\boxed{V_{\text{TOT}} = V_s + V_v}$$

ESERCIZIO 3

DETERMINARE LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DI PLASTICITÀ DI UN CAMPIONE DI TERRENO SAPENDO:

w_L	N° COLPI	17	19	33	40
	W UMIDO (g)	25,93	28,64	29,86	27,62
	W SECCO (g)	19,08	21,06	22,27	20,74

$w_p \rightarrow$ PESO UMIDO = 11,35 g
PESO SECCO = 9,34 g

→ VENGONO CONSIDERATE SOLO LE PROVE CON UN NUMERO DI COLPI COMPRESO TRA 15 E 35.

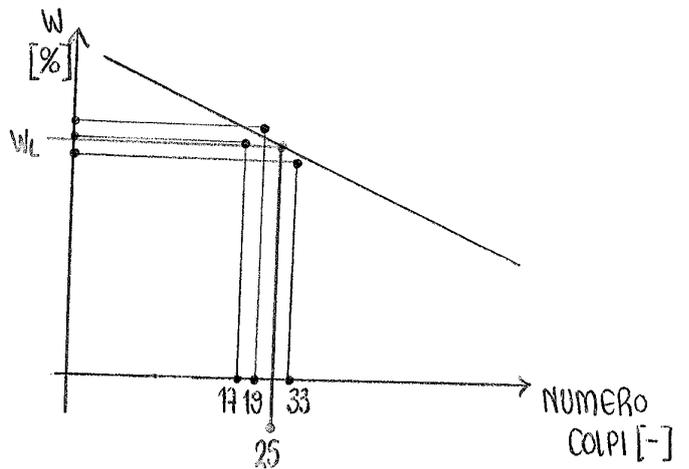
a)

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

$$w(17 \text{ COLPI}) = \frac{25,93 - 19,08}{19,08} \cdot 100 = 35,90$$

$$w(19 \text{ COLPI}) = \frac{28,64 - 21,06}{21,06} \cdot 100 = 35,99$$

$$w(33 \text{ COLPI}) = \frac{29,86 - 22,27}{22,27} \cdot 100 = 34,08$$



IL VALORE DI w_L È LETTO SUL GRAFICO IN CORRISPONDENZA DEI 25 COLPI.

$$b) w_p = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{11,35 - 9,34}{9,34} \cdot 100 = \underline{\underline{21,52\%}}$$

$$c) PI = w_L - w_p = 35,01 - 21,52 = \underline{\underline{13,49}}$$

ESERCIZIO 1

UN CAMPIONE DI TERRENO ARGILLOSO SATURO, DEL VOLUME UNITARIO DI 1 m^3 , PESA $1,78 \text{ t}$. SE IL PESO SPECIFICO DEI GRANI DI TALE MATERIALE È $G_s = 2,76$, VALUTARE:

a) POROSITÀ n

b) INDICE DEI VUOTI e

c) CONTENUTO D'ACQUA w

d) PESO DI VOLUME SATURO γ

e) PESO DI VOLUME SECCO γ_d

$$\delta = 1$$

$$V = 1 \text{ m}^3$$

$$W = 1780 \text{ kg} = 17800 \text{ N} = 17,8 \text{ kN}$$

$$G_s = 2,76$$

→ SE IL MATERIALE È SATURO IL VOLUME DEI VUOTI È INTERAMENTE RIEMPIUTO D'ACQUA.

$$V = V_s + V_w$$

$$W = W_s + W_w$$

$$V = V_s + \frac{W_w}{\gamma_w}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{W_s}{\gamma_s} + \frac{W_w}{\gamma_w} \\ W = W_s + W_w \\ G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \gamma_s = G_s \gamma_w$$

$$d) \gamma = \frac{W}{V} = \frac{17,8 \text{ kN}}{1 \text{ m}^3} = \underline{\underline{17,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}}$$

$$a) n = \frac{V_w}{V} \quad \begin{array}{l} V_w = V_v \\ V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} \end{array}$$

DAL SISTEMA DI TRE EQUAZIONI IN TRE INCOGNITE

$$\rightarrow V = \frac{W - W_w}{G_s \gamma_w} + \frac{W_w}{\gamma_w}$$

$$V = \frac{W - W_w + G_s W_w}{G_s \gamma_w} \rightarrow$$

$$W - W_w + G_s W_w = V G_s \gamma_w$$

$$G_s W_w - W_w = V G_s \gamma_w - W$$

$$W_w (G_s - 1) = V G_s \gamma_w - W$$

$$W_w = \frac{V G_s \gamma_w - W}{G_s - 1} = \frac{1 \cdot 2,76 \cdot 10 - 17,8}{2,76 - 1} = 5,57 \text{ kN}$$

$$V_w = \frac{5,57}{10} = 0,557 \text{ m}^3$$

$$n = \frac{V_w}{V} = \frac{0,557}{1} = 0,557 \rightarrow \underline{\underline{55,7\%}}$$

$$b) e = \frac{V_v}{V_s} \quad V_s = V - V_w \quad e = \frac{V_v}{V - V_w} = \frac{0,557}{1 - 0,557} = \underline{\underline{1,26}}$$

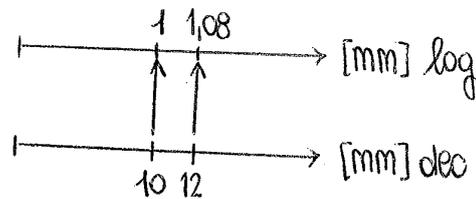
TERRENO B

RIFARE GRAFICO COME PRECEDENTE.

PASSAGGI: 1) RICAVARE LA PERCENTUALE DI PASSANTE IN TABELLA

2) DISEGNARE GLI ASSI

3) L'ASSE CONTENENTE IL DIAMETRO DEI GRANI È LOGARITMICO!
PERCIÒ SI CREA UN ASSE DECIMALE PARALLELO AD ESSO CHE SI USA ALL'UNICO SCOPO DI POSIZIONARE CORRETTAMENTE I DATI.



4) VENGONO FISSATI I PUNTI E SI DISEGNA IL GRAFICO

5) SI PUÒ PROCEDERE CON IL CALCOLO DELLE FRAZIONI GRANULOMETRICHE (FORMULE)

ESERCIZIO 3

PER I TERRENI CONSIDERATI CALCOLARE IL PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME (γ), IL CONTENUTO D'ACQUA (w) E L'INDICE DEI VUOTI (e). SI CONSIDERI

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

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

1) LIMO CON ARGILLA

$$V = 65 \text{ cm}^3 = 0,000065 \text{ m}^3$$

$$W = 119,5 \text{ g} = 0,1195 \text{ kg} = 1,195 \text{ N} = 0,001195 \text{ kN}$$

$$W_s = 87,7 \text{ g} = 0,0877 \text{ kg} = 0,877 \text{ N} = 0,000877 \text{ kN}$$

$$\gamma_s = 27,3 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{0,001195 \text{ kN}}{0,000065 \text{ m}^3} = \underline{\underline{18,38 \text{ kN/m}^3}}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,000033}{0,000032} = \underline{\underline{1,03}}$$

$$w = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{0,001195 - 0,000877}{0,000877} \cdot 100 = \underline{\underline{36,26\%}}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{0,000877}{27,3} = 0,000032 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,000065 - 0,000032 = 0,000033 \text{ m}^3$$

