



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 123\$

DATA: 27/10/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Greppi

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.

Prof: Renato
Lancellotta

Geotecnica

- Riassunti -

MODELLO CONTINUI SOVRAPPosti

semplificazione:

Assimiliamo a un MEZZO CONTINUO il terreno, anche se è costituito da particelle. Si parla di CONTINUI SOVRAPPosti se si è in presenza di più fasi all'interno del mezzo.

conseguenza:

posso definire in ogni punto della regione un TENSORE DEGLI SFORZI e una PRESSIONE INTERSTIZIALE,

Fase solida e liquida hanno compartimenti differenti. Per lo studio dobbiamo conoscere le TENSIONI EFFICACI, dalle quali dipende la risposta meccanica dei terreni.

Vanno, quindi, precisate le condizioni idrauliche durante un percorso di sollecitazione (LEGGE DI DARCY).

Si definiscono le equazioni di campo, che descrivono la risposta del mezzo, e successivamente si individuano le due configurazioni estreme: CONDIZIONE DRENATA e CONDIZIONE NON DRENATA.

Caratteristiche dovute alla natura particellare: comportamento NON LINEARE, IRREVERSIBILE, ANISOTROPO.

Dipendenza dalla variazione di sforzo applicato, della STORIA DI CARICO. Quindi diventa necessaria la definizione e rappresentazione dei PERCORSI DI SOLLECITAZIONE (STRESS PATH).

PRINCIPIO SFORZI EFFICACI (p 104)

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

σ_{ij} = tensioni totali

u = pressione fluido (interstiziale)

σ'_{ij} = tensioni efficaci

TENSIONI GEOSTATICHE (p 105)

Primo passo dell'analisi: definire le condizioni iniziali (IC)

Identificare, quindi, in ogni punto le componenti di tensione dovute al peso proprio: TENSIONI GEOSTATICHE.

CARICO TOTALE

$$H = \zeta + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v_w^2}{2g}$$

ζ = quota o altezza geometrica.

$\frac{u}{\gamma_w}$ = Altezza di pressione, altezza di risalita in un tubo piezometrico.

$$\zeta_A + \frac{u_A}{\gamma_w} + \frac{v_A^2}{2g} = \zeta_B + \frac{u_B}{\gamma_w} + \frac{v_B^2}{2g}$$

TEOREMA DI BERNOULLI

Fluido perfetto e incompressibile in moto stazionario.

Nel mezzo poroso $v = 0,01$ m/s, quindi $\frac{v^2}{2g}$ è trascurabile.

Altezza totale coincide con la QUOTA PIEZOMETRICA:

$$H \approx h = \zeta + \frac{u}{\gamma_w}$$

Filtrazione nei mezzi porosi, portata:

$$Q = -K \frac{h_2 - h_1}{L} A$$

A = ampiezza sezione

L = lunghezza

$h_1 > h_2$

$h_1 - h_2$ = perdita di carico.

K = coeff. di permeabilità, conducibilità idraulica,

[LT⁻¹]

velocità di filtrazione:

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

DARCY

Gradiente idraulico:

$$i = - \frac{h_2 - h_1}{L}$$

In tre dimensioni (3D) avremo un'equazione vettoriale:

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

Energia meccanica, spesa per vincere gli attriti interni, che si trasforma in energia termica.

velocità effettiva media (v_w) e velocità di filtrazione (v):

$$v = n v_w$$

$$A_w = n A$$

$$v_w = \frac{Q}{A_w}$$

$$Q = A v$$

n = Porosità

$$\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} - \gamma = 0$$

$$\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} + \gamma_w \left(\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial s}{\partial z} \right) - \gamma = 0$$

con
 $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

$$\boxed{\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} = \gamma' - \frac{\partial h}{\partial z} \gamma_w}$$

Equazione di equilibrio in direzione verticale

Integrando, con B.C. $\sigma'_{zz} = 0$ in $z = 0$, otteniamo:

$$\sigma'_z = \left(\gamma' - \frac{\partial h}{\partial z} \gamma_w \right) z$$

$$\frac{\partial h}{\partial z} \gamma_w = \text{FORZE di FILTRAZIONE}$$

con un moto di filtrazione verso l'alto, la linea di flusso sbocca in corrispondenza di una superficie libera e la forza di filtrazione eguaglia il peso dell'unità di volume γ' ,

$$\sigma'_{zz} = \left(\gamma' - \frac{\partial h}{\partial z} \gamma_w \right) z = 0$$

le tensioni efficaci si annullano

ciò genera in terreni costituiti da particelle prive di legami il fenomeno di SIFONAMENTO. Ovvero il terreno si comporta come un liquido pesante, perde la sua struttura.

Gradiente idraulico critico:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

genera annullamento tensione efficace,

Tensione efficace:

$$\boxed{\sigma'_{zz} = (\gamma' - i \gamma_w) z}$$

$$i = -\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{\partial h}{\partial z} \quad \uparrow$$

$$i = \frac{\partial h}{\partial z} \quad \downarrow$$

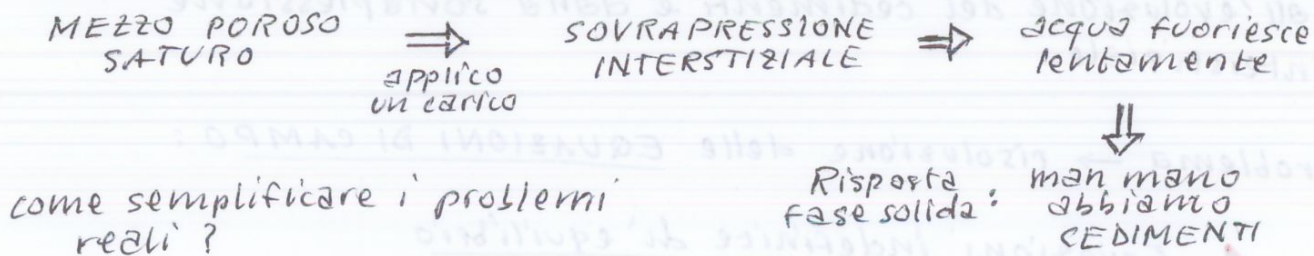
$i \gamma_w$ = Azione di trascinamento che l'acqua esercita sul mezzo solido.

dipende se è concorde con la z .

CONDIZIONI IDRAULICHE DURANTE UN PERCORSO DI SOLLECITAZIONE. (p 118)

comportamento terreno legato alle tensioni efficaci.

PROBLEMI ACCOPPIATI: quando risposta dell'elemento dipende



CONFIGURAZIONI ESTREME: DRENATE e NON DRENATE

- CONDIZIONE DRENATA: in ogni punto di volume di terreno, ossia localmente, la variazione delle tensioni efficaci coincide con la variazione di tensioni totali.

$$\Delta \sigma'_{1j} \equiv \Delta \sigma_{1j}$$

Terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie), $K \geq 10^{-6}$ m/s, condizioni drenate si verificano in problemi statici, non ci sono variazioni, valgono le leggi stazionarie:

$$\nabla^2 h = 0 \quad \text{Eq. di continuità, nulla varia.}$$

L'eventuale sovrappressione interstiziale si dissipa istantaneamente, transizioni trascurabili.

- CONDIZIONE NON DRENATA: localmente, l'elemento di volume non scambia massa di acqua con l'esterno, non vi sono variazioni di volume.

terreni a grana fine (limi ed argille), $K < 10^{-7}$ m/s. comportamento come sistema chiuso e monofase.

PROCESSO:

1. fase iniziale non drenata
2. fase transitoria di flusso dell' H_2O , CONSOLIDAZIONE
3. fase finale, H_2O in equilibrio con le condizioni al contorno (STAZIONARIA), drenata.

Analogia con trasformazioni termodinamiche.

$$W = \sigma_1' \delta \epsilon_1 + \sigma_3' \delta \epsilon_3$$

Variabili TENSIONALI per rappresentare i percorsi di carico:

■ Sforzo deviatorico

■ Sforzo medio

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

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

■ deformazione deviatorica

■ deformazione di volume

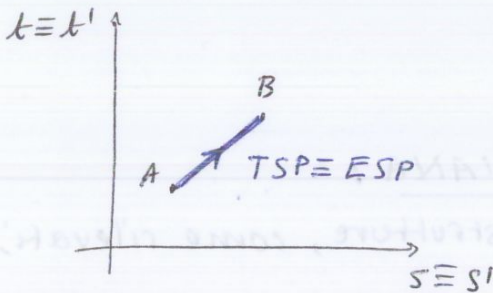
$$\epsilon_s = \epsilon_1 - \epsilon_3$$

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_3$$

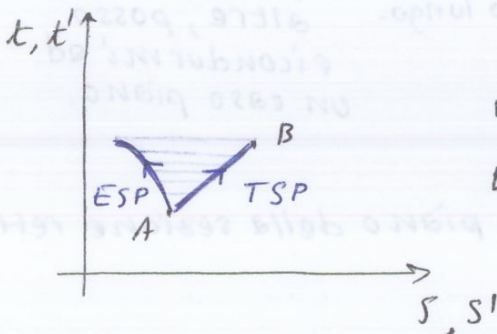
Espressione del lavoro:

$$\delta W = t \delta \epsilon_s + s \delta \epsilon_v$$

se u non varia avremo
CONDIZIONI DRENATE

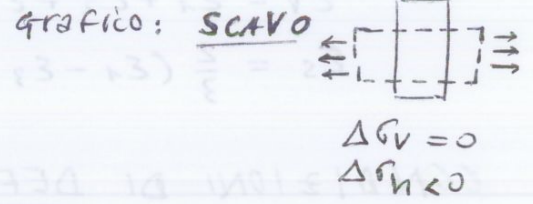
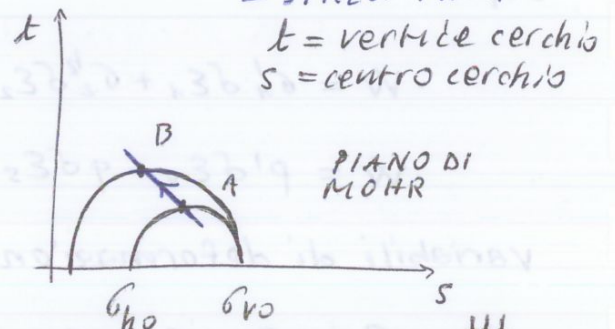


se abbiamo un Δu
CONDIZIONI NON DRENATE



ESP e TSP
non coincidono

$$ESP = TSP - \Delta u$$

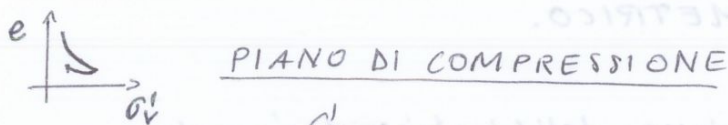


ciò implica che i cedimenti sono dilazionati nel tempo.

Non linearità → CONCAVITÀ verso l'ALTO
 → CONCAVITÀ verso il BASSO

Noi verso l'alto perché $e=0$ (condizione limite) e' ASINTOTO ORIZZONTALE.

A-C: curva di compressione per sedimentazione (TERZAGHI)



$\Delta H_1 > \Delta H_2$ Il secondo materiale è più rigido, ci sono meno vuoti, con lo stesso σ'_v avremo ΔH minore.

MATERIALE NORMAL CONSOLIDATO (NC)

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

σ'_p = massima tensione verticale subita dall'elemento di terreno nel corso della sua storia.

σ'_{v0} = tensione attuale

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

K_0 , coeff. di spinta a riposo, dipende dalla storia del deposito, e nel caso di un terreno NC:

$$K_0 (NC) = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi\right) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \approx 1 - \sin \varphi$$

con φ = angolo di resistenza al taglio

SOVRACONSOLIDAZIONE E TENSIONE DI SNERVAM. (p131)

Molti depositi, dopo la sedimentazione e la compressione, subiscono una fase di erosione (tratto C-D).

si riduce la tensione verticale efficace.

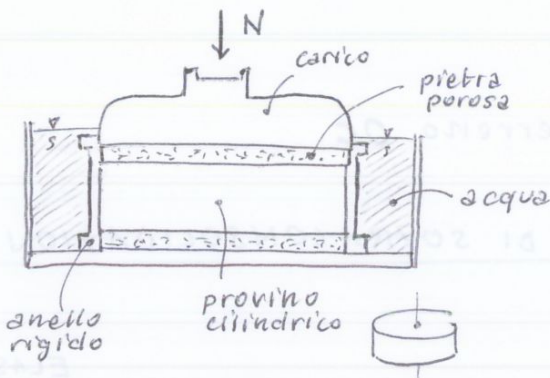
Da C a D abbiamo uno scarico tensionale.

σ'_p sarà quella del punto C e prende il nome di TENSIONE di SOVRACONSOLIDAZIONE o di SNERVAMENTO (massima tensione verticale efficace).

