



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1516A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Furio

MATERIA: Meccanica delle Rocce. Prof.Scavia-Barbero

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.**

MECCANICA DELLE ROCCE

06/03/2014

LEZIONE 1 - INTRODUZIONE

Dal corso di Geotecnica, quando si parlava di rocce, ciò che viene alla mente è la stabilità.

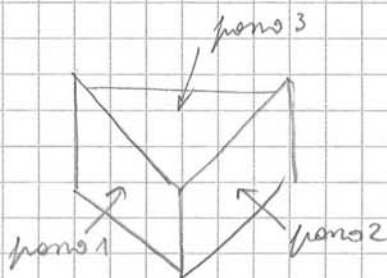
In effetti in alcuni casi è così, ma altre volte no.

Caso della Valtellina → questo è un caso in cui la roccia non è più sinonimo di stabilità.

Tale caso ricorda un po' quello del Vesuvio.

Eventi poco noti perché causati poche vittime.

C'era un pendio che a un certo momento ha collassato e ci sono stati 30 milioni di m³ di materiali che sono scesi a valle. Questo è successo perché esisteva all'interno dell'ammasso roccioso 3 grandi fessure di discontinuità.



← Figura fatta da me

Tali fessure hanno creato un vero e proprio cuneo di roccia. Nonostante che se pendessimo uno dei blocchi di roccia derivati dal disfacimento dell'ammasso terremo una elevata tensione o compressione, si è originato tale fenomeno a causa della presenza di discontinuità (ovvero fessure nel nostro ammasso roccioso).

Tali discontinuità però, possono anche generare stabilità e sono orientate in modo da migliorare la stabilità.

Però la stessa discontinuità con orientamenti diversi può dare origine a delle situazioni pericolose o stabili.

Caso di Petra, Giordania → in questo caso non ci sono situazioni di cuneo perché le discontinuità, o sono molto piccole o sono discontinuità orizzontali (quest'ultima non danneggia la stabilità dell'opera).

Le discontinuità è, fondamentalmente, l'interruzione delle continuità del nostro materiale (ammasso).

La presenza di una discontinuità in un corpo, non solo è un segno di debolezza, ma è anche un qualcosa che modifica lo stato tensionale del nostro corpo (che sia un corpo ridotto in un ammasso roccioso o un ammasso stesso).



Pensiamo di avere un ammasso di tenens formato da particelle, e immaginiamo di voler applicare il metodo del continuo equivalente che consiste nel ~~considerare~~ determinare un parametro tipico del continuo equivalente che è la porosità "n".

$$\text{Porosità} = \frac{\text{volume vuoti}}{\text{volume totale}} \Rightarrow n = \frac{V_v}{V}$$

Voglio determinare "n" per quell'ammasso di tenens, ma mi chiedo qual'è il volume che devo considerare per determinare "n".
Vedo cosa succede se ~~mi~~ considero dei volumi più piccoli del REV (che ovviamente non conosco).

Immaginiamo di prendere come dimensione di partenza che sia pari al volume del grano (1).

Ci accorgiamo che la porosità davanti è nulla perché il volume dei vuoti è nullo (risultato non valido per il continuo)

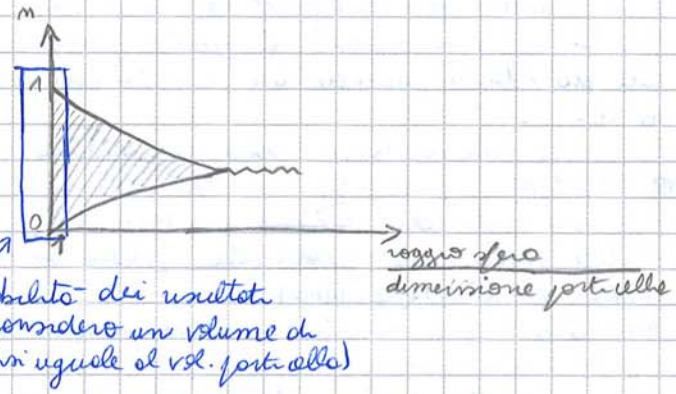
(1) $n = 0$

Se invece invece scello ~~di~~ un volume in cui non è presente il grano (in nessuna percentuale) avrei trovato praticamente solo volume vuoto (2).

Quindi la percentuale sarà pari a 1 (risultato non valido per il continuo)

(2) $n = 1$

Quindi, ~~ovviamente~~ indipendentemente da dove vedo o prendo il volume, se scoglio un volume con piccolo rischio di fare il massimo errore possibile. ~~ovviamente~~



Nel grafico è rappresentato l'andamento di n in funzione del rapporto $\frac{\text{raggio ferro}}{\text{dimensione particella}}$ (o meglio il campo di estensione).

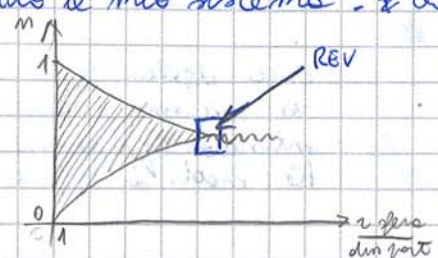
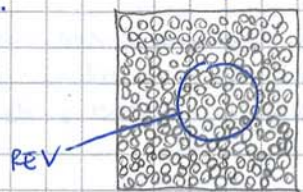
Le ~~due~~ 2 situazioni analizzate da noi, (1) e (2) sono relative ad un rapporto $\frac{\text{raggio ferro}}{\text{dimensione particella}}$ pari a 1 e quindi i risultati possibili ~~sono~~ andranno da 0 a 1.

Ora andiamo a considerare un volume di analisi maggiore. In questo caso noto che le cose migliorano perché vedo ed inglobare un numero di particelle che insomma sono a rendere, il punto dove vedo o formo il mio volume di analisi, sempre meno influente alla fine della soluzione.

Questo comporta il fatto che non ci saranno più soluzioni limite (0 o 1) ma estremo dei valori che tenderanno sempre di più.

Ci sarà un punto in cui (e forte qualche piccola variazione di tipo statistico) la porosità tenderà ad esistere.

Cioè ci sarà un volume della fase di analisi oltre il quale il valore della porosità è unico, e quello è il valore che io posso attribuire a tutto il mio sistema. Questo valore si chiama REV.



Si vedrà che per determinare tali grandezze si utilizzeranno delle relazioni empiriche che mettono in relazione le grandezze suddette con dei parametri globali dell'ammasso roccioso detti "indici di qualità".

Se io non uso il metodo del continuo equivalente ho un'altra possibilità cioè usare il ~~metodo~~ metodo del discontinuo.

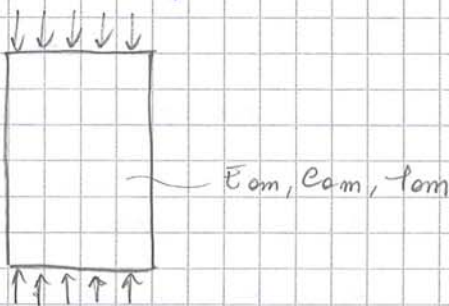
Tenendo presente che:



Utilizzo il metodo del discontinuo: inserisco nel modello le discontinuità tipo fessure, ~~lunghezze~~ lunghezza, posizione, orientamento. In questo caso, anziché di sistemi di continuo e introduco tutte le discontinuità rappresentative (e sono compito dell'ingegnere conoscerle) e considero il materiale roccioso tra esse.

~~METODO DEL CONTINUO~~
METODO DEL CONTINUO

Se abbiamo un provino con una discontinuità, noi formiamo idealmente coprire il provino con un telo (non noto o conoscenza della presenza e dell'entità delle discontinuità) e eseguiamo (ad esempio) una prova monotona di compressione.

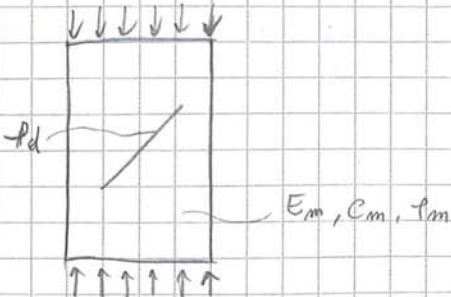


Otteniamo quindi le grandezze caratteristiche per l'intero ammasso roccioso ($E_m = E_{massa}$)

- E mod elast
- C coesione
- l angolo attrito

METODO DEL DISCONTINUO

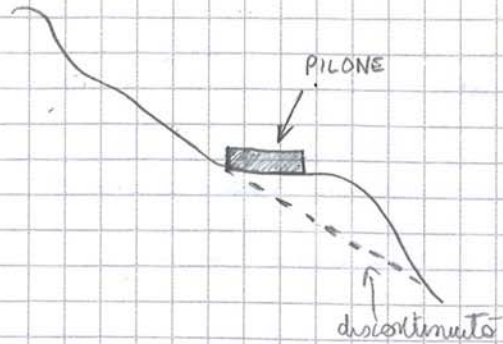
Se abbiamo un provino con discontinuità, non facciamo più prove su tutto l'ammasso ma solo su un provino del materiale roccioso. Inoltre dovremo inserire nel modello le caratteristiche delle discontinuità.



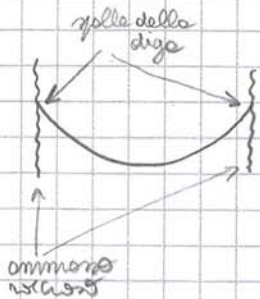
- (d) = discontinuità
- (m) = matrice rocciosa

Quando ci troviamo di fronte ad un problema di calcolo del rivestimento di una galleria, notoriamente dobbiamo risolvere un problema che è tipico dell'ingegneria cioè determinare quali sono le tensioni, le deformazioni e le zone di rottura nell'intorno della galleria; questa è esattamente ciò che si fa quando si ~~deve~~ deve risolvere ~~un~~ un problema di stabilità di una trave. Se deve studiare il problema di stabilità di una trave, cosa dobbiamo conoscere?