ESERCIZIO 4

SU DI UN CAMPIONE DI TERRENO COESIVO SONO STATI ESEGUITI I LIMITI DI ATTERBERG, CHE HANNO DATO I SEGUENTI RISULTATI:

W_L	COLPI [-]	17	25	32	43	
	PESO TARA [g]	34,80	31,20	34,60	31,90	→ 43,30
	PESO CAMPIONE UMIDO + TARA [g]	77,80	74,40	84,50	75,80	→ 53,50
	PESO CAMPIONE SECCO + TARA [g]	65,20	62,00	70,40	63,70	→ 51,30

OTTENUTO DALLA MEDIA DI TRE PROVE

CALCOLARE W_L , W_P E IP

SI CONSIDERANO SOLO LE PROVE CON UN NUMERO DI COLPI COMPRESO TRA 15 E 35

$$W(17 \text{ COLPI}) = \frac{77,80 - 65,20}{65,20 - 34,80} = 0,414 \cdot 100 = 41,4\%$$

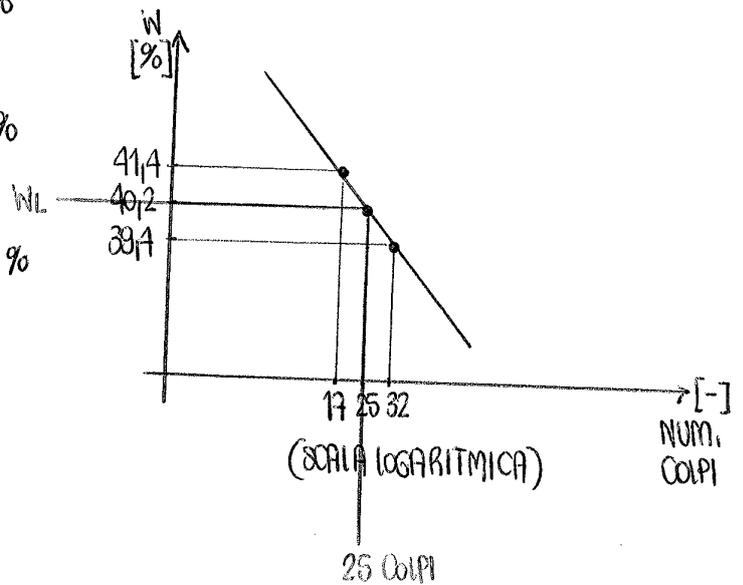
$$W(25 \text{ COLPI}) = \frac{74,4 - 62,00}{62,00 - 31,2} = 0,402 \cdot 100 = 40,2\%$$

$$W(32 \text{ COLPI}) = \frac{84,50 - 70,40}{90,40 - 34,6} = 0,394 \cdot 100 = 39,4\%$$

$$W_L = \underline{\underline{40,2\%}}$$

$$W_P = \frac{53,5 - 51,3}{51,3 - 43,3} \cdot 100 = \underline{\underline{27,5\%}}$$

$$IP = 40,2 - 27,5 = \underline{\underline{12,7\%}}$$



3) Per i terreni in tabella calcolare il peso dell'unità di volume (γ), il contenuto d'acqua (w) e l'indice dei vuoti (e). Si consideri $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$ e $g = 10\text{m/s}^2$.

Terreno	Limo con argilla	Argilla limosa	Sabbia asciutta
Volume (cm^3)	65	65	65
Peso (g)	119.5	127.40	107.90
Peso dopo essiccamento (g)	87.7	100.30	-
γ_s (kN/m^3)	27.3	27.4	27.2
γ (kN/m^3)			
γ_d (kN/m^3)			
w (%)			
e (-)			

4) Su di un campione di terreno coesivo sono stati eseguiti i limiti di Atterberg, che hanno dato i seguenti risultati:

Colpi	[-]	Limite liquido				Limite plastico (*)
		17	25	32	43	
Peso tara	[g]	34.80	31.20	34.60	31.90	43.30
Peso campione umido + tara	[g]	77.80	74.40	84.50	75.80	53.50
Peso campione secco + tara	[g]	65.20	62.00	70.40	63.70	51.30

(* valori ottenuti dalla media su 3 prove)

Calcolare il limite liquido, il limite plastico e l'indice plastico.

c) DETERMINARE IL CONTENUTO NATURALE D'ACQUA w_n

$$w_n = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \rightarrow W_w = V_w \cdot \gamma_w = 0,56 \text{ m}^3 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5,6 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \rightarrow \gamma_s = G_s \cdot \gamma_w = 2,76 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 27,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \checkmark$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \rightarrow W_s = \gamma_s \cdot V_s = 27,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,44 \text{ m}^3 = 12,1 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$w_n = \frac{5,6 \text{ kN}}{12,1 \text{ kN}} \cdot 100 = 0,46 \cdot 100 \rightarrow \underline{\underline{46\%}} \quad \checkmark$$

d) DETERMINARE IL PESO DI VOLUME SATURO γ

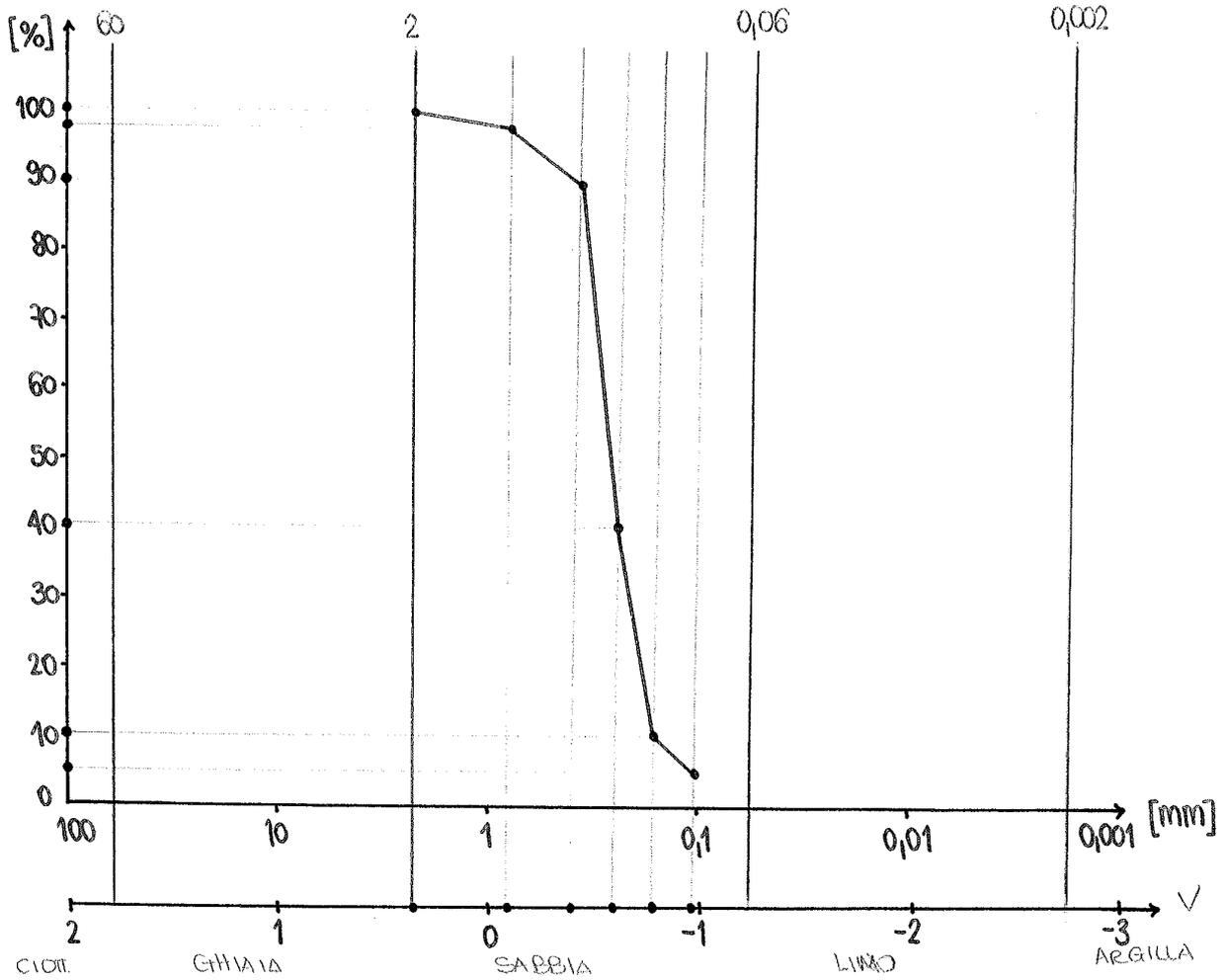
$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{17,8 \text{ kN}}{1 \text{ m}^3} = \underline{\underline{17,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}} \quad \checkmark$$