COMPRESSIONE MONODIMENSIONALE:

PROVA EDOMETRICA (p. 134)

si' usa EDOMETRO (o CELLA EDOMETRICA)



durante la consolidazione, la pietra porosa facilita la fuoriuscita di acqua.

provino contenuto all'interno di un anello rigido che impedisce deformazione radiale.

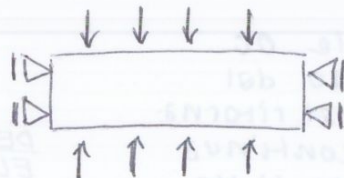
Immerso in acqua per evitare essiccamento (prova molto lunga).

Prova determina:

- ▀ Parametri di compressibilità
- ▀ quantifica la storia di deposito in termini di OCR

vengono applicati dei GRADINI DI CARICO in progressione geometrica ($\frac{\Delta N}{N} = 1$).

come se il provino fosse vincolato da carrelli:



IPOTESI:

1. forze di attrito sulle facce verticali nulle
2. peso elemento trascurabile

Abbiamo condizioni al contorno MISTE (riguardano tensioni e spostamenti):

$$\begin{cases} \sigma_v = \frac{N}{A} & \text{con } A = \text{area provino.} \\ u_r = 0 & \text{spostamento radiale nullo.} \end{cases}$$

Indice dei vuoti:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1$$

V_v = volume vuoti
 V_s = volume solido
 V = volume totale

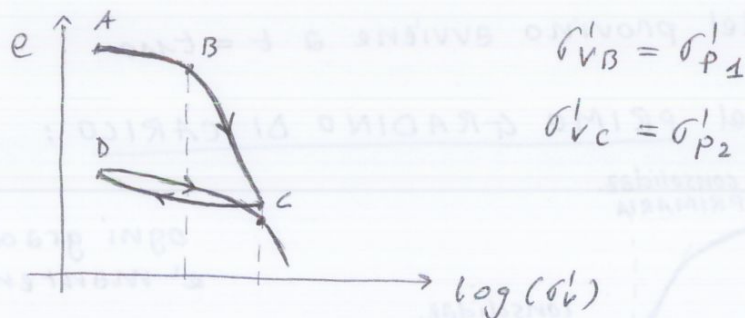
Deformazione assiale:

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

H = altezza provino

INTERPRETAZIONE Risultati alla luce della teoria della plasticità:

- Tratto A-B: ramo di RICOMPRESSIONE, compressibilità modesta. Il comportamento del materiale è non lineare, ma risulta REVERSIBILE.
- Punto B: è una soglia caratteristica, da qui cambia il comportamento del materiale. In B si ha la TENSIONE DI SNERVAMENTO (σ'_p). Punto di transizione dal dominio elastico a quello elastoplastico, iniziano ad accumularsi deformazioni irreversibili.
- Tratto B-c: ramo di COMPRESSIONE, deformazioni sono sia di natura reversibile, a soprattutto di natura irreversibile.
- Tratto c-D: ramo di SCARICO



In virtù di deformazioni irreversibili, il campione, acquisisce una memoria della storia tensionale. se viene nuovamente caricato a partire dal punto D:

- Tratto D-c: comportamento elastico
- Punto c: nuova tensione di snervamento, iniziano deformazioni irreversibili.

DEF. INCRUDIMENTO: evoluzione della tensione di snervamento.

DETERMINAZIONE σ'_p (p137)

Valutazione quantitativa - Non sempre è possibile capire tramite ispezione visiva.

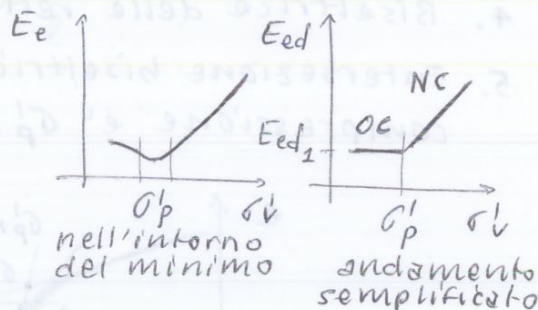
calcolo dei rapporti:

$$\text{RAPPORTO} = \frac{\text{INDICE}}{1+e_0}$$

RR = rapporto di rielongazione.
 CR = rapporto di compressione.
 SR = rapporto di scarrico.

Modulo Edometrico:

$$E_{ed} = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v} = - \frac{d\sigma'_v}{de} (1+e)$$



CEDIMENTO IN CONDIZIONI MONODIMENSIONALI (p.147)

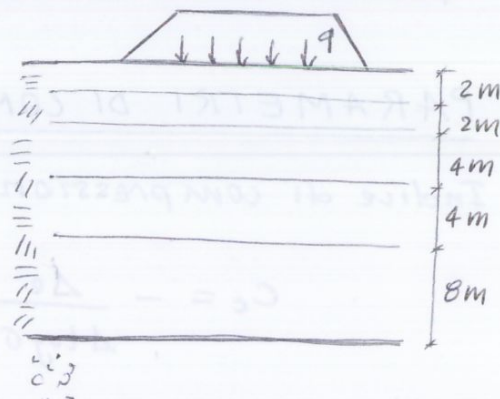
IPOTESI: compressione per sedimentazione, processo assunto come monodimensionale.

calcolo dei cedimenti,

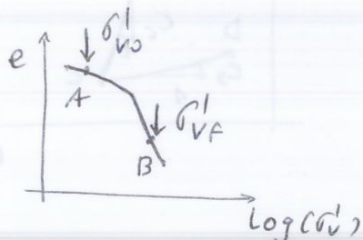
METODO EDOMETRICO:

1. si suddivide l'orizzonte in un numero conveniente di strati
2. in corrispondenza della mezz'aria di ciascuno dei tali strati si calcola σ'_{v0} e l'incremento $\Delta\sigma'_{zz}$ prodotto dall'applicazione del carico, tramite prove su provini.

Deposito:
 terreno comprimibile riletato



Il provino deve essere INDISTURBATO, preserva la struttura (memoria) e il contenuto d'acqua presente in sito.



$$\Delta\sigma'_{zz} \rightarrow \sigma'_{vA} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{zz}$$

$$\sigma'_{v0} = \gamma_z z - \gamma_w z_w$$

3. calcolo dei parametri di compressibilità. poi si calcola il cedimento di ciascuno strato, assumendo che le deformazioni dell'elemento di volume siano monodimensionali.

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

COMPORIAMENTO MECCANICO DELLE TERRE E TEORIA DELLO STATO CRITICO (p 159)

TEORIA DELLO STATO CRITICO: si considerano le variazioni di volume importanti come le tensioni efficaci ed è la relazione esistente tra stato iniziale e stato critico a condizionare la risposta meccanica di un elemento di terreno.

RESISTENZA AL TAGLIO E CRITERIO DI ROTTURA DI COULOMB (1773) (p 160)

« Rottura » di un mezzo granulare: scorrimento relativo che si verifica su una qualsiasi superficie interna, se il rapporto $\frac{\tau}{\sigma'}$ su tale superficie raggiunge il valore CRITICO.

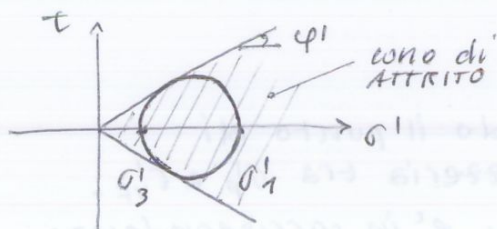
τ = tensione tangenziale
 σ' = tensione normale efficace.

Per questo si parla di resistenza al taglio.

Criterio di rottura (mezzo attritivo):

$$|\tau_R| = \sigma' \mu \quad \text{ponendo } \mu = \tan \varphi'$$

$$|\tau_R| = \sigma' \tan \varphi'$$



PUNTI nel CONO, CONDIZIONE STABILE.

Rette sono le CONDIZIONI LIMITE DI ROTTURA (cerchio tangente).

Rottura: vettore sforzo agente sul piano di rottura raggiunge la massima possibile OBLIQUITA' (rapporto $\frac{\tau}{\sigma'}$)

φ' = angolo di resistenza al taglio

Prove triassiali usano tensioni principali, riscriviamo il criterio di rottura:

Nella seconda fase, di rottura, si applica il taglio T e si misurano gli spostamenti relativi tra i due telai, verticali e orizzontali (δ_V e δ_H).

$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

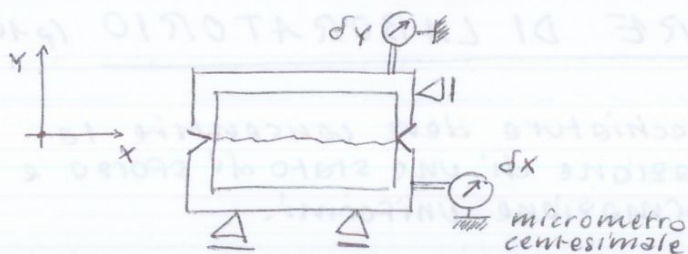
$$\tau_R = \frac{T_R}{A}$$

A = area sezione orizzontale

con queste formule ricavo i punti dell'involuppo (σ' , τ_R).
Devo applicare N differenti.

N.B. Apparecchio non consente di controllare le condizioni di drenaggio, ne' di misurare μ . Garantisce a priori le condizioni drenate.

MODELLO DISSIPATIVO DI TAYLOR (p 173)



Inserendo lo strumento in un sistema (x; y).

La superficie di scivolamento e' ondulata, quindi gli spostamenti Δx sono associati a quelli verticali Δy .

In termini di energia, lavoro fornito durante lo scorrimento:

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

A = area campione.
 δ = spostamento virtuale.

con la rottura δW viene dissipato.

Immaginiamo che avvenga per attrito:

$$\delta_D = \sigma'_{yy} A \mu \delta x$$

D = dissipazione

dato che $\delta_D = \delta W$

sono infinitesimi

$$\frac{\tau_{yx}}{\sigma'_{yy}} = \mu + \frac{\delta y}{\delta x}$$

Resistenza al taglio

μ = contributo attritivo

$\frac{\delta y}{\delta x}$ = variazione di volume alle distorsioni durante la fase di taglio. Rappresenta l'effetto del mutuo

φ'_{cv} è indipendente dalle condizioni di stato, ed una proprietà del materiale ($30^\circ \div 38^\circ$ sabbie siltose, $28^\circ \div 32^\circ$ argille).

CONDIZIONI DI PICCO:

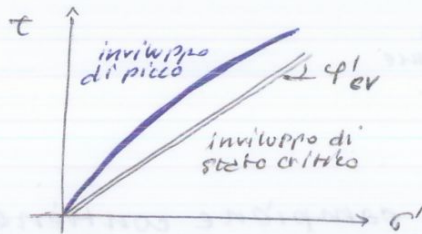
$$\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)_{MAX} = \mu + \left(\frac{d\tau}{d\sigma_1}\right)_{MAX}$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)_{MAX} = \tan \varphi'_p$$

$$\tan \varphi'_p = \tan \varphi'_{cv} + \left(\frac{d\tau}{d\sigma_1}\right)_{MAX}$$

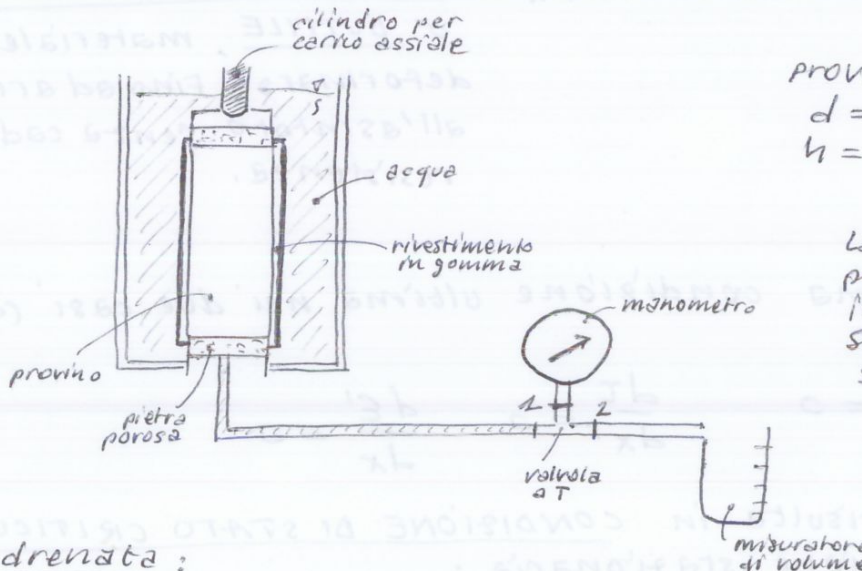
φ'_p = angolo di picco, cresce con l'aumento della densità relativa, diminuisce con l'aumento del livello tensionale.

Resistenza di picco è la somma della resistenza di stato critica e della dilatanza.



Tende ad avvicinarsi alla condizione di stato critico.