- la geometria



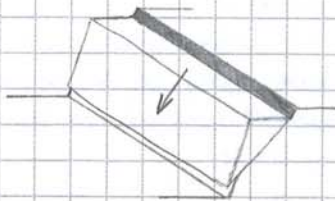
• **Exempis problema diga**: di solito i problemi delle dighe non sono strutturali: perché è molto facile dimensionare una diga affinché non abbia tali problemi. I problemi sono legati alle fondazioni di queste dighe (prettamente la "zolla" della diga).



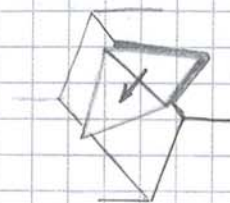
Se consideriamo una "diga ad arco" (in defezione con perché in fronte defuise un arco), esse oggi lotalmente sull'ammasso roccioso; e la zolla non sono ben ancorate alle roccie o se quest'ultimo presenta discontinuità → collasso

1) TIPICI CINEMATISMI DI INSTABILITÀ DEI PENDII

A) **Svaldamenti planari**: distacco di slidi e successivo swardamento lungo un piano



B) **Svaldamenti tridimensionali** (tipo quello che abbiamo visto per la Valtellina)



C) **Cadute massi** → modelli di calcolo della cadute massi per dimensionare opere di protezione (rete paramassi)

2) CAVITÀ IN SOTTERRANEO

A) **A scopi minerari**: cavità di grosse dimensioni. Il rischio che si accetta per le cavità a scopo minerario è più elevato delle opere a scopo civile. Questo per 2 motivi: → le persone a bordo per un tempo limitato; → le persone che a giorno conoscono il rischio

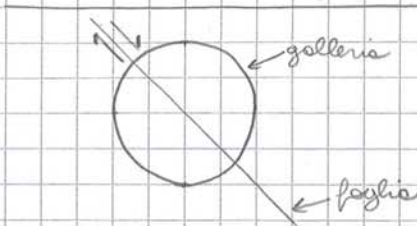
hanno subito grandi spostamenti (da pochi cm a km) (ad esempio la foglia di Sant'Andrea).

In genere le foglie di grandi dimensioni subiscono notevoli movimenti di pacche tettoniche della crosta terrestre - (Aggiunto dal prof.)

In genere non c'è un fronte di discontinuità angolo e ben definito ma una fascia di materiale altamente fratturato e/o alterato con riempimento di materiale minerale e/o tenace \Rightarrow la presenza di questo materiale indebolisce ulteriormente la resistenza al taglio della foglia.

Hanno fratture anche kilometriche e, pertanto, vengono trattate singolarmente

Se, ad esempio, devo redimare una galleria e ho una foglia che attraversa l'ammasso roccioso, la mia paura è che io possa andare a redimare la galleria intersecando la foglia.



Questo ~~perché~~ perché la foglia può essere soggetta a movimenti:

- naturali
- dovuti al cambiamento dello stato tensionale causato dai lavori per la redazione dell'opera

Le foglie sono anche importanti per sapere dove potrebbero avvenire delle frane. Di solito la presenza di una foglia può facilmente indurre frane nelle zone limitrofe (dipende sempre da come è orientata la foglia)

Quando si rileva la presenza di una o più foglie nella zona di redazione di un'opera bisogna stare attenti per 2 motivi:

- è un punto di debolezza (sempre);
- può essere una zona attiva (soggetta a movimenti naturali) (o volte).

2) GIUNTI

Sono fratture della roccia lungo le quali non ci sono stati significativi spostamenti. Sono dovuti a sollecitazioni di taglio e/o trazione subite dalla matrice rocciosa. Nel primo caso mostreranno discontinuità di spostamento tangenziali, nel secondo caso mostreranno discontinuità di spostamento normali (oppure possono essere caratterizzati da entrambe le componenti)

Possano essere schematizzati (gruppi di fratture pseudo-parallele) o rappresentate fratture singolari.

Hanno in genere fratture ridotte: da centimetriche a metriche (quindi ne potete trovare diverse nella zona di vostro interesse) e rappresentano le fratture più frequenti.

Possano agire il tipo di sollecitazione che ha originato un giunto osservando la sua superficie:

- se la superficie è poco rugosa \rightarrow TAGLIO
- se la superficie è rugosa (o scabra) \rightarrow TRAZIONE

Di solito ~~una~~ giunti si possono raggruppare in "famiglie" o "SET" di giunti \rightarrow di solito il campo di trazione o di taglio che hanno un giunto avrà creato altri giunti. Questi avranno più o meno lo stesso orientamento e orientazione

3) SCISTOSITA'

È una NON è più una discontinuità nel senso in cui l'abbiamo definita.

La scistosità è una entità che non presenta una discontinuità di spostamento \Rightarrow vale l'ipotesi della continuità.

La scistosità è, per definizione, una zona in cui il materiale roccioso presenta difetti di tenerezza.

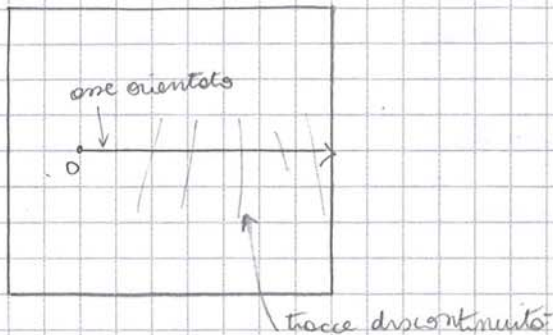
DISCONTINUITÀ - RILIEVO TRADIZIONALE

Immaginiamo di avere una parete caratterizzata da una serie di discontinuità. Nel caso illustrato nella discesa è rappresentato una parete di roccia di una cava. Ci interessa studiare lo stabilità di una certa zona e quindi dobbiamo individuare le discontinuità presenti e le loro caratteristiche.

1) Stendimenti

È il metodo più semplice e consente ~~di~~ nello stendere un nastro di lunghezza, in genere, pari a 10 m, ~~di~~ sul nostro fronte.

In questo modo determiniamo la TRACCIA delle discontinuità ovvero l'intersezione delle discontinuità con il fronte.



2) Finestra di rilievo

Si usa una finestra (si delimita una porzione di ammasso roccioso) e si determinano le tracce delle discontinuità.

3) Fori di sondaggio

Vede a prelevare delle carote del materiale → le mette nelle cosette → vado a vedere che questi piccoli di carote sono determinati dalla presenza di discontinuità.

Vantaggio: si rilevano anche in direzione ortogonale al fronte. Ciò mi permette di conoscere le caratteristiche non enunciabili dall'esterno.

Svantaggio: essendo il foro di sondaggio di una grandezza limitata, non posso decrivere bene le dimensioni delle discontinuità.

Limiti del rilievo tradizionale:

- Può essere condotto in condizioni di caso successo;
- Può avere tempi di esecuzione lunghi e costosi;
- Non tutte le pareti sono accessibili;
- Poco obiettivo.

06/03/2014

Abbiamo visto che l'orientazione di un fronte è definita mediante 2 angoli:

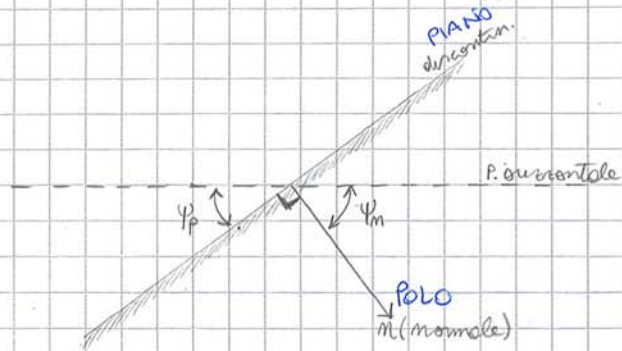
- Inclinazione Ψ
- Direzione di immersione α

La discontinuità può essere rappresentata anche tramite la retta normale al fronte chiamata POLO, definendo anch'essa con i 2 angoli visti sopra. In questo caso, però, i 2 angoli non sono determinabili in sito ma vengono determinati tramite relazioni matematiche che li legano agli angoli del fronte di discontinuità e cui si riferisce il Polo.

Se chiamo:

Ψ_p inclinazione del fronte
 α_p dir. di immersione del fronte

Ψ_m inclinazione del polo
 α_m dir. di immersione del polo



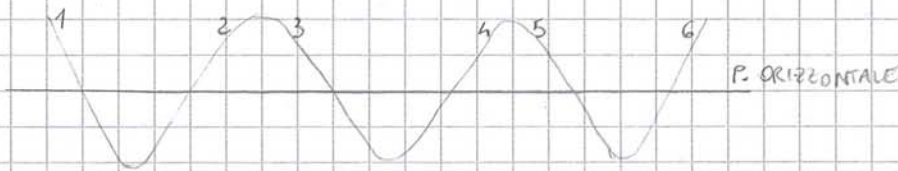
si ha:

$$\begin{cases} \Psi_m = 90^\circ - \Psi_p \\ \alpha_m = \alpha_p \pm 180^\circ \end{cases}$$

Esempio

(o più in base a quanto è grande il sito)

Supponiamo che, usando una bandella nel nostro fronte, siamo andati ad intercettare una serie di discontinuità. Possiamo quindi fare una tabella con i valori di α e Ψ per ciascun fronte di discontinuità.



	α	Ψ
1	α_1	Ψ_1
2	α_2	Ψ_2
...

Quante discontinuità si rilevano? Dipende da cosa o da cosa ma in genere bisogna realizzare una certa rappresentatività di tipo statistico (dipende anche da quanto è esteso il sito).

Se per esempio avessimo 300 fronti di discontinuità e quindi una tabella con i valori di α e Ψ per ognuno di essi, cosa potremmo fare? Un primo studio sarebbe quello di vedere se sono orientati a frangimento o regressivo ma tramite la tabella risulta difficile \rightarrow bisogna rappresentare tali fronti.

La rappresentazione in 3 dimensioni è anch'essa molto difficile. Per questo si ricorre a delle PROIEZIONI, cioè si rappresentano questi fronti in 2 dimensioni (si riduce l'ente geometrico di 1 dimensione).

Tale operazione può consistere delle distorsioni dell'ente da rappresentare.