e) DETERMINARE IL PESO DI VOLUME SECCO γ_d

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{12,1 \text{ kN}}{1 \text{ m}^3} = \underline{\underline{12,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}} \quad \checkmark$$

2) TERRENO B

letture?



° IN PESO CIOTTOLI: $100\% - 100\%$ PASSANTE A 60 MM

$$100\% - 100\% = 0\%$$

° IN PESO GHIAIA: ° PASSANTE A 60 MM - ° PASSANTE A 2MM

$$100\% - 100\% = 0\%$$

° IN PESO SABBIA: ° PASSANTE A 2MM - ° PASSANTE A 0,06 MM

$$100\% - 4\% = 96\% \quad 100\% \text{ SABBIA}$$

° IN PESO LIMO E ARGILLA: 4%

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{0,001003}{27,4} = 0,000037 \text{ m}^3$$

$$V_w = V - V_s = 0,000065 - 0,000037 = 0,000028 \text{ m}^3$$

$$W_w = \gamma_w \cdot V_w = 0,00028 \text{ kN}$$

$$w = \frac{0,00028 \text{ kN}}{0,001003 \text{ kN}} \cdot 100 = \underline{\underline{27,9\%}} \quad \checkmark$$

$$e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{0,000028}{0,000037} = \underline{\underline{0,76}} \quad \checkmark$$

3) SABBIA ASCIUTTA

$$V = 65 \text{ cm}^3 = 0,000065 \text{ m}^3$$

$$W = 107,9 \text{ g} = 0,001079 \text{ kN}$$

$$W_s = 0,001079 \text{ kN} \rightarrow \text{NON C'E' PRESENZA D'ACQUA QUINDI } W_w = 0$$

$$\gamma_s = 27,2 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \quad g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{0,001079 \text{ kN}}{0,000065 \text{ m}^3} = \underline{\underline{16,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}} \quad \checkmark \quad \underline{\underline{\gamma = \gamma_d}} \quad \checkmark$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \underline{\underline{0\%}} \quad \checkmark$$

MANCA e

b) DETERMINARE IL LIMITE PLASTICO W_p

$$W_{UMIDO} = 53,5 - 43,3 = 10,2 \text{ g}$$

$$W_{SECCO} = 51,3 - 43,3 = 8 \text{ g}$$

$$W_p = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{10,2 - 8}{8} \cdot 100 = \underline{27,5\%} \quad \checkmark$$

c) DETERMINARE L'INDICE PLASTICO PI

$$PI = W_L - W_p = 40,2\% - 27,5\% = \underline{12,7\%} \quad \checkmark$$

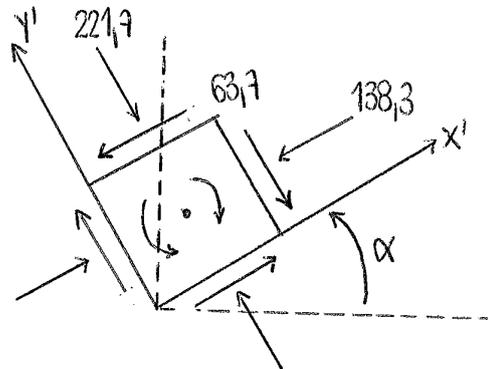
RICERCA ANALITICA DEI VALORI DI D ED E

$$\alpha = 40^\circ \quad \sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 110 & -30 \\ -30 & 250 \end{bmatrix}$$

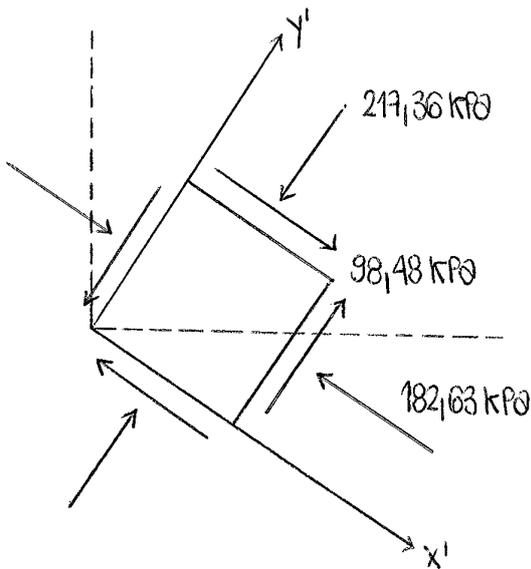
$\sigma_{x'} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha$	→ 138,3 kPa
$\sigma_{y'} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha - \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha$	→ 221,7 kPa
$\tau_{x'y'} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \cos 2\alpha$	→ 63,7 kPa

D (221,7 ; 63,7)

E (138,3 ; -63,7)



$$\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} 138,3 & 63,7 \\ 63,7 & 221,7 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$



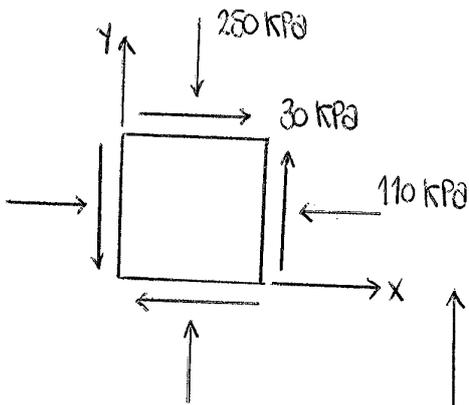
$$\sigma'_{x'y'} = \begin{bmatrix} 182,63 & -98,48 \\ -98,48 & 217,36 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