APPARECCHIO TRIASSIALE (p 166)



provino cilindrico
 $d = 38 \text{ mm}$
 $h = 76 \text{ mm}$

La gomma permette di imporre uno stato di sforzo isotropo.

Prova non drenata:

viene chiusa la valvola 2. si genera una sovrappressione interstiziale che viene misurata mediante il manometro.

Prova drenata:

viene applicato il carico lentamente sul provino e, chiudendo la valvola 1, si misurano le variazioni di volume mediante il misuratore.

Ipotesi di stato di sforzo uniforme in porta σ :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} = 0 \quad \text{quindi} \quad \sigma_\theta = \sigma_r$$

Equazione indefinita di equilibrio in direzione radiale:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

Deformazione di volume:

$$\epsilon_V = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr}$$

$$\epsilon_V = - \frac{\delta V}{V}$$

Deformazione deviatorica:

$$\epsilon_s = \frac{2}{3} (\epsilon_{zz} - \epsilon_{rr})$$

Tensione media efficace:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_{zz} + 2\sigma_{rr}}{3} \quad p' = p - u$$

Sforzo deviatorico:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{zz} - \sigma_{rr} \quad q' = q$$

Espressione del lavoro:

$$\delta W = p' \delta \epsilon_V + q \delta \epsilon_s$$

STATO CORRENTE E STATO CRITICO (p. 176)

condizione di stato critico:

- Nel piano di Mohr (σ', τ) è rappresentato da una retta.
- Nel piano (p', q) , abbiamo una trasformazione lineare, sarà una retta con pendenza differente, cioè M .

COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE TENERE (p. 178)

1. PROVE DRENATE

prima fase: riconsolidazione con stato di sforzo isotropo (prova CID) o anisotropo (CAD, CK₀D).

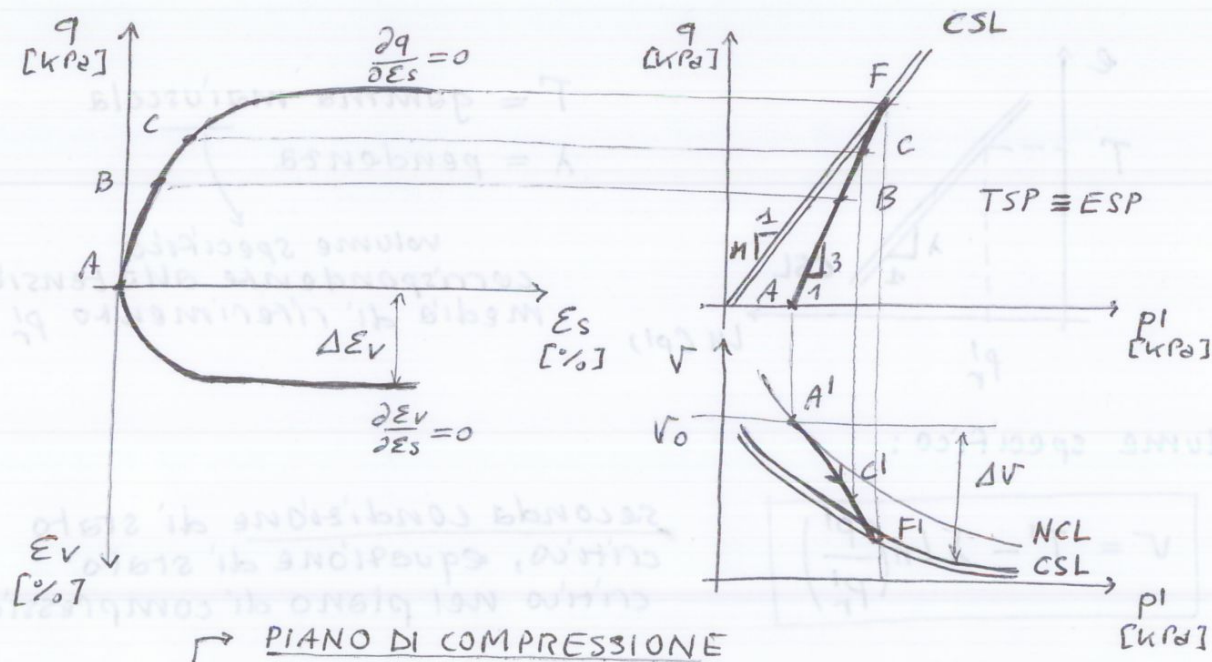
condizione isotropa: $\sigma'_{vc} = \sigma'_{hc}$ c indica consolidata

condizione anisotropa: $\sigma'_{vc} \neq \sigma'_{hc}$

supponendo il K₀: $K_0 = \frac{\sigma'_{hc}}{\sigma'_{vc}}$

seconda fase: sforzo deviatorico applicato lentamente così da evitare l'insorgere di sovrappressioni interstiziali.

ARGILLA TENERA: prova CID



PIANO DI COMPRESSIONE

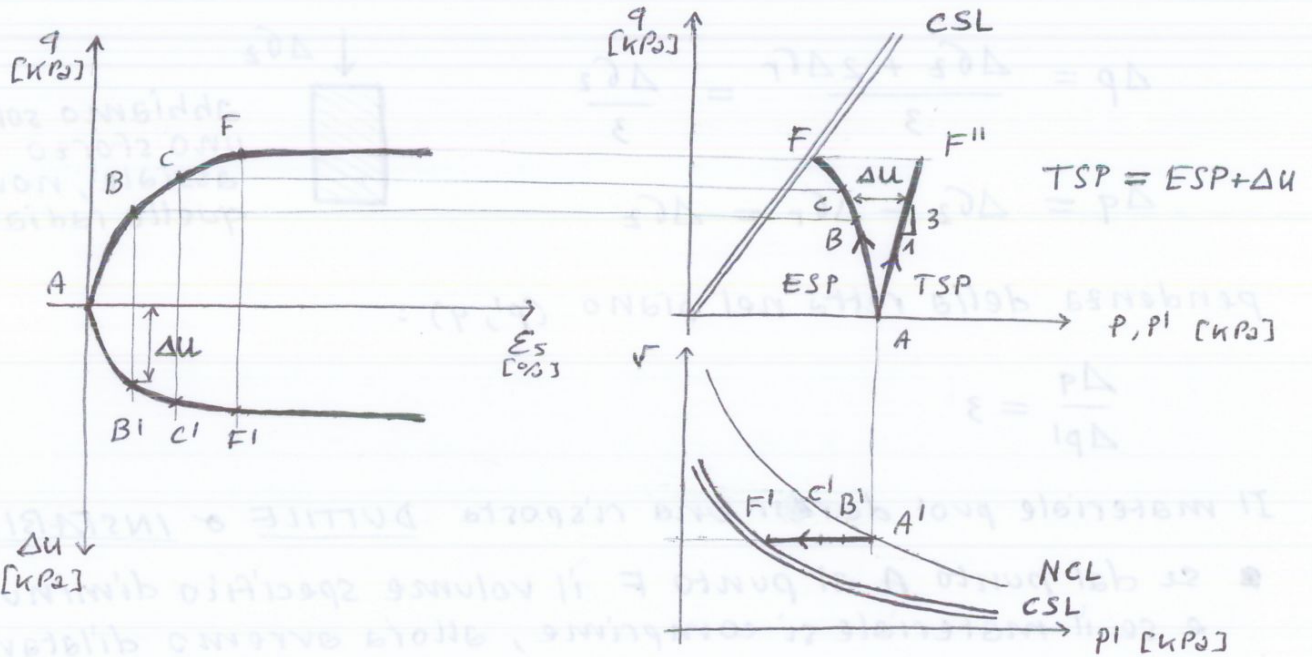
piano (p', v), leggo il comportamento del volume

piano (ϵ_s, ϵ_v), leggo le variazioni di volume in corrispondenza di distorsione, il comportamento della dilatazione.

piano (p', q), leggo il comportamento a rottura del materiale.

Dato che abbiamo un'applicazione del carico lenta:

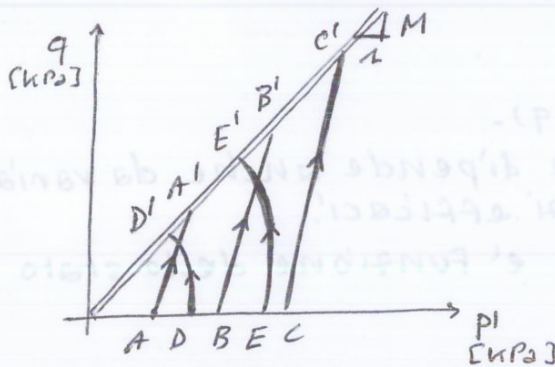
ARGILLA NC : prova CIU



La retta di carico imposta si ferma a F'' poiché si è arrivati a rottura, andare oltre non ha significato.

Δu si genera poiché l'acqua, a seguito dell'applicazione del carico, non potendo uscire dai pori, va in pressione.

Unicità del luogo dei punti a rottura:



Avremo rottura sulla stessa retta indipendentemente che la prova sia drenata o non.

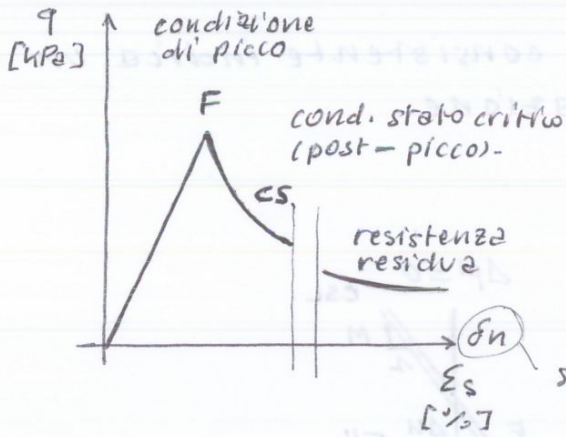
COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE SOVRACONSOLIDATE (p.188)

Argilla consistente : argilla avente indice di liquidità

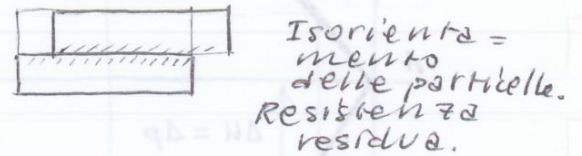
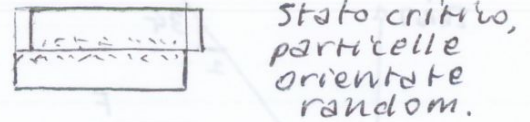
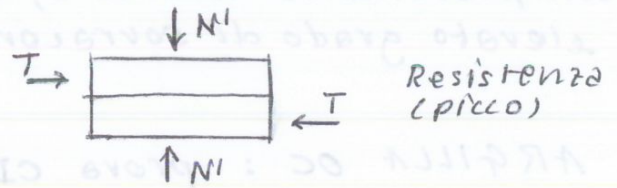
$$LI = \frac{W_n - W_p}{W_L - W_p} < 0,5$$

W_n = contenuto d'acqua naturale
 W_p = limite plastico
 W_L = limite liquido

Evidenze sperimentali sul piano fenomenologico:



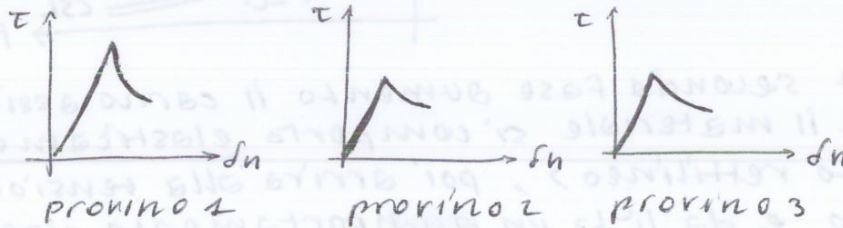
3 STADI DI COMPORTAMENTO:



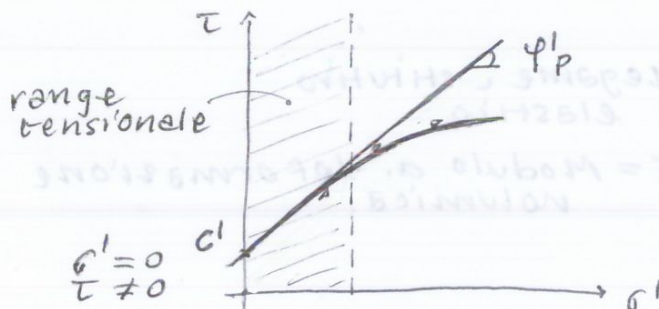
Si pongono 2 problemi:

1. Determinazione e scelta dei parametri di resistenza al taglio.
2. Modellazione del comportamento.

sottoponiamo il materiale a prove di taglio diretto:



valori a rottura: $(\sigma'_1, \tau)_1$ $(\sigma'_2, \tau)_2$ $(\sigma'_3, \tau)_3$



Involuppo di rottura curvilineo con intercetta c' .
 c' è dovuto al fatto che le particelle hanno legami non solo di natura solida.