La rappresentazione grafica di una discontinuità (di un fronte comunque orientato nello spazio) avviene attraverso la tecnica della proiezione sferica, che consente di rappresentare un fronte 3D su un diagramma planare (2D).

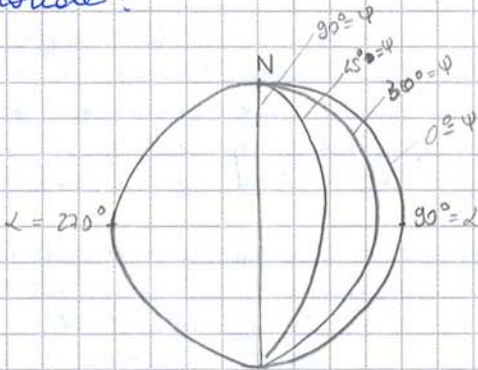
Per poter utilizzare le proiezioni finché bisogna ~~fare~~ ~~un~~ riferimento ai cond. detti reticoli stereografici.

I reticoli stereografici sono il risultato di un lavoro ^{di proiezione} che qualcuno ha fatto al nostro posto per semplificare le operazioni.

Ne abbiamo di 2 tipi (nell'ambito delle proiezioni equivoce)

- RETICOLO STEREOGRAFICO EQUATORIALE → PIANI E POLI
 - RETICOLO ~~STEREOGRAFICO~~ " POLARE → SOLO POLI
- } vedi figure in disegni.

Il reticolo stereografico equatoriale è stato redatto per la rappresentazione delle proiezioni dei piani orientati $\alpha = 90^\circ$ o $\alpha = 270^\circ$.
 Consideriamo, ad esempio, il piano $\alpha = 90^\circ$ e $\psi = 45^\circ$ e proviamo di proiettarlo sul reticolo equatoriale:



Le tacche sullo stereogramma sono fatte ogni 2° .

[Segue elaborazione con lucido → vedi manufatto per le costruzioni stereografiche]

12/03/2014

A questo punto cerchiamo di semplificare la trattazione dei dati forniti da un rilevamento delle discontinuità di un campione roccioso ~~ricordo~~ definendo un metodo per determinare delle famiglie di piani e un piano medio che ~~li~~ rappresenti ciascuno di essi.

Il reticolo stereografico che possiamo utilizzare, che non abbiamo approfondito la volta scorsa, è il reticolo stereografico polare. In questo reticolo possono essere rappresentate solo delle rette (non più dei piani) definite con una coppia α, ψ . Tale reticolo si chiama POLARE perché esso è utilizzato per la rappresentazione dei poli di discontinuità al fine di tracciare dei sistemi di discontinuità.

Per rappresentare i poli dei piani sul reticolo polare, ~~conoscendo~~ noti α e ψ dei piani, bisogna determinare α e ψ dei poli: (provare a rappresentare un polo).

$\alpha_{PIANO} \rightarrow \alpha_{POLO}$
 $\psi_{PIANO} \rightarrow \psi_{POLO}$

Come faccio a trovare lo risultante dei tanti versori che rappresentano i poli del sistema?
~~Il~~ Scompongo tutti i versori, ne sommo le componenti lungo i 3 assi e poi ricompono il versore con le componenti risultanti.

$$r_x = \sum l_i \quad r_y = \sum m_i \quad r_z = \sum n_i$$

$$\alpha_r = \text{tg}^{-1} \left(\frac{r_x}{r_y} \right)$$

$$\psi_r = \text{tg}^{-1} \left(\frac{r_z}{\sqrt{r_x^2 + r_y^2}} \right)$$

Faccio questa operazione per ogni sistema di discontinuità determinata ottenendo per ciascuno di esse una coppia (α_r, ψ_r) .

RICAPIOLANDO

1) Ho un numero N_{TOT} di pioni contenenti da una coppia (α, ψ) che ne definisce l'orientazione

2) Dalle coppie (α, ψ) dei pioni determino le coppie (α, ψ) dei poli per ciascun piono

3) Definisco un numero N_{SIST} di sistemi di ~~discontinuità~~ poli e determino, per ciascun sistema, il polo rappresentativo (quindi la sua giacitura (α, ψ)). Ricorderemo di considerare sempre anche ~~la~~ foglia ^(o foglie), omnia e voluta.

4) Trasformo le coppie (α, ψ) dei poli rappresentativi dei sistemi e dei poli delle foglie nelle coppie (α, ψ) dei pioni

5) Rappresento i pioni rappresentativi nello stereogramma equatoriale.

$N_{TOT}, \alpha_{PIANO}, \psi_{PIANO}$



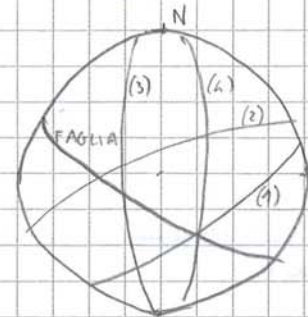
$N_{TOT}, \alpha_{POLO}, \psi_{POLO}$



$N_{SIST}, \alpha_{POLO, RAPP.}, \psi_{POLO, RAPP.},$
~~+~~ $\alpha_{POLO, FAGLIA}, \psi_{POLO, FAGLIA}$



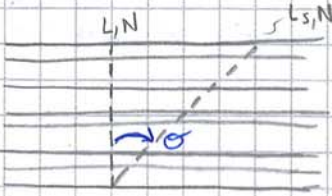
$N_{SIST}, \alpha_{PIANO, RAPP.}, \psi_{PIANO, RAPP.}$
~~+~~ $\alpha_{PIANO, FAGLIA}, \psi_{PIANO, FAGLIA}$



^{nella zona} ~~vedere~~ ^{versori} ~~anche~~ ~~se~~ ~~non~~ ~~è~~ ~~bene~~ ~~e~~ ~~cosa~~ ~~serve~~

(vedi figura discesa)

Di conseguenza se lo tendimento diventa \parallel e quasi parallelo alle discontinuità l'errore diventa grande \rightarrow diamo a quel sistema una frequenza inferiore rispetto a quella reale.
 Stessa geometria, stessa geometria, stesso sistema, diversa orientazione tendimento, diversa frequenza di rilievo



Bisogna tener presente che ~~non si riduce~~ uno tendimento per ogni sistema di discontinuità ma se ne fa uno per tutti e quasi i sistemi \rightarrow ecco perché tale tendimento di solito non risulta \perp alle tracce delle discontinuità

L : lunghezza dello tendimento in direzione ortogonale al sistema, numero di discontinuità intercettate $= N$

L_s : lunghezza di uno tendimento generico (reale), inclinato di un angolo θ con la normale alla discontinuità L , che intercetta lo stesso numero N di discontinuità:

$$L_s = \frac{L}{\cos \theta}$$

lungo lo tendimento normale (\perp) la frequenza è:

$$\lambda = \frac{N}{L}$$

lungo lo tendimento generico la frequenza è:

$$\lambda_s = \frac{N}{L_s} < \lambda$$

lungo lo tendimento generico inclinato di un angolo θ ma di lunghezza L (non più L_s) si intercetta un numero di discontinuità pari a N_s . La frequenza può essere quindi anche definita come:

$$\lambda_s = \frac{N_s}{L} = \frac{N}{L_s} \Rightarrow N_s = N \cos \theta \rightarrow N = \frac{N_s}{\cos \theta}$$

È necessario tener conto dell'errore di componenti anche nella determinazione dei piani medi rappresentativi del sistema in quanto vengono calcolati attraverso l'analisi delle curve di frequenza dei poli.

Anche i dati di geometria devono essere corretti; in particolare, essendo le discontinuità reali appartenenti al sistema d mai perfettamente parallele, occorre correggere la geometria di ogni angolo discontinuità.

A tal scopo si considerano i dati di geometria dei piani rilevati, della loro normale (pola) e della retta rappresentante la direzione di rilievo (tendimento):

- Piano i $[\Psi_i, \alpha_i]$
- Pola m $[\Psi_m, \alpha_m]$
- Tendimento s : $[\Psi_s, \alpha_s]$

A ciascuna discontinuità appartenente alla famiglia d si attribuisce un valore corretto detto PESO e definito come:

$$w_s = \frac{1}{\cos \theta_s} \rightarrow N = \frac{N_s}{\cos \theta_s}, \text{ con } N_s = 1$$

Il peso varia da 1 (per $\theta = 0^\circ$) a ∞ (per $\theta = 90^\circ$); il peso ∞ significa che per

PERSISTENZA

Rappresenta l'estensione della discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso. Qui però abbiamo un problema poiché se posso vedere solo l'estensione della traccia della discontinuità sul mio fronte (intersezione del piano del fronte con la discontinuità)

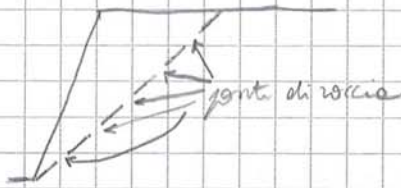
su questo problema sono stati fatti dei lavori statistici abbastanza complicati cioè partendo dalla lunghezza della traccia, facendo delle ipotesi sulla forma della discontinuità posso anche cercare di stimare statisticamente la sua ~~vera~~ dimensione verso l'interno → tali lavori lasciano sempre qualche dubbio poiché nessuno è mai andato a verificare quale fosse la dimensione effettiva della discontinuità.