ESERCIZIO 3

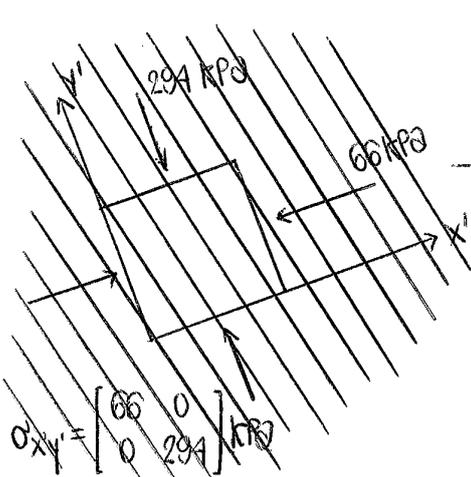
CONOSCIAMO LO STATO TENSIONALE IN UN PUNTO

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

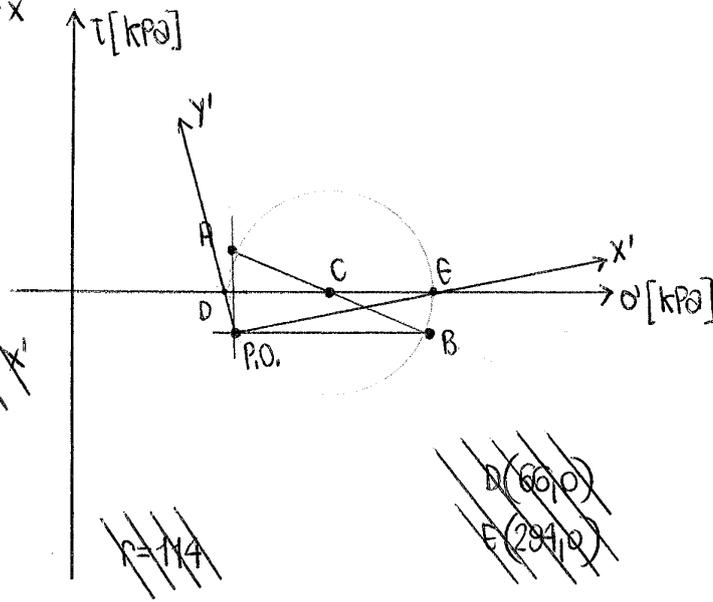
DETERMINARE E RAPPRESENTARE PIANI E TENSIONI PRINCIPALI.



$A(110, 30)$
 $B(250, -30)$
 $C(180, 0)$



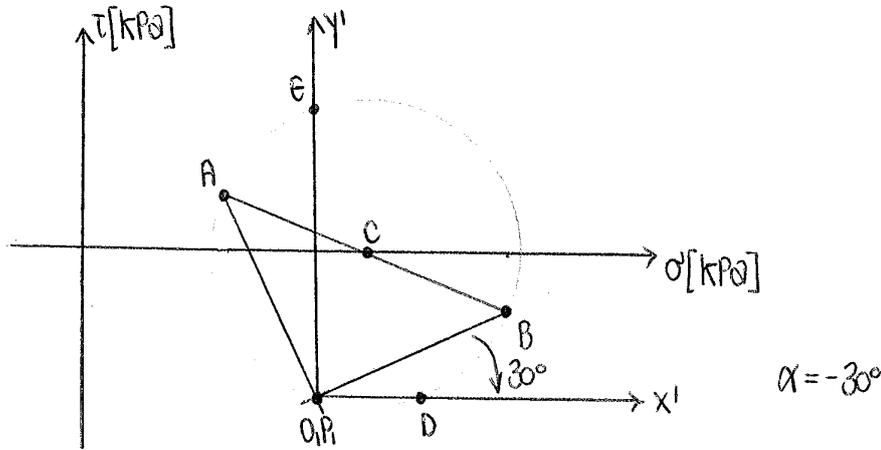
$$\sigma''_{x''y''} = \begin{bmatrix} 66 & 0 \\ 0 & 294 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$



$D(66, 0)$
 $E(294, 0)$

$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 100 & -40 \\ -40 & 300 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

$$A(100, 40) \quad C(200, 0) \\ B(300, -40) \quad D(200, 0)$$



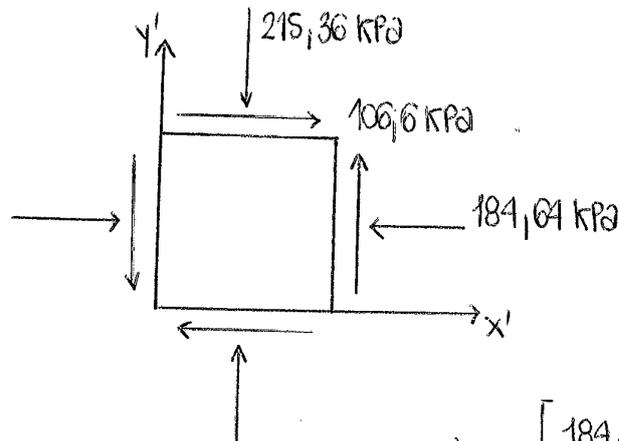
$$\sigma_{x'} = \frac{100+300}{2} + \frac{100-300}{2} \cdot \cos(-60^\circ) - 40 \cdot \sin(-60^\circ) = 184,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y'} = \frac{100+300}{2} - \frac{100-300}{2} \cdot \cos(-60^\circ) + 40 \cdot \sin(-60^\circ) = 215,36 \text{ kPa}$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{100-300}{2} \cdot \sin(-60^\circ) + 40 \cdot \cos(-60^\circ) = -106,6 \text{ kPa}$$

$$E(184,64; 106,6)$$

$$D(215,36; -106,6)$$



$$\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} 184,64 & -106,6 \\ -106,6 & 215,36 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

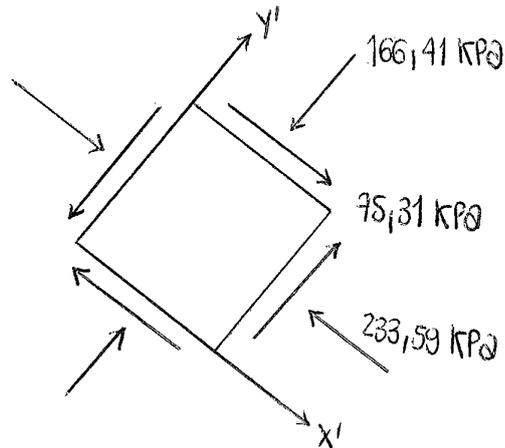
$$\sigma_{x'} = \frac{120+280}{2} + \frac{120-280}{2} \cdot \cos(-100^\circ) - 20 \cdot \sin(-100^\circ) = 233,59 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y'} = \frac{120+280}{2} - \frac{120-280}{2} \cdot \cos(-100^\circ) + 20 \cdot \sin(-100^\circ) = 166,41 \text{ kPa}$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{120-280}{2} \cdot \sin(-100^\circ) - 20 \cdot \cos(-100^\circ) = -75,31 \text{ kPa}$$

$$D(166,41; -75,31)$$

$$E(233,59; 75,31)$$



$$\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} 233,59 & -75,31 \\ -75,31 & 166,41 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

$$\alpha = +30^\circ$$

$$\sigma_{x'} = \frac{200+120}{2} + \frac{200-120}{2} \cdot \cos 60^\circ = 180 \text{ kPa}$$