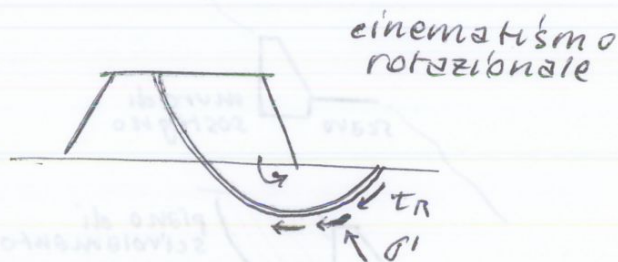
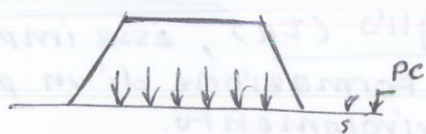
si tende a linearizzare l'involuppo nel range, nell'intervallo tensionale in esame.

Linearizzando dopo l'intervallo, c' più grande, involucro si sposta e andiamo a sfavore di sicurezza.

c' = intercetta involucro di rottura
 ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio

Supponiamo di fare un'analisi di stabilità.

Esempio: Rilevato



- Bisogna:
1. Individuare un meccanismo cinematicamente ammissibile
 2. condizioni critiche per la stabilità
 A BREVE TERMINE: non drenate $\rightarrow \Delta u$
 A LUNGO TERMINE: drenate

quanto vale τ_R ?

con $t = t_0$ $\tau_R = \sigma' t \tan \varphi'_{cr} = (\sigma - u_0 - \Delta u) \tan \varphi'_{cr}$

con $t = \infty$ $\tau_R = \sigma' t \tan \varphi'_{cr} = (\sigma - u_0) \tan \varphi'_{cr}$

Δu si dissipa con il tempo, materiale si consolida.

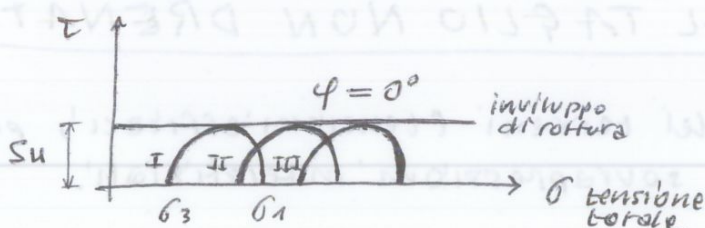
Per definire Δu (condizione a breve termine e quella critica) ci sono le prove triassiali, ma sono un'analisi raffinata. Noi vogliamo cercare di ottenere Δu in sito, quindi:

- Analisi in condizioni non drenate in termini di sforzi totali.
- sistema come monofase chiuso localmente (non scambia acqua con l'esterno).

prova usata: Non consolidata non drenata UU

prima fase, applicazione di una pressione in cella a drenaggio chiuso, impedendo al provino di consolidare.

seconda fase, applicazione dello sforzo deviatorio sempre a drenaggio chiuso.



$\tau_R = S_u$ CRITERIO DI TRESCA resistenza non drenata

RIGIDEZZA (p 205)

Le variazioni di forma dipendono solo dal deviatore, tramite il modulo di taglio G .

Modulo di taglio tangente :

$$G_t = \frac{1}{3} \frac{d\sigma}{d\epsilon_s}$$

variazione di tensione dovuta a una piccola deformazione nell'interno dello stato corrente.

Modulo di taglio secante :

$$G_s = \frac{1}{3} \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_s}$$

identifica una rigidità media in un intervallo tensionale a partire da uno zero di riferimento.

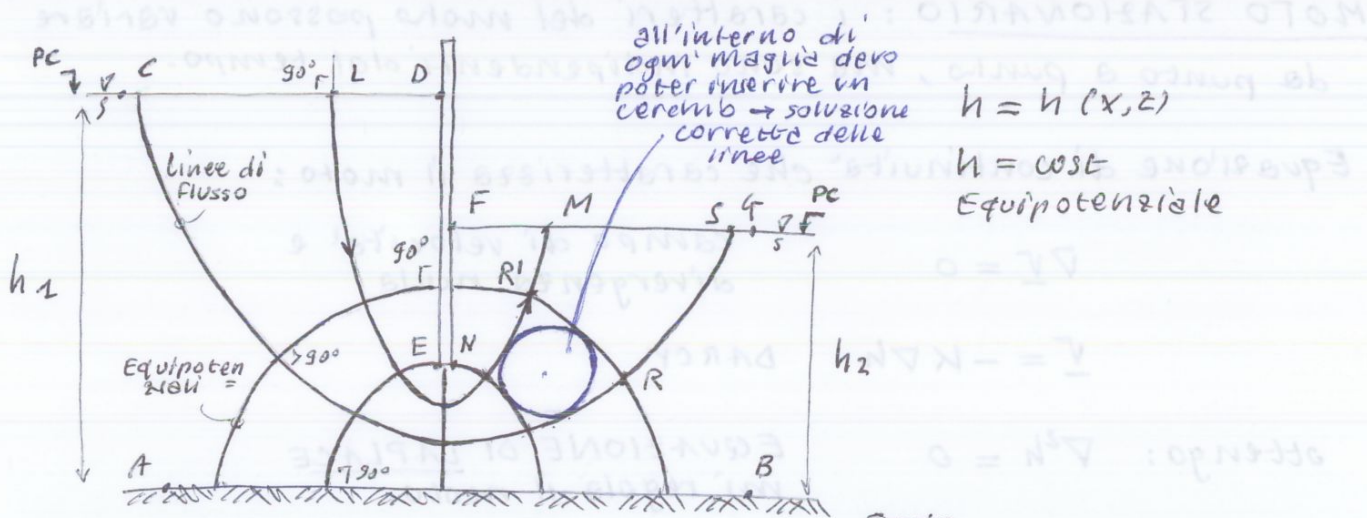
MOTI DI FILTRAZIONE (p 223)

Analisi moto di filtrazione è alla base di progetti di strutture, come dighe, stabilità fondo scavo, stabilità pendio, ...
velocità di filtrazione proporzionale al gradiente idraulico:

$$v = -K \nabla h \quad \text{DARCY} \quad K = \text{coeff. di conducibilità idraulica}$$

- Materiali a grana grossa : hanno conducibilità elevata, sovrappressioni si dissipano in tempi brevissimi, rendendo trascurabile la fase transitoria. Vale l'ipotesi di MOTO STAZIONARIO. Le grandezze dipendono non dal tempo, ma dalle condizioni al contorno.
- Materiali a grana fine : hanno conducibilità bassa, la fase transitoria non è trascurabile. Avremo 3 fasi:
 - Fase iniziale non drenata
 - Fase transitoria (consolidazione)
 - Configurazione stazionaria finale.

Evoluzione nel tempo delle sovrappressioni → variazione delle tensioni efficaci → evoluzione delle condizioni di stabilità e del processo deformativo.



$h = h(x, z)$
 $h = \cos t$
 Equipotenziiale

Strato roccioso impermeabile

Tratto CD e FG : linee equipotenziali

Tratto AB : linea di flusso $\underline{v} \cdot \underline{n} = 0$ quindi $\underline{v} \perp \underline{n}$

conoscendo facilmente l'andamento delle linee di flusso, ricavo le equipotenziali, che sono perpendicolari. Tramite le equipotenziali posso ricavare u.

Superficie che rappresenta il contorno :

$F(x) = 0$

versore normale a tale superficie:

$\underline{n} = \frac{\nabla F}{|\nabla F|}$

condizione di assenza di flusso (AB impermeabile):

$\underline{v} \cdot \underline{n} = 0$

Inserendo il carico idraulico:

$\Delta h \cdot \frac{\nabla F}{|\nabla F|} = 0$ condizione al contorno di Neumann.

RETE DI FLUSSO : insieme delle linee di flusso più quelle equipotenziali.

Nota la rete abbiamo tutte le grandezze che ci interessano. Esempio, punto R :

$(h_R - \xi_R) \delta w = u_R$ con $\sigma' = \sigma - u$
 $\tau_R = (\sigma - u) \tan(\phi)$

Per definizione di equipotenziale:

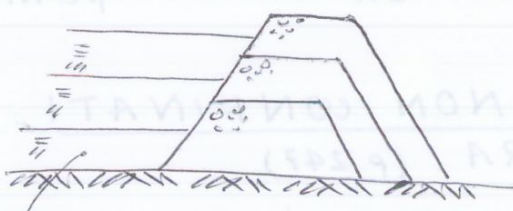
$$h_p = h_{p1}$$

$$\zeta_p + \frac{U_p}{\gamma_w} = \zeta_{p1} + \frac{U_{p1}}{\gamma_w} = 0 \text{ poich\`e } p1 \text{ appartiene alla superficie libera}$$

$$U_p = (\zeta_{p1} - \zeta_p) \gamma_w$$

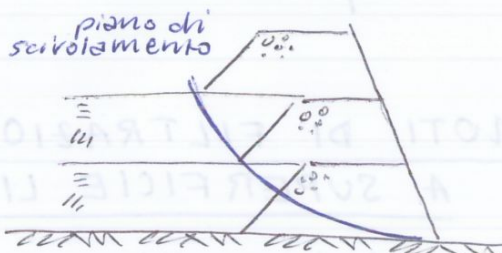
Esempio: costruzione argine

METODO A VALLE



materiale fine che si sedimenta

METODO A MONTE



aumenta u
diminuisce T_R

Metodo a valle migliore: materiale grossolano e in quantità maggiore, meno vulnerabile, difficilmente si satura.

TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE (p 255)

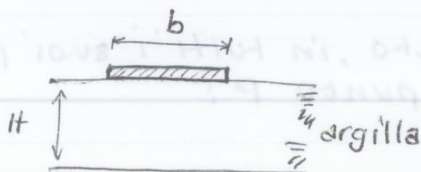
Grana grossa: cedimento avviene contemporaneamente all'applicazione del carico (elevata conducibilità idraulica).

Grana fine: cedimento strutturale calcolabile se si osserva il processo deformativo ad un caso monodimensionale. oltre all'entità si considera anche la sua evoluzione nel tempo, poich\`e cedimento avviene in tempi lunghi → fenomeno transitorio.

Fenomeno transitorio: CONSOLIDAZIONE.

TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE: modello matematico che, nella meccanica delle terre, descrive la consolidazione.

Esempio: fondazione, terreno grana fine



TEORIA MONODIMENSIONALE DELLA CONSOLIDAZIONE (Terzaghi, 1923), IPOTESI:

1. condizioni monodimensionali, carico sufficientemente esteso, ogni piano verticale è di simmetria. $W_x = 0$, non abbiamo deformazioni orizzontali.
2. mezzo poroso saturo
3. acqua e particelle del terreno sono incomprimibili.
4. deformazioni infinitesime
5. flusso dell'acqua e spostamenti del terreno avvengono solo in direzione verticale
6. conducibilità idraulica del mezzo poroso assunta costante, nell'ambito dello stesso intervallo tensionale.



$$K = \text{cost}$$

7. comportamento lineare dello scheletro solido:

$$\Delta \epsilon_{zz} = m_v \Delta \sigma'_{zz}$$

$$m_v = \frac{1}{E_{ed}} \quad \text{coefficiente di COMPRESSIBILITÀ}$$

$$m_v = \text{cost}$$

Dopo tali ipotesi, equazione locale della conservazione della massa:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla (\rho \underline{v}) = 0 \quad \rho = \text{densità}$$

Fase Fluida: $\frac{\partial (n \rho_w)}{\partial t} + \nabla [n \rho_w \cdot \underline{v}_w] = 0$ $n = \text{frazione di volume}$
 $\underline{v}_w = \text{velocità dell'acqua}$

Fase solida: $\frac{\partial [(1-n) \rho_s]}{\partial t} + \nabla [(1-n) \rho_s \cdot \underline{v}_s] = 0$ $(1-n) = \text{frazione di volume}$

ρ_w e ρ_s sono costanti (incomprimibilità), quindi:

Se il carico applicato in superficie non varia nel tempo :

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial t} = 0 \quad \forall z \quad \sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + u$$

$$\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

sostituendo nell'equazione ottenuta prima :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

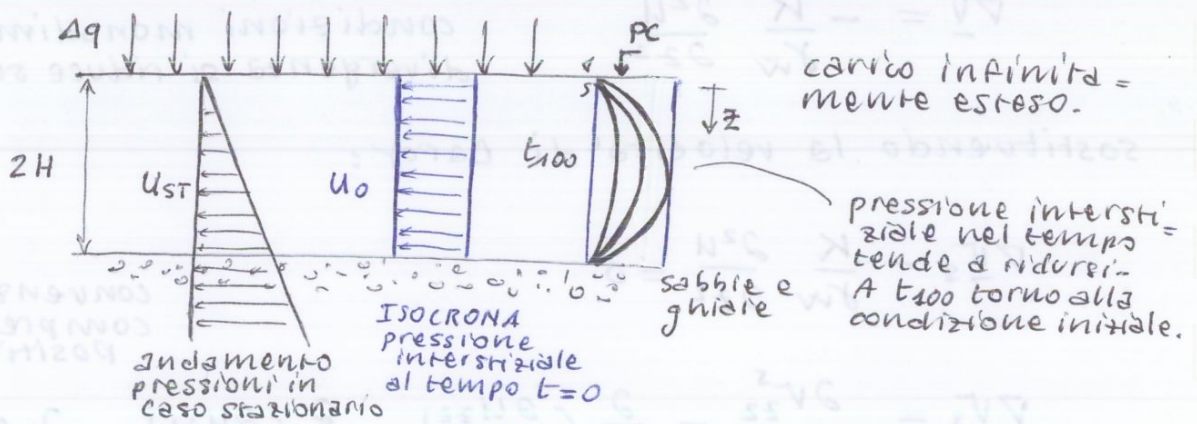
EQUAZIONE DELLA CONSOLIDAZIONE

$$c_v = \frac{K}{m_v g \gamma_w}$$

coefficiente di consolidazione $[L^2 \cdot t^{-1}]$

Come ottenere la soluzione dell'equazione ?