Possiamo quindi dare una definizione di persistenza come rapporto tra area interessata dalla frattura su area totale ma questa è una definizione teorica che non può essere applicata nella pratica la definizione può essere definita, in modo empirico, osservando ~~la~~ lunghezza della traccia ^{come rapporto della} variabile sulla lunghezza totale:

$$k = \frac{\sum l_s}{L_s}$$

L'ipotesi che noi stiamo facendo è che all'interno dell'ammasso si ripeta ciò che noi abbiamo osservato sulla traccia della discontinuità

Inoltre, un'ulteriore problema è che le discontinuità non presentano un'estensione infinita ma il fronte che idealmente le contiene attraversa anche PONTI DI ROCCIA (zone di roccia intatta) → la presenza di tali ponti di roccia è uno dei parametri più difficili da quantificare



PERSISTENZA

19/03/2014

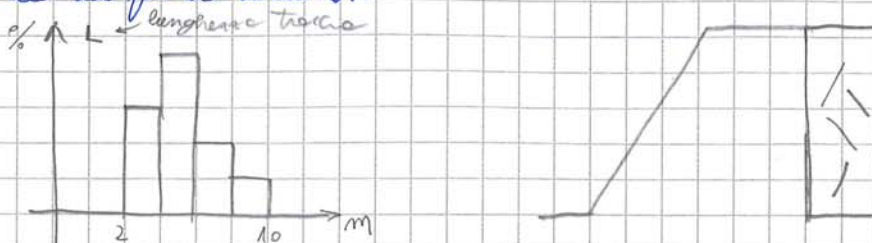
Misuriamo la lunghezza della traccia (dove per traccia si intende l'intersezione tra il piano di discontinuità e la parete del fronte)

- Molto bassa < 1m
- Bassa 1-3m
- Medio 3-10m
- Alta 10-20m
- Molto alta > 20m

Da tale lunghezza possiamo stimare la persistenza, la quale viene misurata lungo una direzione

ESEMPIO

Ho un pendio, per un determinato sistema di discontinuità ho realizzato un istogramma con le tracce dei piani discont.:

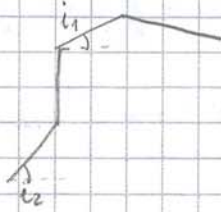


Se andiamo a prendere una superficie di una discontinuità e siamo alla scala del problema (guardiamo l'ondulazione) → posso descrivere le onde tramite la loro inclinazione rispetto al piano medio della discontinuità.

Se poi mi abituo sempre di più alle oggetti mi rendo conto che non esiste solo quella ondulazione ma anche delle oggetti ad una scala più piccola.

Le oggetti più piccole possono essere assimilate ad enti frattali → cioè non meno che aumento il livello di dettaglio trovo sempre nuove oggetti. L'ente frattale più conosciuto è l'ente frattale autosomigliante (esempio del cervello) in cui la parte piccola aveva la stessa forma della parte grande; nel caso delle nostre oggetti non è proprio così ma esse sono considerate enti frattali autoaffini.

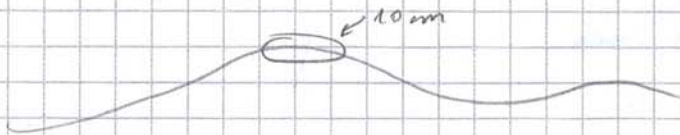
Cioè vuol dire che, è vero che è un frattale però più vedo vero una piccola scala e più trovo altri dettagli, però questi nuovi dettagli non sono geometricamente simili a quelli precedenti; in particolare l'inclinazione delle oggetti cresce al crescere del livello di dettaglio.



Come fare a determinare questa ondulazione e questa scabrezza?

Per quanto riguarda l'ondulazione (su grandi dimensioni) possiamo avere delle aste che appoggiano sulla mia discontinuità; ma abbiamo detto che alla discontinuità si vede le tracce e quindi come faccio a capire come è l'ondulazione dell'interno → in realtà un po' di discontinuità è sempre visibile (finché c'è stato un collo, un piccolo avvolgimento, ecc) quindi un certo accesso alla discontinuità ce l'abbiamo.

Per quanto riguarda la scabrezza, ~~possiamo~~ faccio un costeggio, prendo quindi una porzione della discontinuità e la porto in laboratorio; il campione ha una dimensione del diametro intorno ai 10 cm.



Di conseguenza ciò che andrò a misurare sarà l'inclinazione delle ~~superfici~~ oggetti di piccola dimensione che può essere in ogni caso più ~~più~~ grandi della "i" m = misurato con le aste per l'ondulazione.

Come faccio a determinare la scabrezza su 10 cm di discontinuità? In realtà con le tecniche che ci sono per avere anche ad un livello di dettaglio di 10 micron ma non servirebbe a niente. Nella meccanica delle rocce è accettabile di qualcosa di più bruttato.

IRE (Joint Roughness Coefficient)

● Nella meccanica delle rocce si utilizza il profilometro di Barton per la misura delle rugosità a piccola scala (10 cm).

Questo profilometro è un elemento fisso ad una certa distanza e in ognuno di questi fori può scorrere un ago (sono pochi elementi metallici cilindrici → come un feltro con questi elementi scorrevoli) → se appoggiamo il profilometro sulla nostra discontinuità, gli aghi si disporranno in modo da riprodurre le oggetti (in negativo) lungo 1 direzione su 10 cm.

Barton afferma che una discontinuità naturale non poteva avere un profilo coseno come il seguente



L'idea fondamentale che sta dietro lo sclerometro è che più ~~è~~ è alto il numero di impatti, più la superficie è resistente.
 Gli impatti però provocano un po' il materiale perché sono urti molto forti; in realtà il comportamento è a metà strada tra:
 • comportamento perfettamente elastico → impatti infiniti
 • " " perfettamente anelastico → solo un impatto

Le rocce più sono resistenti e meno tendono a plasticizzarsi, e quindi più umbrati ci sono.

Quindi con lo sclerometro noi determiniamo il parametro "Z" o SCHMIDT HARDNESS corrispondente al numero dei colpi → con questo valore entriamo in un abaco in cui, inserendo anche il valore del peso specifico della roccia, otteniamo la resistenza a compressione delle rocce in MPa (SCS = Point Compressive Strength)

Il valore di "Z" è inserito nel grafico in una scala diversa (trasdata) e secondo della posizione dello sclerometro rispetto alla parete (orientazione)

Il SCS è in qualche modo legato allo resistenza a compressione monoassiale del materiale perché la resistenza delle caviglie naturali non coincide e quella del provino ~~per~~ per prove di laboratorio. Questo perché le superfici delle caviglie sono alterate (pori e molto) → perciò il SCS sarà uguale o inferiore allo resistenza a compressione monoassiale del materiale.

La ~~prova~~ prova con sclerometro è molto utilizzata come prova per il ds perché è una prova non distruttiva → considerando però che la resistenza superficiale che misuriamo sarà leggermente inferiore rispetto a quella vera del materiale interno perché le superfici potrebbero essere alterate.

Un vantaggio è la velocità e il numero di prove effettuabili.

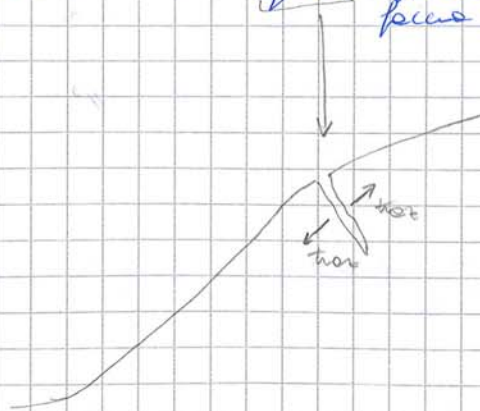
APERTURA (DELLE DISCONTINUITÀ)

20/03/2014

Parametro che si applica principalmente alle discontinuità aperte (quelle originate da fori e tensioni).

Infatti le discontinuità possono essere divise:

- a taglio → discontinuità chiusa
- a trazione → " " aperta (postamento in direzione normale alla faccia della discontinuità)



L'apertura è importante perché può essere un elemento che crea instabilità delle strutture e cause del passaggio di acqua.
 Inoltre l'apertura può determinare un certo riempimento della discontinuità (riempimento di materiale). Tale riempimento costituisce un altro parametro della discontinuità → può essere costituito da terreno e quindi può costituire un elemento di debolezza per la discontinuità.

MATRICE ROCCIOSA

Matrice rocciosa è quella parte dell'ammasso che contiene solo microfessure. Essa può essere rappresentata da un continuo perché, essendo molto più delle discontinuità, il REV della matrice è piccolo → posso fare prove di laboratorio

Il comportamento della matrice rocciosa non è diversamente quello dell'ammasso. Non può essere studiato ~~per~~ per 2 motivi:

- se faccio il modello del discontinuo dell'ammasso considero le grandi discontinuità ma ~~non~~ ~~non~~ le microfessure le includo considerando il metodo del continuo ^{equivale} per la matrice → posso fare sul materiale roccioso e tali prove ~~non~~ potranno essere fatte su un provino di dimensioni contenute (REV) (ad esempio $b=5\text{cm}$ $H=10\text{cm}$)
- come ingegneri civili potremmo doverci confrontare con la pietra da costruzione che sarebbe roccia interessata solo da microfessure. Quando tale materiale roccioso diventa di pezzo (ne per la sua estetica, ne per le sue proprietà meccaniche) può essere usato per costruire e le sue proprietà sono determinabili con il metodo del continuo equivalente.

Il materiale roccioso è un materiale che troviamo in natura; esso viene estratto con dei corotici e viene catalogato in delle cassette. Le prove vengono fatte solitamente con campioni cilindrici (come in geotecnica). Diversamente dalla geotecnica, anche il materiale roccioso ha una forte cementazione dei grani, usata molto meno del problema del disturbo (per il campione) durante il campionamento.

Può succedere però che i risultati non ~~sono~~ leggermente falsati a causa della presenza di discontinuità ~~interne~~ che divide la cassetta. Bisogna coprire e tale discontinuità è:

- naturale
 - dovuta alla nascita di ^{tensioni di trazione} ~~stress~~ durante il campionamento
- Un buon geologo può riconoscere se la discontinuità è naturale o no.

Ci sono apparecchiature che servono per preparare il provino:

- fondo la cassetta più integra
- vedo se è di dimensioni sufficienti per realizzare il campione
- con la xga circolare togliamo il campione portandolo alle dimensioni richieste

Fatto questo possiamo definire delle proprietà indice (parametri semi-quantitativi) e le proprietà meccaniche.

Proprietà indice:

1. Analisi mineralogica e petrografica: Un comune tipo di analisi microscopica per i materiali ~~per~~ prevede l'uso di sezioni sottili. Si ricavano delle sezioni sottili di materiale roccioso e a passi la luce → la luce ~~osserva~~ attraversa la roccia e assume un certo colore → in base al colore si definisce il tipo di materiale
2. Porosità: dovuta agli interstizi che ci sono tra i diversi grani. Possono essere delle microfessure o micropori. Essi si definisce come:

$$n = \frac{V_v}{V_{tot}} \quad (\text{volume vuoti})$$

ci sono rocce molto porose altre molto meno (tipo granito).