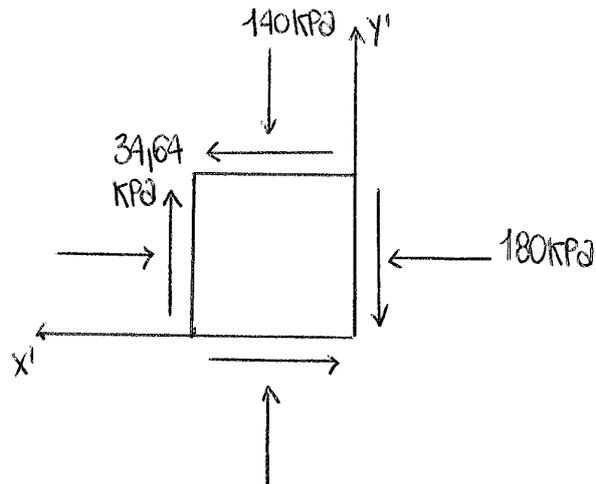
$$\sigma_{y'} = \frac{200+120}{2} - \frac{200-120}{2} \cdot \cos 60^\circ = 140 \text{ kPa}$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{200-120}{2} \cdot \sin 60^\circ = -34,64 \text{ kPa}$$

$$E(140; -34,64)$$

$$D(180; 34,64)$$

$$\sigma_{x'y'} = \begin{bmatrix} 180 & -34,64 \\ -34,64 & 140 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$



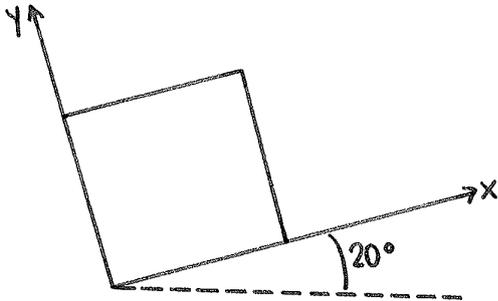
PUNTO E → SI TROVA SU x' .
NEL CUBETTO È PARALLELO A y' .

PUNTO D → SI TROVA SU y' .
NEL CUBETTO È PARALLELO A x' .

ESERCITAZIONE 2

ILARIA FACCIOLA
S185811
27 MARZO 2014

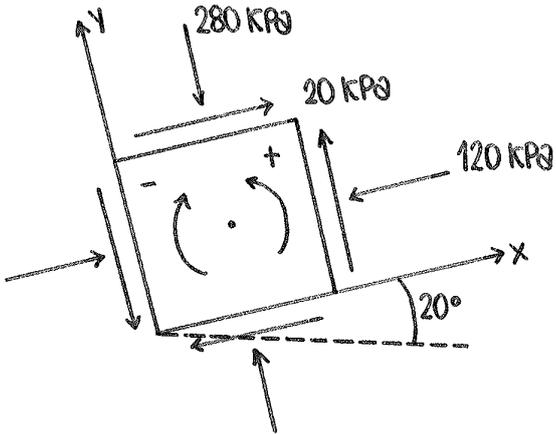
ESERCIZIO 1



$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} 120 & -20 \\ -20 & 280 \end{bmatrix} \text{ kPa}$$

DEFINIRE LO STATO TENSIONIALE SULL'ELEMENTINO DI TERRENO RUOTATO DI $\alpha = -30^\circ$ RISPETTO ALL'ORIZZONTALE.