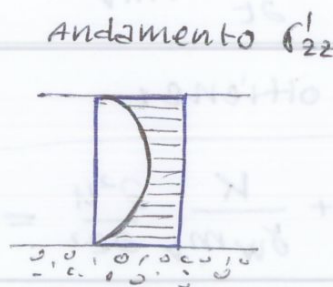
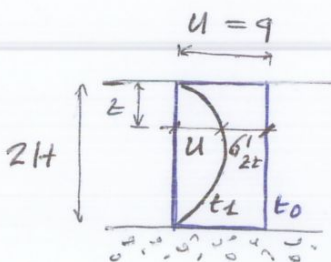
Dipende dalle B.C. e dalle I.C., problema iniziale e al contorno di Cauchy - Dirichlet



$u = u(z, t)$ dipendenza dal tempo e dallo spazio

$$t = 0 \quad \forall z \quad u_0 = q$$

considerando l'isocrona :



INTERPRETAZIONE DEL COLLASSO E VERIFICHE DI SICUREZZA (p 353)

Requisiti di un'opera :
 sicurezza
 funzionalità
 durabilità
 sostenibilità

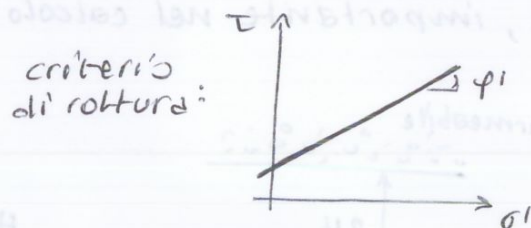
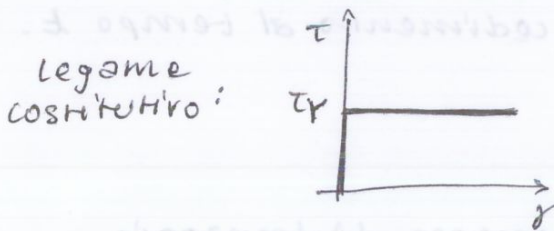
Problemi di collasso nei moderni regolamenti vengono indicati come problemi di STATO LIMITE ULTIMO.

Lo studio si concentra solo sull'analisi delle condizioni all'istante di collasso, riducendo la risposta del terreno a quella di un mezzo perfettamente plastico.

Con i TEOREMI DELLA PLASTICITÀ possiamo definire un limite superiore e uno inferiore della soluzione esatta e di conferire significato alle soluzioni ottenute con procedimenti convenzionali, come il metodo dell'equilibrio limite globale.

TEOREMI DELL'ANALISI LIMITE (p 354)

IPOTESI : Mezzo plastico perfetto



$$\tau_R = c' + \sigma' \tan(\phi')$$

Materiale capace di subire deformazioni plastiche senza cadute di resistenza, quindi ampia DURTILITÀ.

Non si hanno deformazioni fino alla τ di rottura.

Il carico di collasso è indipendente dallo stato tensionale iniziale e dalla storia dei carichi, con i metodi dell'analisi limite consideriamo solo l'istante di collasso.

INDIVIDUAZIONE del meccanismo all'istante di rottura, dissipazione di energia lungo le linee di scorrimento, il resto si comporta come rigido (semplificazione).

SPINTA DELLE TERRE

STATI DI EQUILIBRIO LIMITE DI RANKINE (p 369)

Problema di Rankine: determinazione di un campo di tensioni che soddisfi in ogni punto le condizioni di equilibrio senza violare il criterio di rottura.

Teorema statico mi permette di costruire questo campo di tensioni. Procedimento applicabile a materiali caratterizzati dalla presenza di coesione e attrito.

In condizioni non drenate: materiale a grana fine considerato come puramente coeso ($\tau_R = s_u$) e l'analisi è condotta in termini di tensioni totali

In verifiche di stabilità a lungo termine: grana fine considerato come puramente attritivo ($\tau_R = \sigma' \tan \phi'$) e analisi condotta in termini di tensioni efficaci.

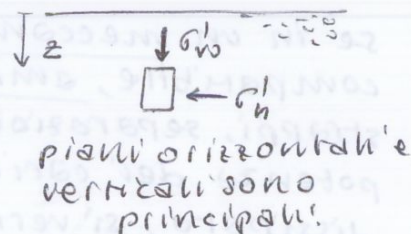
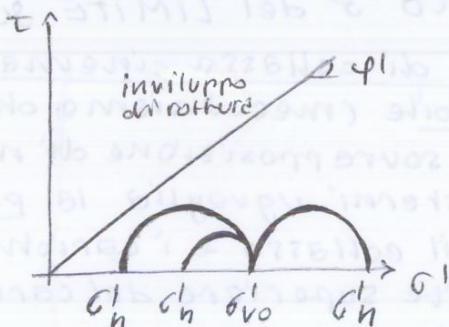
Materiale grana grossa sempre come puramente attritivo, analisi con tensioni efficaci.

considero mezzo puramente attritivo:

$$c' = 0$$

$$\phi' \neq 0$$

$$\gamma \neq 0$$

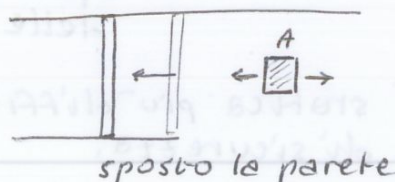
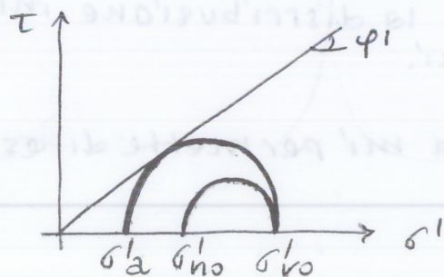


cerchi di Mohr tracciati a partire dal valore di

$$\sigma'_{vo} = \gamma' z$$

metodi per individuare il campo di tensioni:

1. Espansione uniforme laterale della massa di terreno, quindi riduzione della tensione orizzontale σ'_h .



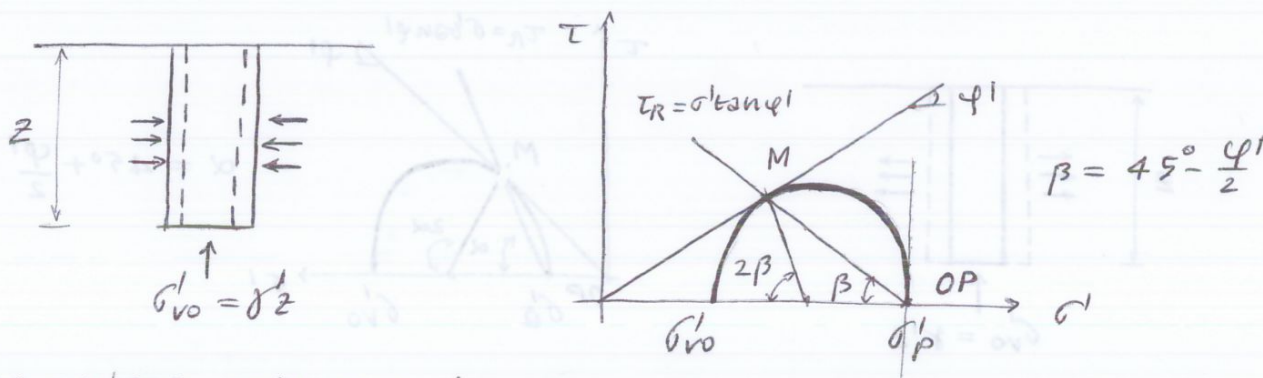
Arrivati alla tangenza del cerchio saremo in condizioni di stato limite. Il massimo valore della tensione orizzontale efficace σ'_p prende il nome di RESISTENZA PASSIVA.

Tensione orizzontale - Resistenza passiva:

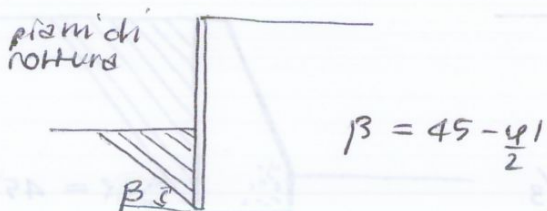
$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{vo}$$

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

con K_p = coefficiente di resistenza passiva.



Come prima esistono due famiglie di piani, sui quali la resistenza al taglio e' mobilitata, che formano un angolo β con la direzione della tensione principale minore (σ'_p).



K_a	K_o	K_p
$\approx 0,3$	$\approx 0,5$	≈ 3

ordini di grandezza

PIANI E SFORZI CONIUGATI (p 366)

Si consideri un semispazio delimitato da una retta di inclinazione $i < \varphi'$ (pendio).

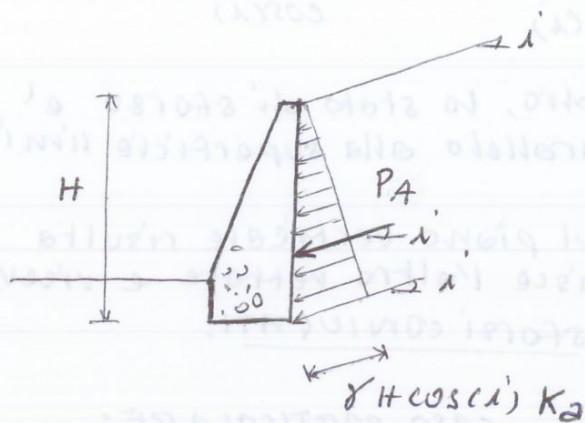
Qualsiasi proprietà non varia lungo m , ed e' parallelamente alla superficie. Eventuali stratificazioni saranno orizzontali.

Resistenza passiva:

$$\sigma_p^i = \frac{\cos(\alpha') + \sqrt{\cos^2(\alpha') - \cos^2(\phi_1)}}{\cos(\alpha') - \sqrt{\cos^2(\alpha') - \cos^2(\phi_1)}} \quad \sigma_{vo}^i = K_p \sigma_{vo}^o$$

Caso particolare: $i = 0$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_1}{1 - \sin \phi_1}$$



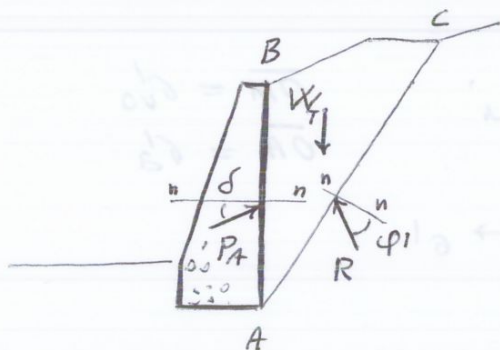
Spinta sull'opera di sostegno:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos(\alpha') K_a$$

TEORIA DI COULOMB:

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE (1773) (p. 368)

problema: spinta esercitata su un'opera di sostegno.