PROVA A COMPRESSIONE MONOASSIALE

Viene applicato un carico di compressione lungo l'asse verticale al provino cilindrico. L'idea è quella di realizzare uno stato tensionale ~~mon~~ monoassiale ovvero che realizzi un tensore di questo tipo:

$$\sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_x = \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\sigma_x = \frac{F}{A}$$



Consideriamo ^{applicato} una tensione verticale (lungo y) e ~~le~~ tensioni tang. tutte nulle.

Volendo rappresentare tale condizione con i cerchi di Mohr: note le tensioni principali

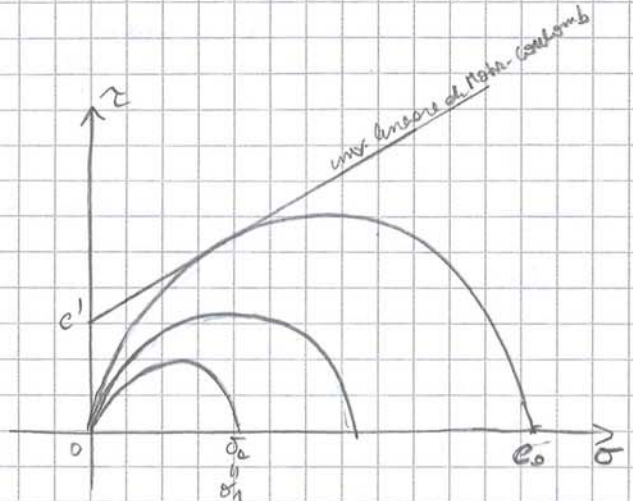
$$\begin{aligned} \sigma_3 &= 0 \\ \sigma_1 &= \sigma_x \end{aligned}$$

tensione assiale

In ogni punto del nostro provino dovremo avere uno stato tensionale rappresentato da questo cerchio di Mohr.

Si incrementa il carico fino a rottura → il cerchio di Mohr si evolve fino ad arrivare alla tangente con il centro di rottura (ad esempio lineare di Mohr-Coulomb)

Le σ_1 a rottura lo chiamiamo res. a comp. monoassiale e lo denotiamo "e₀"

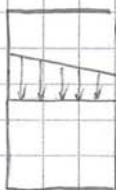


La forma del provino deve essere curata in modo che si generi proprio uno stato tensionale monoassiale in tutti i punti:

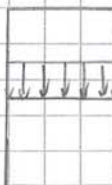
- facce // tra loro
- facce ⊥ all'asse

Se non si realizzano tali condizioni potrebbero nascere dei momenti

PROVINO CON DIFETTI



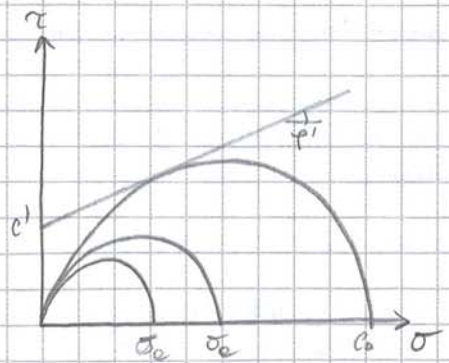
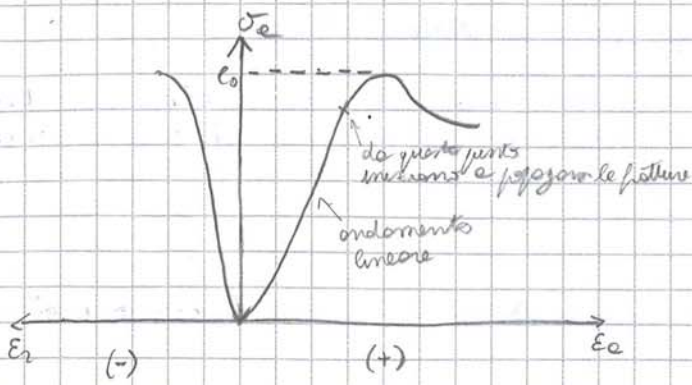
PROVINO SENZA DIFETTI



Cosa si misura durante la prova?

- parametri di resistenza
 - e₀ resist. a compressione monoassiale
 - E_c deformazione assiale (lungo y)
 - E_r " radiale → deformazione nel piano ⊥ a y (tali def. sono uguali in tutte le direzioni)
- parametri di deformabilità

Come farsi e misurare le deformazioni? Con degli estensimetri, i quali misurano la deformazione come rapporto tra la variazione di lunghezza e la lunghezza iniziale



Consideriamo l'accorciamento positivo (ϵ_e positivo) e l'allungamento negativo (ϵ_e negativo).

Notiamo subito nel semipiano $\sigma_e - \epsilon_e$ un ondamento della curva che in un tratto può essere assolutamente approssimato ad un ondamento lineare. Il ~~max della~~ punto più alto della curva $\sigma_e - \epsilon_e$ corrisponde alla resistenza a compressione monocricale σ_0 (è lo σ_e a cui avviene la rottura) (a volte indicata con $\sigma_{0'}$).

- Alle curve è stata data una interpretazione micromeccanica ed è non considerando il materiale come continuo ma considerando le microfessure con le loro aperture.
- Quando vedo e carico il provino, ~~le~~ microfessure tendono a chiudersi → inizialmente c'è una ~~parte~~ molto deformabile che corrisponde alla chiusura delle microfessure.
 - Segue una fase (in cui le microfessure sono chiuse) in cui si ha un po' di deformazione delle microfessure inclinate per taglio. Tale fase risulta obiettivamente lineare.
 - Segue poi una fase in cui le microfessure iniziano a propagarsi e questo di solito coincide con la perdita di ~~lineare~~ linearità del nostro diagramma.

Questo comportamento è riportato nelle curve (in slide 3) in cui sono presentate le fasi sopra descritte come:

- Fase elastica
 - Fase di fratture stabile
 - Fase di fratture instabile
- (Il prof dice però che alcuni concetti riprodotti in quelle curve e che appartengono alla meccanica delle rocce (ossia sono ormai superati, soprattutto per quanto riguarda le fasi di fratt. stabile e instabile. Diciamo solo che c'è una zona in cui le fratture iniziano a propagare senza accennare al fatto che possa essere una propagazione stabile o instabile).

Però leggendo lo stesso fenomeno con il continuo posso dire che fino a quando non si perde linearità, scivolando intorno indifferente, geometrico, lungo lo stesso processo → ciò significa fino alla perdita di linearità ho un comportamento elastico.

Nella fase di non linearità si nota che, secondo, il processo di scivolo è diverso da quello di carico e trovo una deformazione residua → ho quindi un comportamento elastico-plastico.

In ogni caso il comportamento elastico e elastico-plastico sono concetti applicabili ed un modello del continuo equivalente.

Da un punto di vista teorico, però, non si può dire che linearità significa elastico, cioè esiste teoricamente un comportamento non lineare elastico; tuttavia da un punto di vista gerumentale, delle ~~motociclette~~ rocce si nota che il campo lineare coincide con il campo elastico → il punto in cui ~~comincia~~ termina la linearità si definisce punto di snervamento (o limite di snervamento) da cui

- E Modulo di Young → mi dice da l'idea della propensione della roccia e ~~materiali~~ compungera (maggiore è E minore è la deformazione) → modulo di rigidezza long.
- ν coefficiente di Poisson → mi dice l'idea della propensione del provino di roccia a gonfiare

"E" del cls → $E \approx 25000 \text{ MPa} = 25000 \text{ MN/m}^2$
megaNewton

" ν " del cls → $\nu = 0,2 \div 0,35$ (tale coefficiente ha un limite teorico superiore pari a 0,5 perché la variazione volumetrica è data da:

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = -\nu \epsilon_y + \epsilon_y - \nu \epsilon_y$$

La variazione di volume deve essere sempre positiva cioè deve essere sempre una diminuzione di volume perché, è vero, da da una parte si accorcia e dall'altra si espande, ma l'espansione non può essere tale da darci un aumento di volume [fenomeno è oscurato in elastico].
 Il limite è 0,5 perché sostituendo tale valore a ν si ha:

$$\frac{\Delta V}{V} = 0$$

Per valori superiori a 0,5 $\Rightarrow \frac{\Delta V}{V} < 0$ non possibile)

La "E" della roccia ~~è molto vicina~~ corrisponde all' R_{ck} del cls (anche se l' R_{ck} è determinato con provino cubico → forse è più vicino all' f_{ck})
 Nel cls la R_{ck} varia tra:

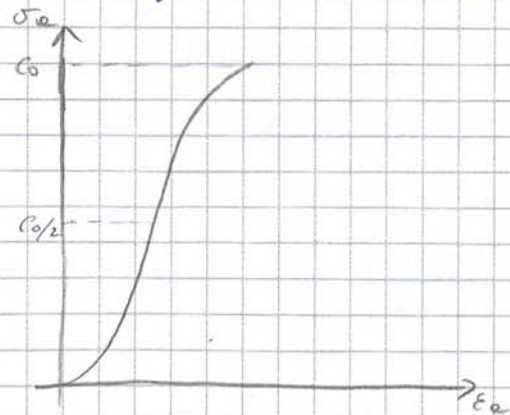
$R_{ck} = 20 \div 50 \text{ MPa}$ (quando la c_0 varia più o meno in questo range)

In slide 10 abbiamo valori di c_0, E, ν di alcune rocce.