1) RAPPRESENTARE CERCHIO DI MOHR E POLO



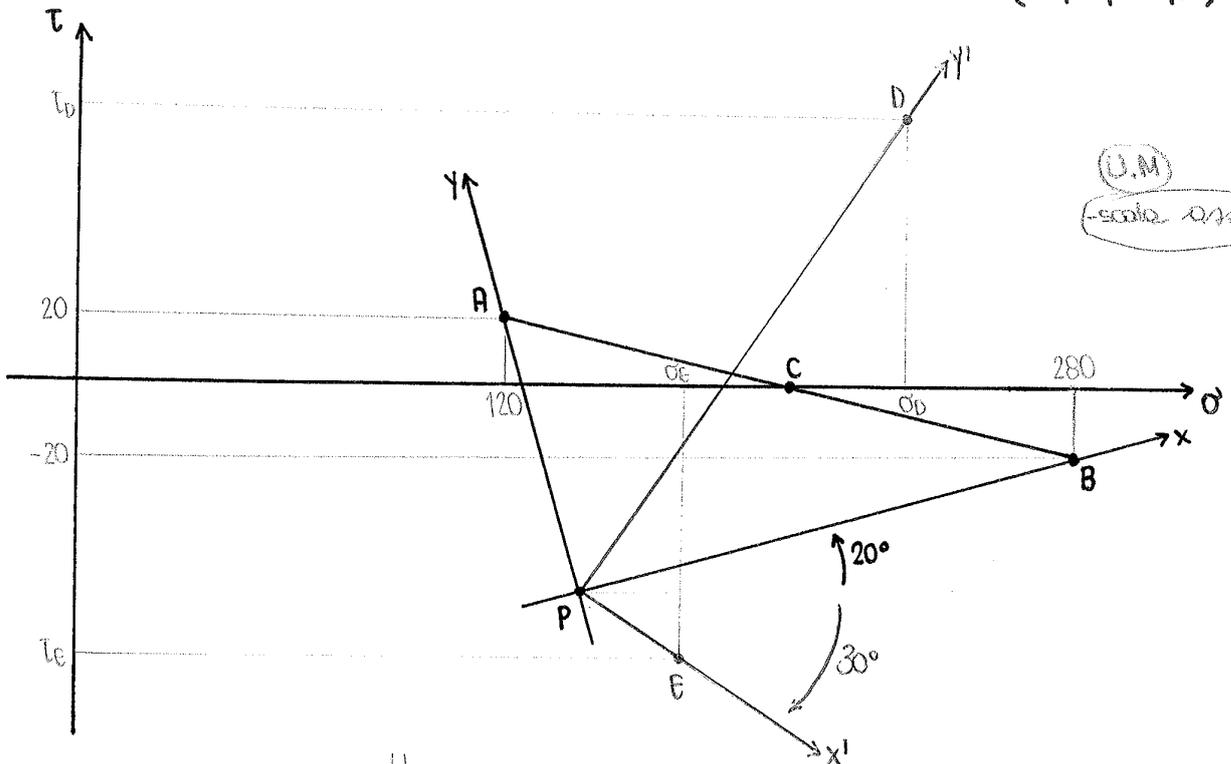
$$A(120, 20) \checkmark$$

$$B(280, -20) \checkmark$$

2) OTTENERE I RISULTATI IN FORMA GRAFICA

$$D(233,59; 75,31) \checkmark$$

$$E(166,41; -75,31) \checkmark$$



SCALA ASSE $\rightarrow 1 \text{ U} = 1$

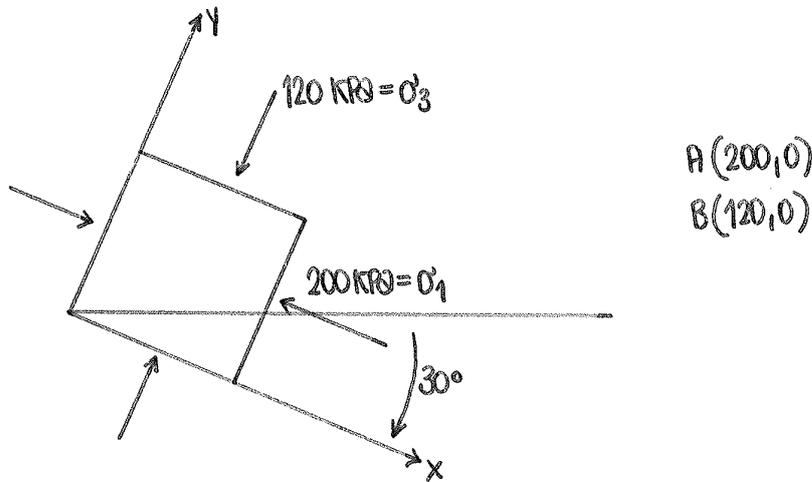
ESERCIZIO 2

NOTO LO STATO TENSIONALE PER UNA COPPIA DI PIANI x, y PASSANTI PER UN PUNTO E CON INCLINAZIONE DI $\alpha = -30^\circ$ RISPETTO ALL'ORIZZONTALE:

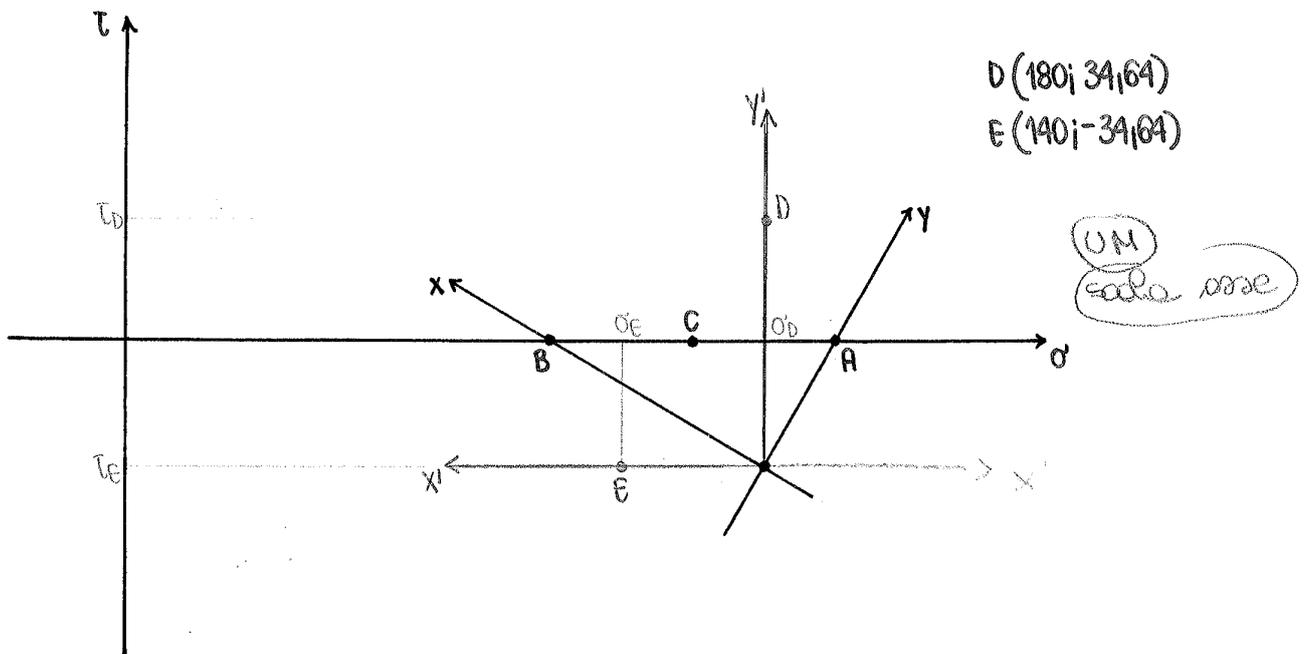
$$[\sigma_{xy}] = \begin{bmatrix} 200 & 0 \\ 0 & 120 \end{bmatrix} \text{ KPa}$$

DEFINIRE LO STATO TENSIONALE SULL'ELEMENTINO DI TERRENO RUOTATO DI $\alpha = 0^\circ$ RISPETTO ALL'ORIZZONTALE.

1) RAPPRESENTARE I DATI SUL QUADRO DI RIFERIMENTO



2) OTTENERE I RISULTATI IN FORMA GRAFICA

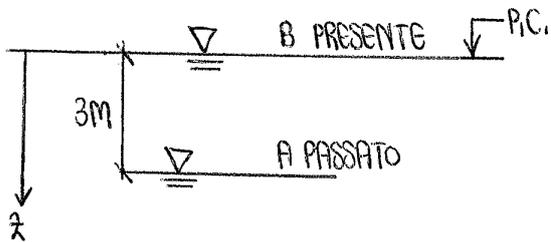


ESERCITAZIONE 3

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI
 CALCOLO DELLE TENSIONI GEOSTATICHE
 TERRENI NORMALCONOLIDATI E SOURACONSOLIDATI
 PERCORSI DI SOLLECITAZIONE (STRESS-PATH)

ESERCIZIO 1

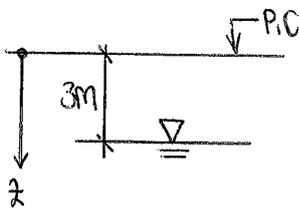
CALCOLARE IL GRADO DI SOURACONSOLIDAZIONE OCR DOVUTO ALL'INNALZAMENTO DELLA PALDA DA A A B, IN FUNZIONE DELLA PROFONDITA' z.



$$\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$$

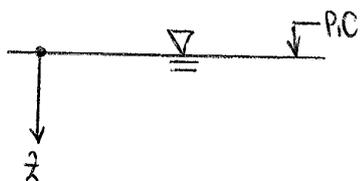
$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

1) PASSATO



z	σ_{vo}	U_0	σ'_{vo}	[kPa]
1	19,6	0	19,6	
2	39,2	0	39,2	
3	58,8	0	58,8	
5	98	20	78	
10	196	70	126	
15	294	120	174	

2) PRESENTE



$$\sigma_{vo} = \gamma z$$

$$U_0 = \gamma_w z_w$$

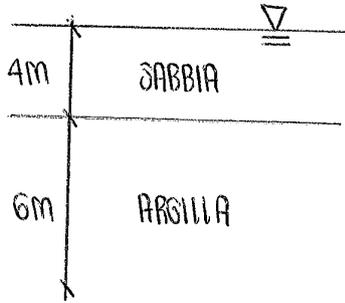
$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U_0$$

FORMULE

z	σ_{vo}	U_0	σ'_{vo}	[kPa]
1	19,6	10	9,6	
2	39,2	20	19,2	
3	58,8	30	28,8	
5	98	50	48	
10	196	100	96	
15	294	150	144	

ESERCIZIO 2

CALCOLARE L'ANDAMENTO DELLE TENSIONI TOTALI ED EFFICACI, ORIZZONTALI E VERTICALI, CON LA PROFONDITA', CONSIDERARE IL TERRENO NORMALCONSOLIDATO.