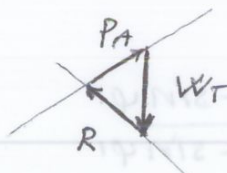
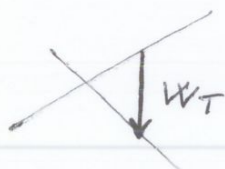
W_T = peso terreno
 n indica la normale
 P_A = spinta attiva, azione del muro

AC superficie di scivolamento piana

δ = angolo di attrito muro - terreno

procedimento: individuare un meccanismo di rottura, come la formazione del piano di scivolamento, e derivare il carico di collasso da considerazioni di equilibrio globale.

condizione di equilibrio: poligono delle forze chiuso

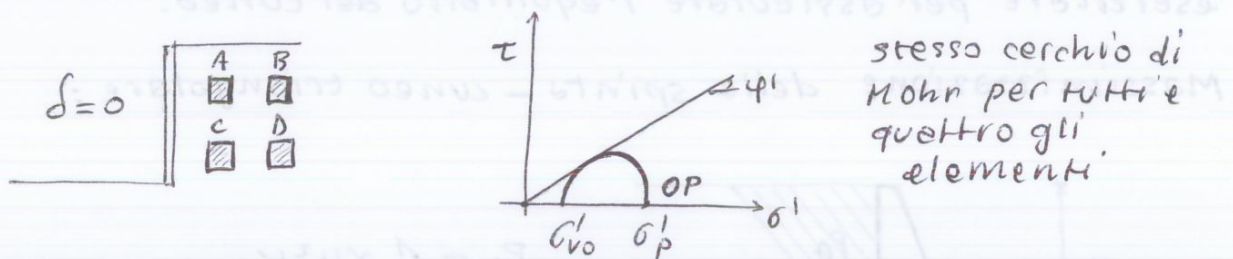


W_T conosciuto interamente.
 R e P_A conosciamo solo le direzioni

3. la soluzione è riconducibile all'approccio cinematico, quindi è NON CONSERVATIVA
4. Applicabile nella ricerca della spinta attiva, errore trascurabile (1 ÷ 2 %)
5. Non applicabile alla resistenza passiva, errore non trascurabile, siamo a sfiorare di sicurezza.

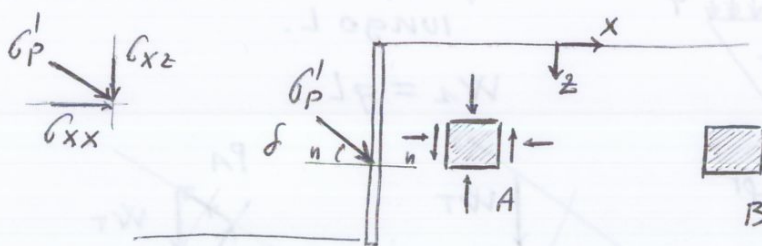
DISCONTINUITA' STATICHE E CALCOLO DELLA RESISTENZA PASSIVA (p 371)

Prima, con la soluzione di Rankine, avevamo l'ipotesi di parete priva di attrito.



le direzioni principali sono le stesse per tutti e quattro. Tutti i punti del dominio hanno uno stato di sforzo OMOGENEO.

consideriamo ora: PARETE SCABRA
presenza di attrito parete - terreno.

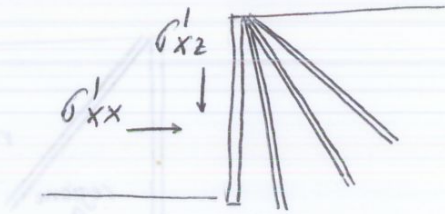


Elementino A è prossimo alla parete e risente delle condizioni al contorno. Per l'elemento B lontano dalla parete, le condizioni al contorno contano sempre meno con l'allontanarsi, tensioni orizzontali e verticali diventano principali.

Da A a B le direzioni delle tensioni principali sono ruotate, abbiamo uno stato di sforzo non omogeneo.

costruzione campi di sforzi: Rankine no (abbiamo attrito), Coulomb no (superficie di scivolamento non piana, e curvilinea). Come fare?

La rotazione dei piani principali avviene con continuità, avremo quindi un VENTAGLIO di discontinuità, a cui corrispondono ∞ cerchi di Mohr.



soluzione la trovo mediante il calcolo infinitesimale:

$$\sigma'_{xx} = K_p \sigma'_{vo}$$

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \varphi_1} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi_1 - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\theta \tan \varphi_1}$$

LANCELLOTTA
2002

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi_1} \right) + \delta$$

θ = rotazione della tensione principale (passando da una regione all'altra)

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi_1$$

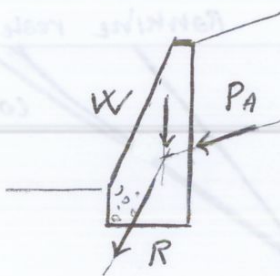
ordini di grandezza:

	$\varphi_1 = 30^\circ$	$\varphi_1 = 35^\circ$
RANKINE: $\delta/\varphi_1 = 0$	$K_p = 3$	$K_p \approx 3,7$
LANCELLOTTA: valori più cautelativi $\delta/\varphi_1 = \frac{1}{2}$	$K_p = 4,5$	$K_p = 6$

STRUTTURE DI SOSTEGNO (p. 379)

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

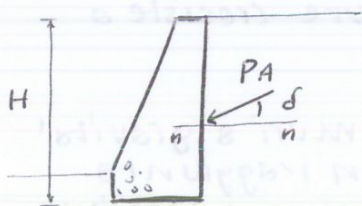
1. MURI A GRAVITA'



materiale: pietrame o cls

funzionamento: stabili in virtù del proprio peso. Riportano in fondazione la spinta sub-orizzontale, esercitata dal terreno, componendola con il peso proprio e trasformandola in sub-verticale (R). R deve intersecare l'area della fondazione.

caso 1: Muro a gravità



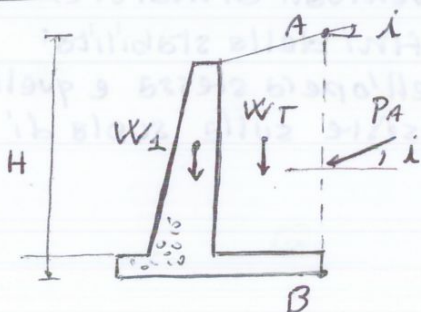
le tensioni tangenziali, dovute all'attrito muro - terreno tendono a ridurre il valore della spinta attiva. Per questo non posso considerare $\delta = 0$, e uso la teoria di COULOMB.

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi'$$

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

con $K_a (\alpha, \beta, \delta, \varphi')$

caso 2: Muro a mensola



Abbiamo una parete virtuale AB con B alla base della fondazione. Retta d'azione della spinta parallela alla superficie del terrapieno. si considera $\delta = 0$, applico RANKINE.

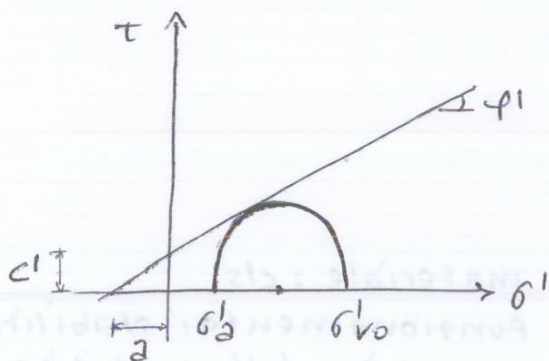
$$AB = H$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos(i) \cdot K_a$$

con $K_a (\varphi', i)$

PIRESENZA DELLA COESIONE (p382)

Involuppo di rottura delle argille consistenti:



la linearizzazione dell'involuppo di rottura:

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

va operata con cautela per evitare una sovrastima dell'intercetta c' .

$$a = \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

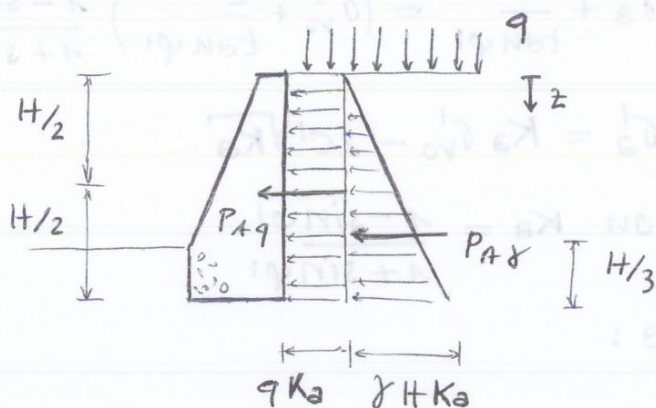
per valutare la spinta in presenza di entrambe le componenti di resistenza al taglio:

TEOREMA DEGLI STATI CORRISPONDENTI di Caquot

enunciato: la soluzione relativa a un mezzo caratterizzato da c' e φ' può ottenersi tramite quella

SPINTA DOVUTA AI SOVRACCARICHI (p386)

sovraccarico q uniformemente distribuito applicato sul piano campagna.



alla profondità z :

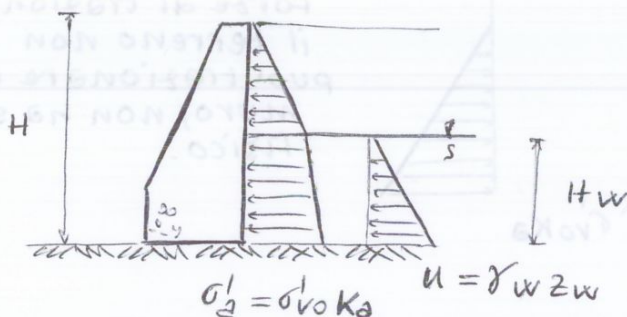
$$\sigma'_{vo} = \gamma z + q$$

$$\sigma'_a = \gamma z K_a + q K_a$$

$$P_{Aq} = K_a q H$$

SPINTE IN PRESENZA DI ACQUA - SISTEMI DI DRENAGGIO (p388)

Nelle opere di sostegno vanno progettati sistemi di drenaggio per evitare il prodursi di spinte di elevata intensità dovute alla presenza di acqua.



se $z \leq H - H_w$ avremo:

$$\sigma'_{vo} = \gamma z$$

se $z > H - H_w$ avremo:

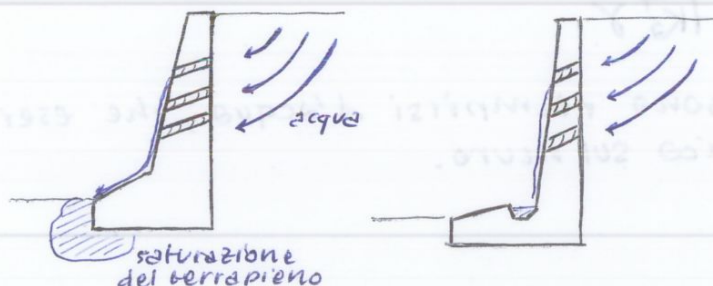
$$\Delta \sigma'_{vo} = \gamma' \Delta z$$

spinta attiva con acqua in condizioni idrostatiche:

$$\sigma'_a = \sigma'_{vo} K_a + u$$

va sommata la spinta dell'acqua

In presenza di precipitazioni il terrapieno tende a saturarsi, con rischio di instabilità.



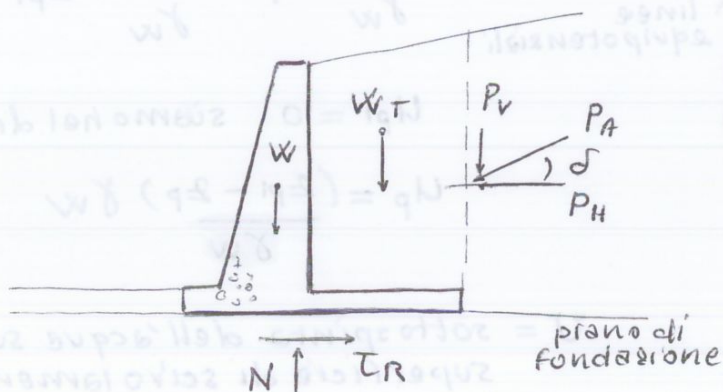
doppia soluzione:
applicati fuori di scarico con filtri (per evitare occlusione) e delle canaline di raccolta.

CAPACITA' PORTANTE del complesso fondazione - terreno

4. SCIVOLAMENTO GLOBALE del complesso terreno - opera di sostegno lungo una possibile superficie di scorrimento.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (p 394)

consideriamo un muro a mensola



in componenti:

$$P_H = P_A \cos(\delta)$$

$$P_V = P_A \sin(\delta)$$

P_H è l'azione che tende a produrre lo scorrimento. La resistenza che si oppone è di tipo attrittivo T_R :

$$T_R = N \tan \delta$$

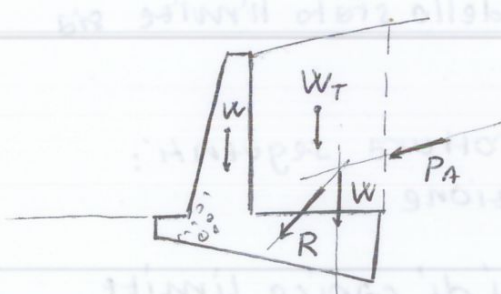
coefficiente di sicurezza globale:

$$F_s = \frac{T_R}{P_H}$$

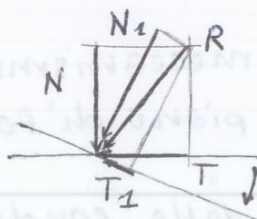
$$F_s = \frac{(W + W_T + P_V) \tan \delta}{P_H} \geq 1,5$$

La resistenza passiva (P_p) agente a valle, è trascurabile, poiché il materiale cambia resistenza a seguito del flusso d'acqua e perché, essendo modesto lo spessore (≈ 50 cm) viene facilmente rimosso.