Il parametro " c_0 " oltre ad essere un parametro meccanico è anche un parametro di classificazione (molto tenero, tenero, ecc... vedi slide 10)

Il modulo di Young ~~è~~ determinato convenzionalmente nelle zone elastiche ad un livello pari a $\sigma_e = c_0/2$ (dove si ha la ~~prima~~ ~~lineare~~ ed elastica)

$E(\sigma_e = \frac{c_0}{2})$



Consideriamo ad esempio ~~le~~ le seguenti

caratteristiche:

$c_0 = 25 \text{ MPa}$

$E = 25000 \text{ MPa}$

$l = 0,10 \text{ m}$ altezza provino

$E_e = \frac{\sigma_e}{\epsilon}$

Voglio determinare gli spostamenti per le deformazioni intuitivamente non a decorso nullo:

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E}$$

al posto di σ_e sostituisco $c_0/2$:

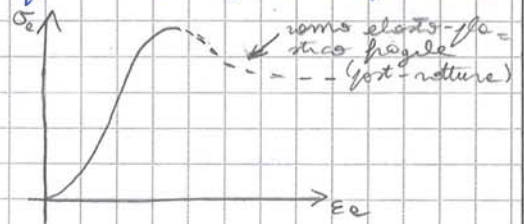
Dopo il punto di rottura della tensione massima (ϵ_0) esiste un ramo della curva (post-rottura) che è visibile solo se la prova è a deformazione controllata (non a carico controllato) → la macchina deve essere dotata di servocontrollo. Nel punto non esiste questa possibilità → si applica un carico ogni tot intervalli di tempo (carico controllato) → non si esisteva il ramo del post-rottura la prova a deformazione controllata realizza $\frac{\Delta \epsilon}{\Delta t}$ costante ovvero una certa velocità di deformazione assiale costante (la macchina istante per istante legge la deformazione e regola il carico in modo tale da realizzare quella velocità scelta di deform.) (1000 controlli al secondo)

Arrivati a rottura la velocità di deformazione tende ad aumentare ~~tanto~~ la velocità molto perché il provino non resiste più → la macchina diminuisce quindi il carico di molto.

Inoltre, ritenere condizionale è che la macchina sia una pressa rigida ovvero che abbiamo una elevata rigidità → la macchina non deve immagazzinare troppa energia perché nel momento del picco in cui si ha la perdita di resistenza del campione, la macchina recupererebbe questa energia nel provino rompendolo.

Le condizioni quindi sono 3:

- sistema servocontrollato;
- controllo di velocità di deformazione;
- pressa rigida (della società MTS solitamente)



In realtà anche con questi sistemi a volte non si riusciva a vedere il ramo di post-rottura → ci si è accorti che esistono dei materiali talmente fragili che per seguire la curva bisogna andare a invertire la deformazione assiale cioè invertire il ΔL (di solito tali rocce sono caratterizzate da ϵ_0 molto elevati)

Vediamo come spiegare tale fenomeno:

effici il carico monotonico nel provino

→ la rottura si localizza lungo un determinato piano → nasceranno degli spostamenti su questo piano che avranno anche una componente assiale e che saranno sempre crescenti.

Ma tutto il materiale intorno alla discontinuità è perfettamente integro e in condizioni elastiche (la rottura si è concentrata a lungo una dis.)

→ quando diminuisce il carico per poter osservare il post-rottura si hanno 2 effetti di segno opposto:

- 1° gli spostamenti lungo la discontinuità si saranno sempre
- 2° il materiale, essendo elastico, una volta scaricato tende a distendersi

Però è l'effetto elastico (2) è superiore dell' (1) abbiamo ~~il fenomeno~~ visto che la pressa deve fornire le apparenze delle deformazioni assiali (distensione)

Per osservare a questo, ad un certo punto, si passa in controllo di deformazione radiale perché si dimostra sperimentalmente che ϵ_r aumenta sempre →

→ la macchina è quel punto imminente: $\frac{\Delta \epsilon_r}{\Delta t} = \text{cost}$

Il fenomeno descritto è detto SNAP-BACK visibile nelle rocce più fragili (e resistenti)

(Studio slide 8b)

FORMA DEL CAMPIONE

La forma è chiaramente cilindrica ma può essere più o meno tonda.

Di solito per il materiale roccioso si impone la seguente relazione:

$$\frac{l}{D} > 2,5 \quad \text{e} \quad D > 50 \text{ mm}$$

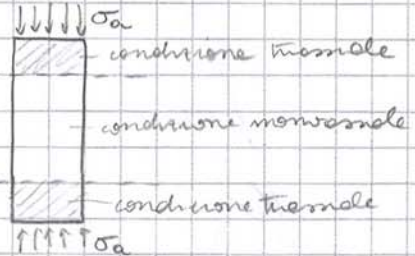
Tale condizione trasversale interessa una zona vicina alla frontiera tra materiale e pasta (vicino alle basi)

Pero' dopo una certa distanza dalle basi si ritorna alla condizione monosimile. Inoltre il fatto che verso le basi si ha una condizione trasversale fa si che la pasta sia più contenuta (c'è una sorta di contenimento) → fa si che il provino si rompa nella parte più debole cioè la parte ~~centrale~~ centrale che è in condizione monosimile.

Se però il provino fosse troppo lungo ~~la~~ la zona trasversale ~~interessa~~ interesserebbe tutto il provino → starei facendo una prova di compressione trasversale ma l'andrei ad interpretare come monosimile → errore

Per evitare questo inconvenientemente si impone quel minimo di rapporto tra $l/D = 2,5$

Inoltre per diminuire la zona interessata da condizione trasversale si pone delle certe distanze tra pasta e campione → le z sono minori. Oppure tra provino e pasta possono essere messi dei rulli che permettono lo scorrimento tra provino e pasta.



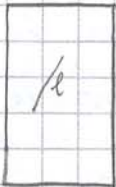
Effetto delle dimensioni:

Scelta una certa forma (l/D) la resistenza diminuisce all'aumentare delle dimensioni (vedi slide 12a), curve 2)

~~Questo~~ Cos'è prevedibile dicendo che, statisticamente, più un provino è grande più è probabile che abbia dei microdifetti (per prevederlo dobbiamo usare il discontinuo).

Se noi abbiamo una microfessura interna ad un campione si dimostra che:

$$c_0 = f\left(\frac{1}{\sqrt{l}}\right) \quad (\text{particolarmente vero per la resistenza a trazione})$$



Così la c_0 è funzione del reciproco della radice di l → all'aumentare della dimensione della più grande fessura del provino diminuisce c_0 → siccome più è grande il provino più è probabile trovare fessure più omnie → all'aumentare delle dimensioni del provino, c_0 diminuisce

Di solito le prove si effettuano su provini lunghi da 50 a 100 mm.

CRITERIO DI RESISTENZA LINEARE DI MOHR-COULOMB

Da solo il c_0 ci dice poco → devo utilizzarlo per determinare un criterio di resistenza → vediamo quello più famoso → il criterio lineare di Mohr-Coulomb. Esso afferma che il nostro provino si rompe sempre a taglio lungo una superficie inclinata rispetto alla direzione di σ_a perché lungo quella superficie abbiamo che lo τ_x (resistente) e lo τ_a (agente) diventano uguali → al di fuori di tale superficie ~~il~~ il materiale rimane elastico.

Coulomb afferma che lo τ_a lungo quel piano è pari a:

$$\tau_a = c' + \sigma_n \tan \phi$$

Noi sappiamo che gli sforzi indicati in formula sono sforzi efficaci ma siccome abbiamo detto che non può essere saturato in condizioni naturali → posso confondere gli sforzi ~~totali~~ totali e quelli efficaci

26/03/2014

riprendendo ciò che è stato detto nella precedente lezione, se voglio sapere se ho rottura lungo un piano \rightarrow lo faccio con la sua geometria dell'origine dei piani P:

- se $\tau_a < \tau_r$ non c'è rottura
- se $\tau_a = \tau_r$ avviene rottura (chiaramente non può essere il caso $\tau_a > \tau_r$)

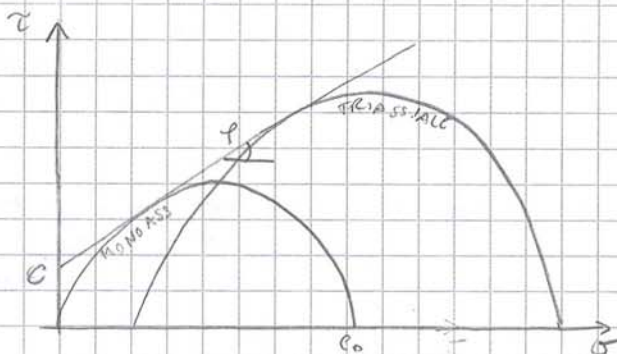
La τ_r lo ricaviamo dalla seguente espressione:

$$\tau_r = c + \sigma_m \tan \phi$$

Quindi durante la prova monoassiale aumenta lo σ_a (assiale) \rightarrow i cerchi si ampliano fino ad arrivare a tangenza ($\sigma_a = c_0$) \rightarrow si determina una superficie appartenente ad un piano ~~inclinato~~ in cui si raggiunge la condizione $\tau_a = \tau_r$ (di rottura).

Il piano di rottura (in rosso) è inclinato di un angolo $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ con la verticale, con ϕ angolo di attrito (con tale superficie di rottura farà un angolo rispetto alle σ_a , che è verticale, pari a $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$)

Vediamo come determinare c (coesione) e ϕ (angolo di attrito) noto il cerchio e rottura (poiché è stato determinato c_0 con una prova di compr. monoassiale)

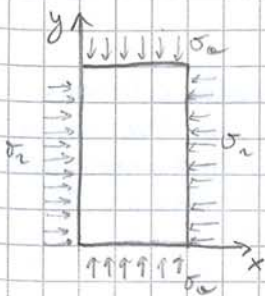


Per trovare l'inclinazione dell'inviluppo di resistenza necessito di almeno un'altra prova \rightarrow non posso fare un'altra prova monoassiale poiché per trovarlo una c_0 leggermente diversa questa sarebbe solo dispersione statistica

\downarrow
Faccio una prova di compressione triassiale

PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE

Sul provino è applicata una σ_a (assiale) e una σ_r (radiale).