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

$\varphi'_s = 36^\circ$

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

$\varphi'_a = 32^\circ$

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

NEGLI ANALISI DEL TERRENO INSERIRE SEMPRE UN PUNTO NELLA ZONA INTERMEDIA TRA I DUE STRATI

M	z	σ_{vo}	u_o	σ'_{vo}	k_o	σ'_{ho}	σ_{ho}	U.M.
S	2	40	20	20	0,41	8,2	28,2	kPa
	4	80	40	40	0,41	16,4	56,4	
A	6	$80 + 38 = 118$	60	58	0,47	27,26	87,26	kPa
	8	$80 + 76 = 156$	80	76	0,47	35,72	115,72	
	10	$80 + 114 = 194$	100	94	0,47	44,18	144,18	

$k_{oNC} = 1 - \sin \varphi'$
 $\sigma'_{ho} = k_o \sigma'_{vo}$
 $\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u_o$

FORMULE

→ IL PUNTO A PROFONDITA' 4M PRESENTA 2 VALORI DI k_o !

GRAFICO TENSIONI VERTICALI

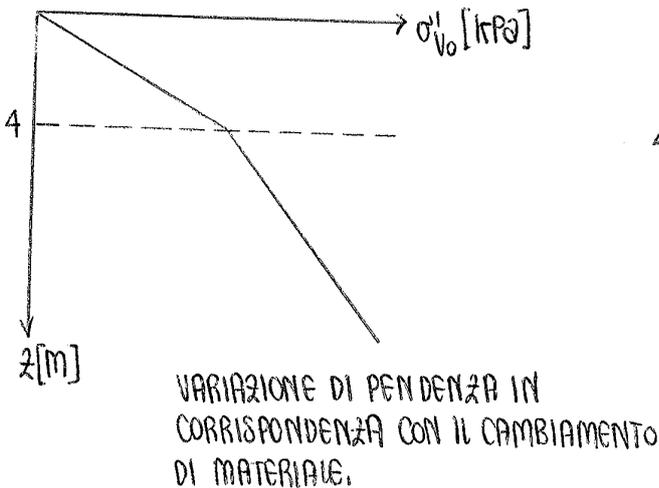
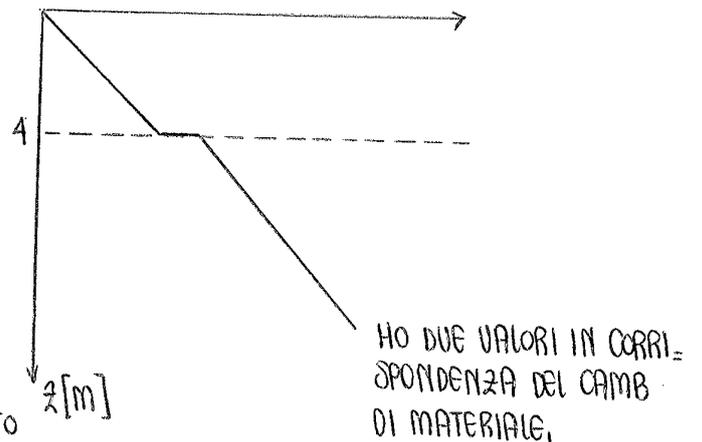
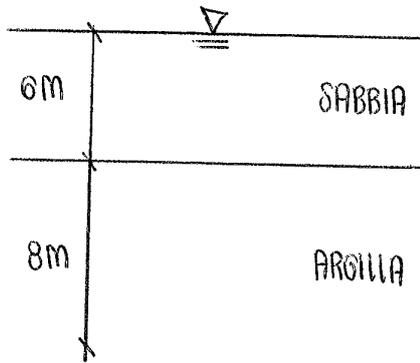


GRAFICO TENSIONI ORIZZONTALI



ESERCIZIO 4



$$\rho_{SABBIA} = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{ARGILLA} = 1900 \text{ kg/m}^3$$

RICAVARE IL PESO DI VOLUME γ DELLO STRATO DI SABBIA E DELLO STRATO DI ARGILLA.

$$\boxed{\gamma = \rho g}$$

$$\gamma_{SABBIA} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 19620 \text{ N} = 19,62 \text{ kN}$$

$$\gamma_{ARGILLA} = 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 18639 \text{ N} = 18,639 \text{ kN}$$

ESERCIZIO 5

RAPPRESENTARE CON STRESS-PATHS LA SEGUENTE SEQUENZA DI STATI TENSIONALI:

$$\sigma_{v1} = 100 \text{ KPa} \quad \sigma_{h1} = 50 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{v2} = 200 \text{ KPa} \quad \sigma_{h2} = 300 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{v3} = 400 \text{ KPa} \quad \sigma_{h3} = 300 \text{ KPa}$$

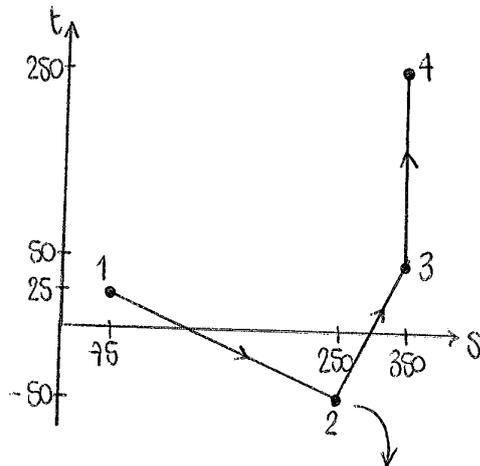
$$\sigma_{v4} = 600 \text{ KPa} \quad \sigma_{h4} = 100 \text{ KPa}$$

UTILIZZARE PER t ED s SIA LA DEFINIZIONE IN TERMINI DI TENSIONI ORIZZONTALI E VERTICALI CHE IN TERMINI DI TENSIONI PRINCIPALI.

1) TENSIONI ORIZZONTALI E VERTICALI

$$\delta = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

σ_v	σ_h	t	δ
100	50	25	75
200	300	-50	250
400	300	50	350
600	100	250	350



IL FATTO CHE QUESTO VALORE SIA NEGATIVO MI PERMETTE DI CAPIRE IL RAPPORTO ESISTENTE TRA TENSIONI ORIZZONTALI E VERTICALI E, IN PARTICOLARE, CHE IN QUESTO PUNTO LE TENSIONI ORIZZONTALI SUPERANO LE VERTICALI.