Se non è verificata la traslazione:



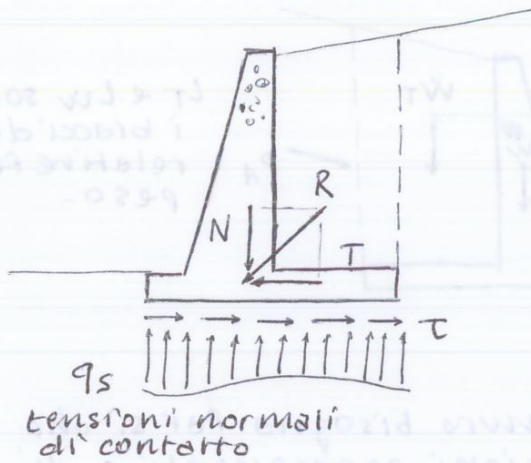
si inclina la fondazione



$$F_s = \frac{N \tan \delta}{T}$$

inclinando riduco T e aumento N, STABILITA'

Il carico limite dipende da: configurazione dei carichi (inclinazione ed eccentricità della risultante), geometria della fondazione (forma e diametro di posa), resistenza al taglio del terreno.



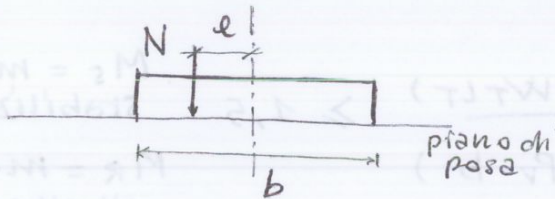
$$q_s = \frac{N}{A} \quad A = \text{area di contatto}$$

$$q_{LIM} = \frac{N_{LIM}}{A} \quad \text{carico limite}$$

verifica, coefficiente di sicurezza:

$$F_s = \frac{q_{LIM}}{q_s} \geq 2,5$$

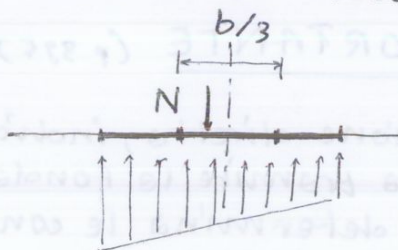
come determinare q_{LIM} : Applicando i teoremi della plasticità
 come determinare q_s : DISTRIBUZIONE TENSIONI DI CONTATTO



Fondazione nastroforme con un carico eccentrico.

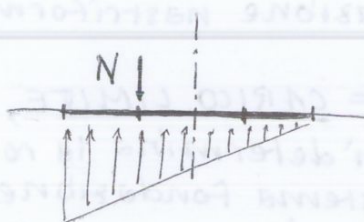
A seconda della posizione di N rispetto al NOCCIOLO di inerzia avremo differenti distribuzioni delle tensioni:

1. N all'interno del nocciolo



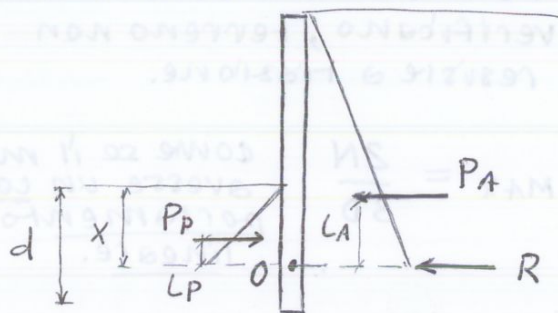
distribuzione trapezoidale

2. N all'estremo del nocciolo



distribuzione triangolare

L'analisi semplificata considera al di sotto del punto O il vettore risultante della spinta attiva e della resistenza passiva (R):



x incognita del problema, si ottiene imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno ad O.

$$\sum M(O) = 0$$

$$P_A \cdot L_A - \frac{P_P}{F_s} \cdot L_P = 0$$

LA, LP sono i bracci.
Fs ≈ 2 e lo si applica alla resistenza passiva.

da questa ottengo x

con equilibrio alla traslazione ottengo R:

$$P_A + R = P_P$$

$$(d-x) \approx 20\% x$$

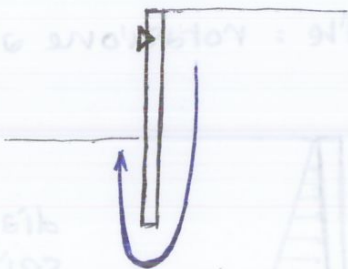
$$(d-x) \sigma'_{vo} \left(\frac{K_p}{F_s} - K_a \right) = R \quad \text{ottengo } (d-x)$$

e conoscendo x ottengo d.

Nel caso di una PARATI ANCORATA (con vincolo).

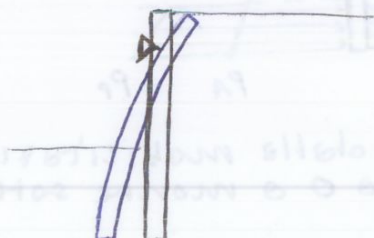
stabilità: vincolo e mobilitazione resistenza passiva.
possibili meccanismi di rottura:

1. SIFONAMENTO (o sollevamento del fondo scavo)



si necessita del corretto dimensionamento dell'infilazione del diaframma.

2. COLLASSO STRUTTURALE



avviene per errore dimensionamento del diaframma.

Esplicitando P_{PH} :

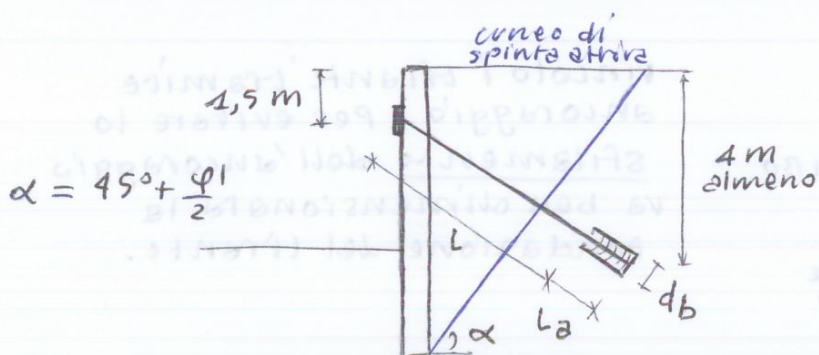
$$P_{PH} = \frac{1}{2} \gamma d^2 K_p$$

Equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$P_{AH} - \frac{P_{PH}}{F_s} = T \quad \text{con } F_s = 2$$

F_s lo applico alla resistenza passiva che è quella che mi genera il meccanismo.

Per evitare sfilamento dell'ancoraggio applico F_s al tiro T .
 considerazioni sull'ancoraggio:



ancoraggio alto, se no il diaframma si inflette andando avanti con lo scavo.

Inclinazione, se no il bulbo non sarebbe realizzabile (basse pressioni, ci vuole profondità).

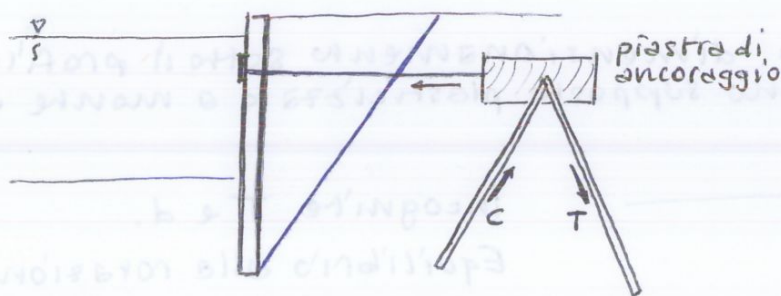
Bulbo deve essere fuori dal cono di spinta, quanto deve essere lunga la fondazione?

$$(\pi db La) \tau_R = T_d$$

da questa ricavo L_a .

db = diametro bulbo
 L_a = lunghezza fondazione

Altre possibilità di ancoraggio:



siamo sotto falda.

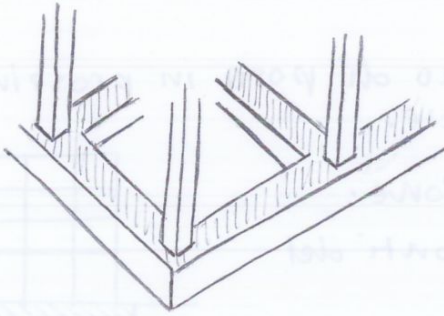
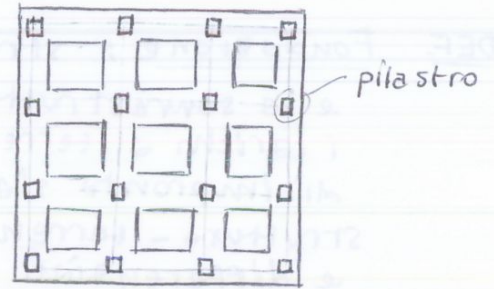
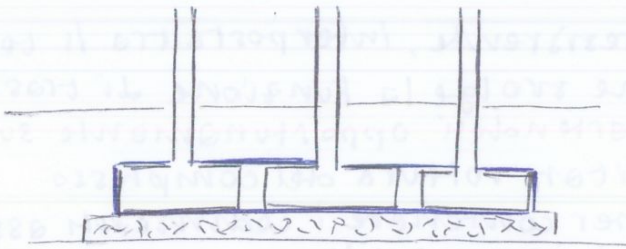
due pali di fondazione, uno resiste a trazione uno a compressione

I due pali devono incontrarsi in un punto, altrimenti sarebbero anche soggetti a flessione.

senza pali è possibile se il cono di resistenza passiva che si forma non interdice con quello di spinta attiva.

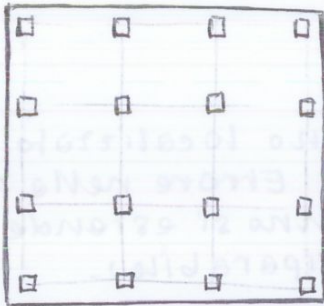
• Fondazione a GRATICCIO

in pianta:



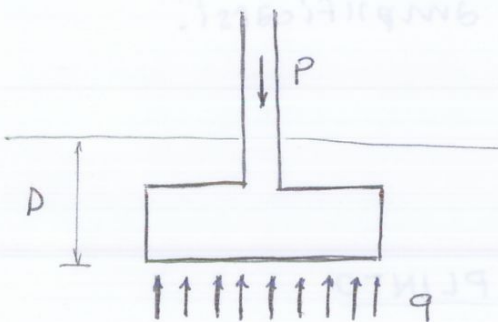
abbiamo una base d'appoggio maggiore, si uniscono i pilastri (trave continua), vengono così minimizzati i cedimenti differenziali. Impedisce movimenti relativi orizzontali.

• Fondazione a PLATEA



come sopra solo che la base d'appoggio è completamente piena.

Nella fondazione superficiale lo spessore della colonna è uguale o minore a quello della base.

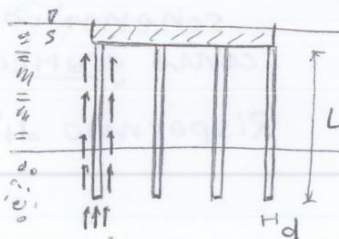


P = carico concentrato

q = tensioni di contatto

Fondazione deve essere più profonda di 1,5 m, terreno alto e soggetto a variazioni di volume (contenuto d'acqua naturale cambia).

se le fondazioni dirette non consentono di minimizzare i cedimenti → Fondazioni su pali (o profonde).



carico è trasmesso tramite attrito laterale, perché

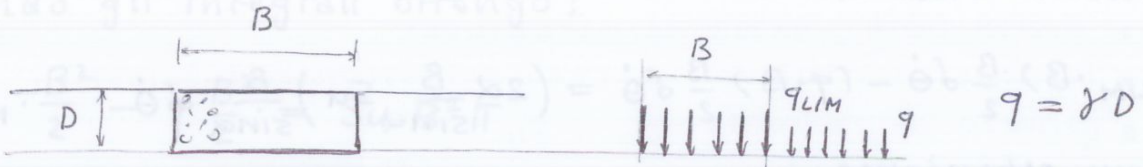
$$L \gg d$$

Il carico limite risulta:

$$q_{LIM} = (2 + \bar{u}) Su + q$$

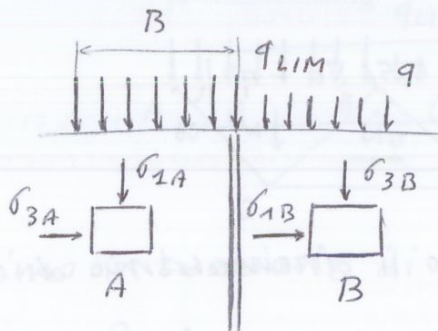
APPLICAZIONE DEL TEOREMA STATICO (p 422)

Dobbiamo costruire un campo di sforzi ammissibile.