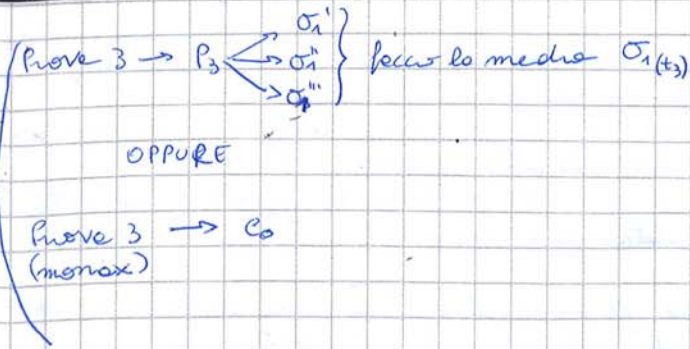


Così che vogliamo vedere è uno stato tensoriale che nelle 2 dimensioni ha lo seguente tensore:

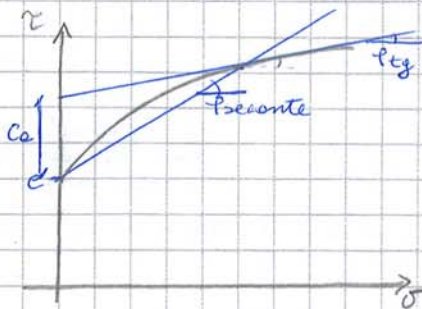
$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 \\ 0 & \sigma_a \end{bmatrix}$$

Mentre nelle 3 dimensioni:

$$\sigma_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_a & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_r \end{bmatrix}$$

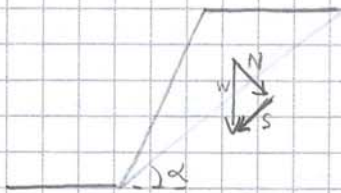


La coesione che abbiamo visto ora è vera
 Se però abbiamo un analysis non lineare, potremmo andare a calcolare τ da
 rette $\tau = c + \sigma \tan \phi$ e introdurre la coesione apparente → meglio non farlo
 Meglio se consideriamo una τ secante



Per spiegare meglio la questione consideriamo un oggetto di solo peso in condizioni bidim.
 menzionati in 2 casi diversi (con e senza c):

1)



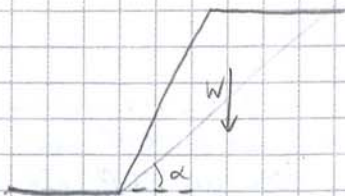
$c = 0$

$$F = \frac{N \tan \phi}{S} = \frac{W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

coeff. di scivolo
 rapporto tra forza stabilizzante e forza scivolante

il problema non dipende dalle dimensioni
 ma solo dagli angoli

2) in questo caso $c \neq 0 \Rightarrow$ lo scivolo ha una sua coesione



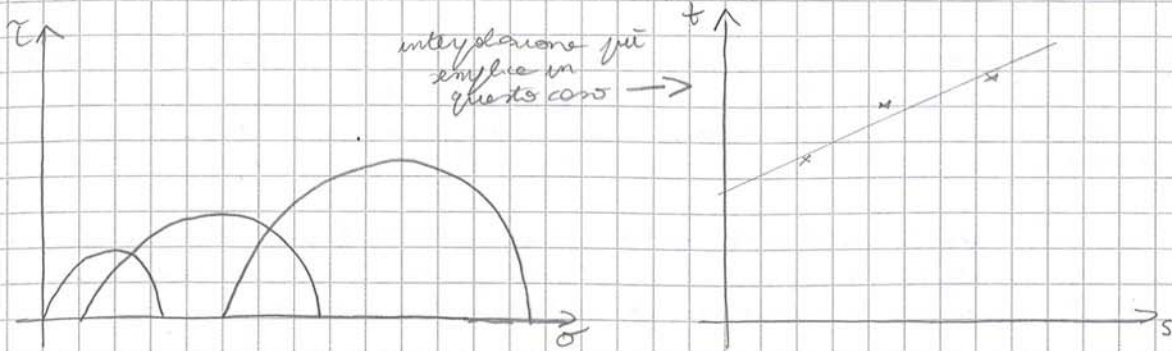
$c \neq 0$

$$F = \frac{W \cos \alpha \tan \phi + c \cdot A}{W \sin \alpha} \Rightarrow \text{il problema non è più indifferente alle dimensioni}$$

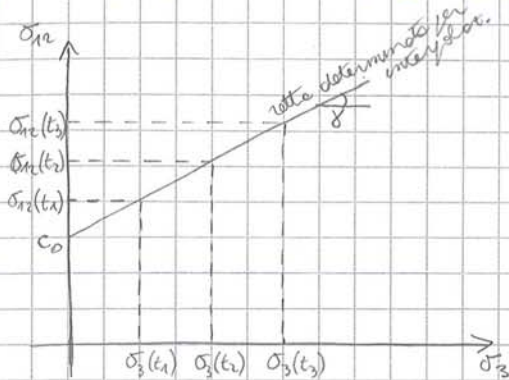
Però se ~~non~~ la coesione è vera \Rightarrow tale rapporto è giusto ed è giusto che il
 problema ~~non~~ dipende dalle dimensioni.

Se invece abbiamo aggiunto una coesione solo per motivi formali (tant'è vero
 che le dimensioni coesione apparente) allora non va più bene perché cambia tutta
 la fisica del problema

Per questi motivi (ma in geotecnica che in meccanica delle rocce) si sta passando
 ad andare più su gli angoli di attrito secanti che sugli angoli di attrito tangenti.



Il criterio di Mohr-Coulomb è più rappresentabile anche in un altro modo ovvero nel piano $\sigma_{12} - \sigma_3$ (questo perché a rottura queste 2 tensioni sono legate da una relazione) e causa del fatto che il cerchio è tg all'involucro



La retta di interpolazione ha la seguente espressione:

$$\sigma_{12} = c_0 + \sigma_3 \operatorname{tg} \delta$$

Il significato dell'intercetta c_0 è che essa è la resistenza a rottura σ_{12} quando il confinamento è nullo ($\sigma_3 = 0$) \Rightarrow in condizioni monassiali $\Rightarrow c_0$ è la resistenza monassiale

chiamiamo $\operatorname{tg} \delta = N_f \Rightarrow \sigma_{12} = c_0 + \sigma_3 N_f$

Si dimostra che c_0 e N_f sono correlati a c e ϕ con le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} c_0 = 2c \sqrt{N_f} \\ N_f = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

Abbiamo quindi 3 modi per rappresentare l'involucro di Coulomb:

- 1) $\tau - \sigma \Rightarrow$ più concettuale (che a fa comprendere meglio il fenomeno);
- 2) $t - s \Rightarrow$ serve per motivi pratici;
- 3) $\sigma_{12} - \sigma_3 \Rightarrow$ serve per degli sviluppi analitici che vedremo in seguito.

Ricordiamo l'espressione dell'involucro lineare nel piano $\sigma_{12} - \sigma_3$

27/03/2016

$$\sigma_{12} = 2c \sqrt{N_f} + \sigma_3 N_f$$

con $N_f = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

(trattazione che abbiamo già visto per i coeff. di frizione attiva e passiva in geotecnica)

PROVA DI TRAZIONE

La resistenza a trazione ~~è~~ riveste un ruolo meno importante perché di solito le prove non vengono mai usate nelle costruzioni in presenza di fessure di trazione data la loro bassa resistenza. In ogni caso di solito la resistenza a trazione varia tra $1/10 \div 1/25$ di $c_0 \rightarrow$ non è sempre trascurabile.

Perché nelle applicazioni si tende a trascurare tale resistenza? Non abbiamo detto che abbiamo definito il materiale roccioso come una porzione di materiale in cui sono presenti ~~una~~ solo microfessure ($1 \div 2$ mm al massimo)

Perché se in presenza tale materiale a lavorare a trazione nessuno mi garantisce che all'interno vi sia una fessura di maggiore entità (non visibile dall'esterno)

Il problema di tale modellazione a osso di cono è che c'è bisogno di equazioni tecniche più potenti e preparati che riescano a modellare il porvino e quel modo
 Ormai non si richiede più la modellazione a osso di cono ma si preferisce ridurre un intaglio incomprensibile in materia del porvino



C'è più lo vantaggio rispetto al porvino ad osso di cono che il cambio brusco di sezione genera una ~~alta~~ superiore concentrazione degli sforzi → a dorso essere una costante K maggiorativa che moltiplicherà la resistenza ottenuta prima e causa della concentrazione degli sforzi, lo resistenza determinata è inferiore e quella reale del materiale. (nel porvino a osso di cono non è molto sentito questo problema perché abbiamo un cambio di sezione graduale → le isotatie si distribuiscono meglio)

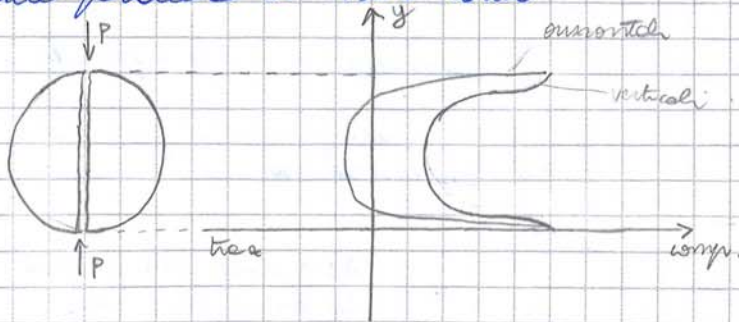
In ogni caso anche questo tipo di prova, per questione di costi, è ormai in disuso → si preferisce fare una prova di trazione indiretta.

2) Prove di trazione indiretta (prova brasiliana)

L'idea di base è indurre ~~una~~ delle tensioni di trazione nel porvino applicando una compressione nel porvino (si lavora sulla geometria del sistema)

In pratica si applica una compressione al ~~porvino~~ porvino della forma di un disco in corrispondenza di due punti diametralmente opposti del disco (o unisco molto piccolo) la macchina che realizza tale prova ha una ~~specifica~~ geometria con una curvatura diversa del porvino → questo consente di applicare il carico in 2 punti angolari

La rottura da due che, essendo il porvino in compressione lungo un asse, si rompe lungo un piano inclinato come nella prova a comp. monoassiale. Così non è perché non abbiamo le superfici superiore e inferiore del porvino combacanti con le presse ma abbiamo una applicazione puntuale del carico → il porvino si rompe con una superficie parallela all'asse di carico



Per capire il perché di questa rottura si è andato a fare un'analisi delle tensioni ^{verticali} nel porvino, in condizioni di elasticità lineare, lungo l'asse verticale.