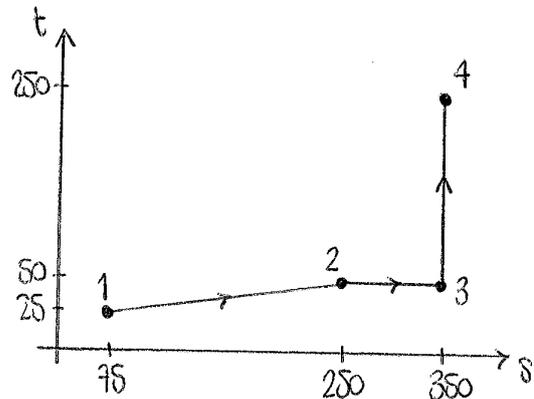
2) TENSIONI PRINCIPALI

$$\delta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\text{SE } \sigma_h > \sigma_v \rightarrow \sigma_1 = \sigma_h$$

$$\text{SE } \sigma_v > \sigma_h \rightarrow \sigma_1 = \sigma_v$$

σ_v	σ_h	t	δ
100	50	25	75
200	300	50	250
400	300	50	350
600	100	250	350

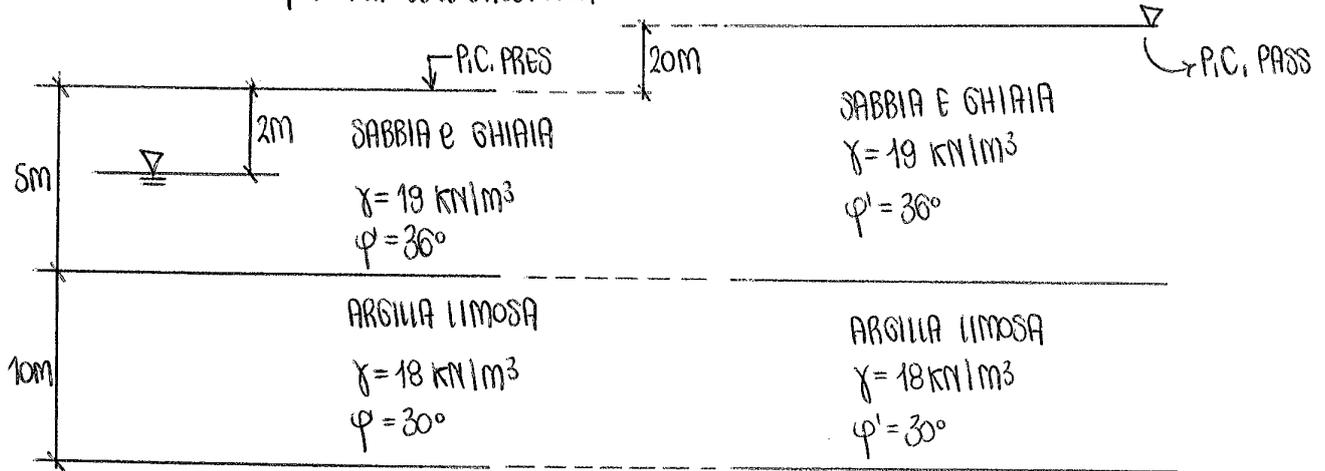


IN QUESTO CASO NON SI AURANNO MAI VALORI NEGATIVI PER t !

ESERCIZIO 2

CALCOLARE E RAPPRESENTARE GRAFICAMENTE L'ANDAMENTO DELLE TENSIONI GEOSTATICHE TOTALI ED EFFICACI, VERTICALI E ORIZZONTALI, FACENDO RIFERIMENTO AL PROFILO STRATIGRAFICO RIPORTATO IN FIGURA ($z = 1, 2, 5, 10, 15 \text{ m}$). IPOTIZZARE CHE IN PASSATO LO STRATO DI GHIAIA E SABBIA FOSSE DI 25 M E CHE IL PROFILO IN FIGURA, RAPPRESENTATIVO DELLO STATO PRESENTE, SIA IL RISULTATO DELL'EROSIONE DI UNO STRATO DI GHIAIA E SABBIA PARI A 20 M DI SPESSORE.

ASSUMERE INOLTRE CHE, PRIMA DELL'EROSIONE, LA FALDA COINCIDESSE CON IL PIANO CAMPAGNA.



z	σ_{v0}	U_0	σ'_{v0}
1	19	0	19
2	38	0	38
5	95	30	65
10	185	80	105
15	275	130	145



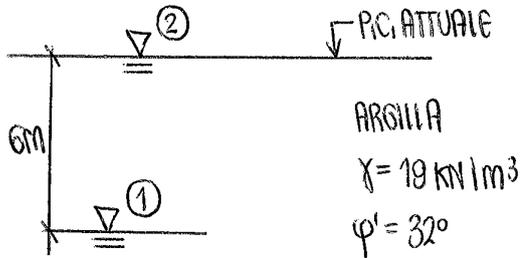
z	σ_{v0}	U_0	σ'_{v0}	OCR
21	399	210	189	9,95
22	418	220	198	5,21
25	475	250	225	3,46
30	565	300	265	2,52
35	655	350	305	2,1

z	$K_0(NC)$	$K_0(OC)$	σ'_h	σ_h
1	0,41	1,29	24,51	24,51
2	0,41	0,93	35,34	35,34
5	0,41	0,76	49,4	49,4
5	0,5	0,93	60,45	60,45
10	0,5	0,79	82,95	82,95
15	0,5	0,72	104,4	104,4

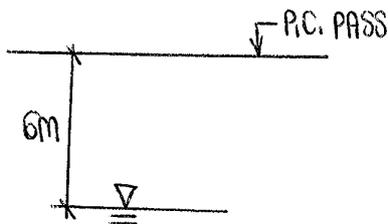
↓ σ'_p
TERRENO
SOPRACONSOLIDATO

ESERCIZIO 3

CALCOLARE IL GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DOVUTO ALL' INNALZAMENTO DELLA FALDA DALLA POSIZIONE 1 ALLA POSIZIONE 2, CALCOLARE L'ANDAMENTO DELLE TENSIONI GEOSTATICHE TOTALI ED EFFICACI, NELLA SITUAZIONE 2 (PER $z = 1, 2, 6, 10, 20, 30$ m).



1) PASSATO



2) PRESENTE



z	σ'_{v0}	u_0	σ'_{v0}	OCR	z	σ'_{v0}	u_0	σ'_{v0}
1	19	0	19	2,11	1	19	10	9
2	38	0	38	2,11	2	38	20	18
6	114	0	114	2,11	6	114	60	54
10	190	40	150	1,66	10	190	100	90
20	380	140	240	1,33	20	380	200	180
30	570	240	330	1,22	30	570	300	270

IL TERRENO È SOVRACONSOLIDATO

z	$k_0(NC)$	$k_0(OC)$	σ'_h	σ_h
1	0,47	0,68	6,12	10,12
2	0,47	0,68	12,24	32,24
6	0,47	0,68	36,72	96,72
10	0,47	0,6	54	154
20	0,47	0,54	97,2	297,2
30	0,47	0,52	140,4	440,4