Lo stato di sforzo tende a variare spostandosi dalla fondazione, cambiano le direzioni delle tensioni principali, stato di sforzo NON OMOGENEO, avremo più cerchi di Mohr.

si suddivide il dominio in due regioni che possono considerarsi singolarmente omogenee, introduciamo una discontinuità statica:

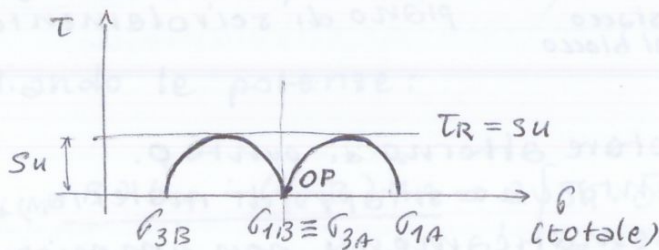


σ_1 = tensione principale maggiore
 σ_3 = tensione principale minore

Elemento A tende ad allargarsi, schiacciando l'elemento B.

Rotazione di 90° delle tensioni.

Definiamo i valori dello sforzo. q lo conosciamo, basta che D sia noto.

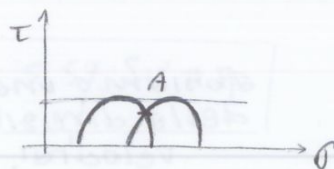


$$\sigma_{3B} = \gamma z + q$$

$$\sigma_{1B} = \sigma_{3B} + 2Su$$

$\sigma_{1B} \equiv \sigma_{3A}$ poiché ci deve essere continuità dello stato di sforzo.

CASI NON POSSIBILI:



A non è tensione principale.



viene violato l'equilibrio.

Carico limite netto :

$$q_{LIM}^N = q_{LIM} - q$$

$$= (2 + \pi) su$$

q_{LIM} = carico limite
 q = tensione verticale geostatica agente alla profondità del piano di posa.

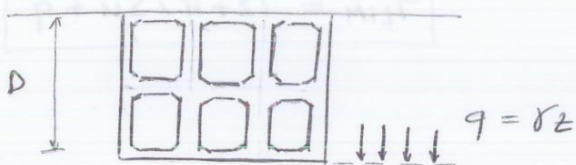
carico ammissibile:

$$q_{AMM} = \frac{q_{LIM}^N}{F_s} + q$$

F_s = coefficiente di sicurezza

F_s lo si applica a q_{LIM}^N , poiché se lo applicassi a q_{LIM} , vorrebbe dire che il peso della fondazione dovrebbe essere minore del carico litostatico in sito (q).

FONDAZIONI COMPENSATE



si usano con terreni a scadenti caratteristiche meccaniche e per strutture sensibili a cedimenti differenziali, come torri, ripetitori.

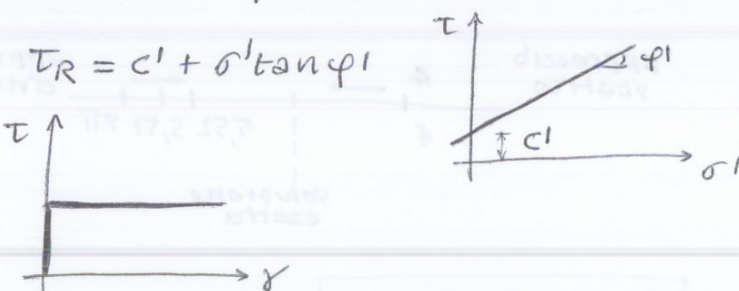
carico trasmesso uguale al carico presente in quota, al carico litostatico. come se mi muovessi su una curva di scarico-ricarico (scavo per fondazione, scarico, fondazione, ricarico).

CARICO LIMITE IN CONDIZIONI DRENATE (p 427)

si fa riferimento alle condizioni di equilibrio di Rankine:

■ Involuppo di rottura $\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi'$

■ Legame costitutivo: mezzo rigido plastico



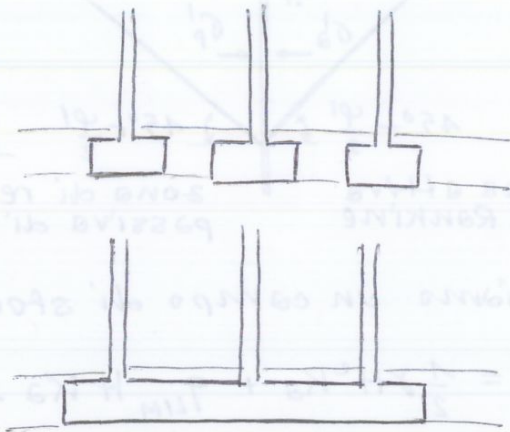
Introduciamo una discontinuità statica, che separa la zona attiva da quella passiva. consideriamo anche una distribuzione di tensioni uniforme.



I valori di N_γ , N_q , N_c sono riportati in funzione di φ' nella tabella 8.3 (pag 435).

Influenza del sovraccarico :

unendo i plinti riduco praticamente a zero il sovraccarico, $q \approx 0$.
così facendo q_{AMM} si riduce di molto.

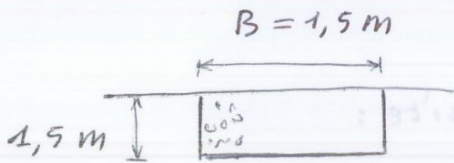


$$q_{AMM} = \frac{q_{LIM}^N}{F_s} + q = \frac{q_{LIM}^N}{F_s}$$

Non ci sono più i margini di sicurezza.

INFLUENZA DELLA FALDA (p 432)

calcoliamo la capacità portante di una fondazione nastroiforme.



$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = \varphi'_{cr} = 34^\circ$$

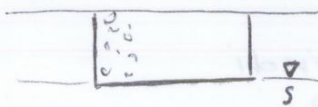
$$N_q = 29$$

$$N_\gamma = 41$$

a) in assenza di falda

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q = 554 + 783 = 1337 \text{ kPa}$$

b) falda al piano di posa

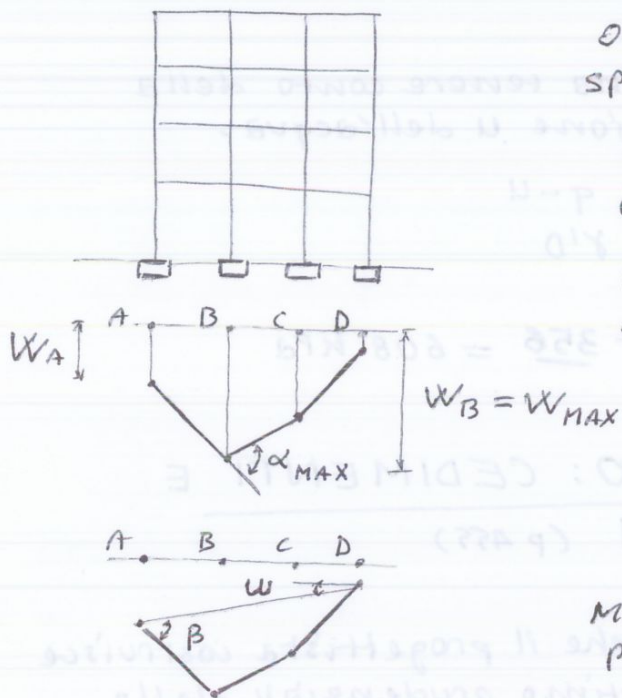


q_{LIM} sarà espressa tramite tensioni effettive. Ve' introdotto

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso dell'unità di volume nel terreno della sup. di scivolamento.

$$q_{LIM}^i = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + q N_q = 252 + 783 = 1035 \text{ kPa}$$

La falda ha dimezzato questo contributo



osservando la distribuzione spaziale dei cedimenti:

W = cedimenti

W = rotazione rigida

β = rotazione relativa

α = distorsione angolare

Generalmente i danni alla struttura sono dati da cedimenti differenziali e distorsioni angolari.

Ma anche il moto rigido può provocare danni se:

$$W > \frac{1}{250}$$

PREVISIONE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

I cedimenti differenziali sono quelli che mi determinano il maggior danno della struttura, quindi è importante che vi sia una previsione. (p 497)

Questi dipendono dalla variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Correlazioni empiriche:

1. TERRENI A GRANA GROSSA (sabbie, ghiaie) fondazioni:

$$W_{MAX} (mm) = 15000 \beta_{MAX} \quad \text{Fondazioni isolate, pilanti,}$$

$$W_{MAX} (mm) = 18000 \beta_{MAX} \quad \text{Fondazioni a platea.}$$

2. TERRENI A GRANA FINE (limi, argille) fondazioni:

$$W_{MAX} (mm) = 30000 \beta_{MAX} \quad \text{pilanti}$$

$$W_{MAX} (mm) = 35000 \beta_{MAX} \quad \text{platea}$$

Sono terreni più omogenei, quindi il cedimento massimo è più elevato, avremo più cedimenti, ma più uniformi.

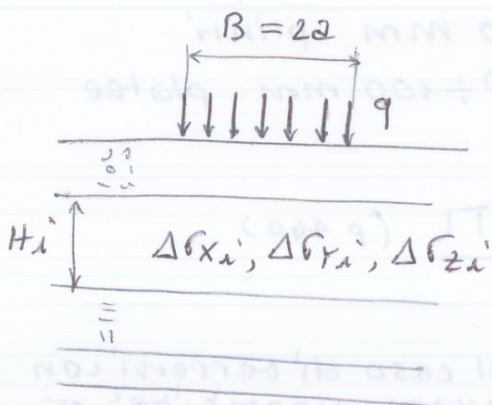
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ incrementi di tensione indotti dal carico E, ν parametri che caratterizzano la risposta costitutiva del mezzo in esame.

cedimento prodotto dal carico applicato:

$$W = \int_0^H \epsilon_z dz = \int_0^z \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] dz$$

generalmente $z = H$

considerando una fondazione con mezzo eterogeneo:



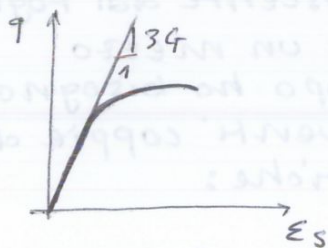
conviene suddividere in un numero ottimale di strati; caratterizzato ognuno da uno spessore H_i e i relativi parametri E_i, ν_i

Il cedimento risulta:

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} [\Delta\sigma_{zi} - \nu_i (\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] H_i$$

Stima del cedimento immediato:

- condizioni non drenate
- comportamento duttile



Modulo di taglio G :

$\nu = 0,5$ (in assenza di variazioni di volume)

$$E_u = 2(1 + \nu) \cdot G$$

in condizioni non drenate

Stima del cedimento finale:

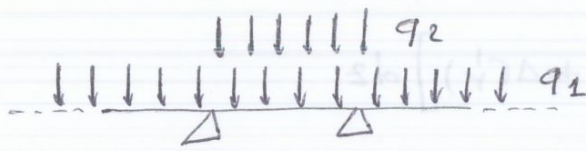
- condizioni drenate

$$\nu = 0,15 \div 0,25$$

$$E' = 2(1 + \nu) \cdot G$$

stiamo in termini di tensioni e deformazioni, la u si è dissipata

consideriamo le campate centrali:



$q_1 = \text{peso proprio}$
 $q_2 = \text{carico accidentale}$

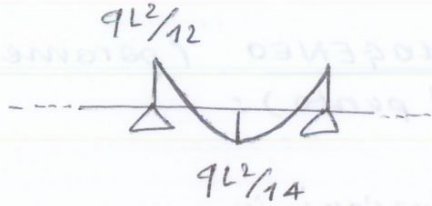
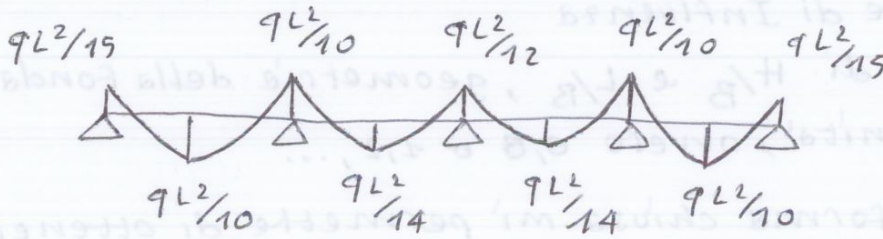
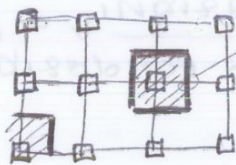


diagramma
MOMENTO

non vale per le campate in estremità:
 Avremo come andamento dei momenti:



AREA DI INFLUENZA di un pilastro:



dalla
mezzeria

$$q = 700 \text{ kg/m}^2 = 7 \text{ kN/m}^2$$

carichi in fondazione:

$$N = \sum qA$$

Quindi con il metodo approssimato:

- si coglie l'essenziale
- si controllano gli ordini di grandezza
- si verifica la fattibilità e l'efficacia della soluzione