Abbiamo delle tensioni verticali che vanno da un valore massimo alle basi ad un valore minimo nel centro (ma sempre in compressione)

L'andamento delle tensioni orizzontali invece è di compressione ~~in~~ in una zona vicina all'applicazione del carico ma poi diventa di trazione ~~in~~ sulla parte centrale del porvino



In particolare nel centro del porvino posso dire che:

$$3|\sigma_h| = |\sigma_v|$$

La I_s solitamente viene erroneamente collegata allo σ_3 e ~~compressione~~ compressione. Questo è SBAGLIATO perché in queste prove abbiamo lo stesso effetto che abbiamo nelle prove triassiali \rightarrow cioè le tensioni orizzontali e verticali sono di trazione (ma l'altro guardandosi quando si trovano erroneamente le σ_3 e compressione con I_s avrebbero valori $1/10 \div 1/25$ inferiori al normale)

I_s è un indice di resistenza viene utilizzato perché è di rapido e facile determinazione e ci dà un'idea sulla qualità della qualità della roccia. Ufficialmente non ci baseremo mai solo su I_s per un progetto ma prima delle prove più precise.

CRITERIO DI RESISTENZA DI HOEK-BROWN (per la materia rocciosa)

È un criterio che mette insieme la resistenza a trazione e quella a compressione \rightarrow il criterio di HOEK-BROWN

Questo è un criterio di resistenza non lineare ed è completamente empirico

Il criterio di ~~Coulomb~~ Coulomb è un criterio non empirico perché c'è un ipotesi teorica dietro cioè la rottura avviene su piani in cui il $\tau = \tau_c$

Il criterio di Hoek-Brown è stato determinato, invece, empiricamente facendo parecchie prove di compressione e trazione su diverse rocce e trovando una equazione che interpolasse al meglio i risultati sperimentali. La base di un criterio di questo tipo ~~è~~ si basa sulla quantità e la qualità varietà dei dati perché ~~è~~ affinché sia rappresentativo deve basarsi su molte prove su parecchie tipologie di rocce.

L'equazione di tale criterio è la seguente:

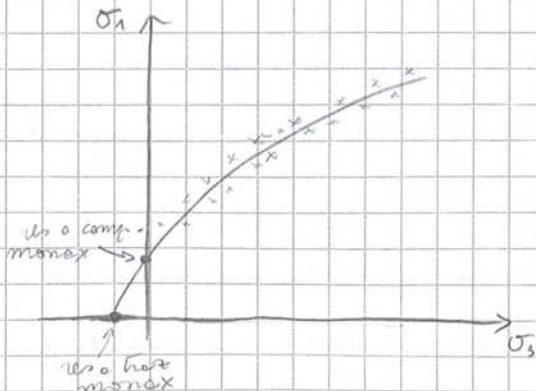
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (*)$$

Con σ_{ci} res. a compressione monoassiale del materiale ($= \sigma_c$)

m dipende dal tipo di materiale

s legato al grado di fratturazione (si tengono in considerazione le fratture consistenti e non le microfessure \rightarrow per il materiale roccioso $s=1$)

Quando Hoek-Brown è partito dai risultati di prove triassiali di ~~compressione~~ trazione sono andati a determinare il valore di "m" che rende la equazione scelta (*) la più vicina possibile ai suddetti risultati

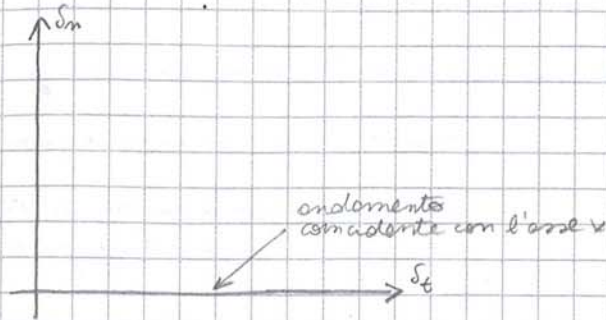


3 due criteri andavano a trovare i valori di m per molti tipi di rocce \rightarrow tali valori sono tabellati

Per $\sigma_3 = 0 \Rightarrow$ sono in compress. monoassiale \Rightarrow se sostituisco $\sigma_3 = 0$ devo trovare dalla formula del criterio che $\sigma_1 = \sigma_{ci}$ (res. a comp. monoass.)

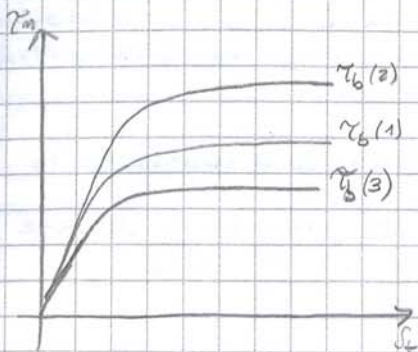
Il tratto della curva a sinistra dell'asse di σ_1 a fornisce dei valori della res. a trazione il valore della res. a trazione monoass. è dato per $\sigma_3, \sigma_1 = 0 \Rightarrow T_0 = -\sigma_3 \Rightarrow T_0 = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left[m_i - \sqrt{m_i^2 + 4s} \right]$

Una vediamo ~~cosa~~ cosa succede in direzione normale quando avvengono ~~dei~~ degli spostamenti in direzione normale:



$\delta_n = 0$ sempre \Rightarrow l'andamento coincide con l'asse x

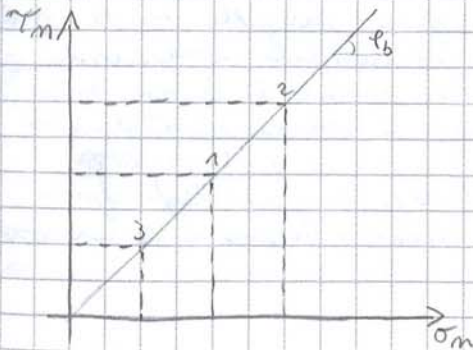
Cosa succede se offrisi una tensione normale $\sigma_m(2) > \sigma_m(1)$ \leftarrow tens. opposta prima?



Avremo incrementi $\tau_b(2) > \tau_b(1)$

Allo stesso modo / caso opposto una $\sigma_m(3) < \sigma_m(1) \Rightarrow \tau_b(3) < \tau_b(1)$

Ora dobbiamo trovare la relazione esistente tra la σ_m imposta e la τ_b .
Insensu i dati in un diagramma τ_b, σ_m



Ma occorre che l'intercetta è una retta passante per l'origine; la sua espressione è la seguente:

$$\tau_b = \sigma_m \tan \phi_b \quad \text{con } \phi_b \text{ angolo di attrito}$$

Se mettiamo in relazione questa espressione con quella del criterio di Coulomb possiamo dire che esso può vedersi come un criterio di resistenza lineare con coesione nulla.

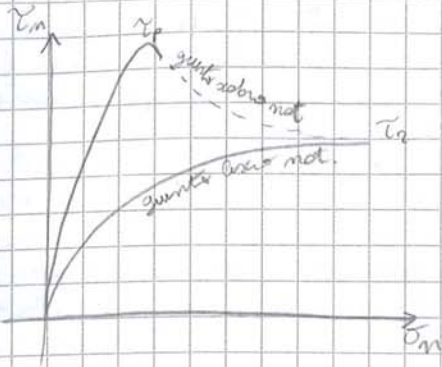
Se il giunto fosse un giunto liscio materiale (cosa rara se non impossibile) il discorso sarebbe lo stesso ma cambia solo la terminologia \rightarrow l'angolo di attrito e la res. a taglio non si chiamano più "di base" ma "residuo" (τ_a, τ_r).

Questa differenziazione è dovuta al fatto che il materiale che costituisce le pareti della discontinuità, se naturale, può essere alterato $\rightarrow \tau_r \leq \tau_b$ (e non sono alterate ~~nessuna~~ l'angolo di attrito residuo sarà tutt'al più uguale a quello di base che si riferisce a discontinuità non alterate)

Valori tipici di angoli di attrito residui / di base vengono da:

$$\phi = 20 \div 40^\circ \rightarrow \text{dipendono dai litotipi e dal grado di alterazione (solo } \tau_r)$$

Se considero un giunto scabro e lo liscio facendolo diventare un giunto liscio naturale (con la sua alterazione) e faccio la prova di taglio diretto con σ_m ~~una~~ ~~una~~ ottengo un andamento di questo tipo:



Nota che il valore a cui tende il giunto scabro naturale (per grandi spostamenti) è uguale alla τ_r (residuo) del giunto scabro (allo stato dello stesso σ_m)

Perché la τ_p è maggiore di quella residua τ_r ? Per una questione legata all'aspetto del giunto → un primo tentativo di spiegare questo fenomeno è stato fatto da Patton (1966)

PATTON (1966)

Patton elaborò un modello di giunto scabro con una geometria estremamente semplice → nel suo modello esiste una sola asperità (spigolo univale)

Patton cerca di tener conto della presenza di questa asperità nella resistenza di tutto ~~il~~ ~~giunto~~ lo discontinuità.

~~Passo due che~~ Eger parte dalla seguente espressione:

$$T = N \cdot \text{tg} \phi_0$$

e partendo da questa espressione vuole trovare l'espressione dell'angolo di attrito di peso che tenga conto delle asperità

Definire T^* e N^* componenti // e \perp (non al piano medio della discontinuità) ma al piano delle asperità ~~che~~ inclinato di "i" rispetto al piano medio della discontinuità.

Immaginare che la superficie dell'unica asperità sia liscia (superficie del dente dell'asperità). Patton fornisce le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} T^* = T \cos i - N \sin i \\ N^* = T \sin i + N \cos i \end{cases}$$

Ma posso avere il valore di rottura cioè che sulla superficie del dente:

$$T^* = N^* \cdot \text{tg} \phi_0 \quad \text{sostituendo:}$$

$$T \cos i - N \sin i = (T \sin i + N \cos i) \text{tg} \phi_0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow T - N \text{tg} i = [T \text{tg} i + N] \text{tg} \phi_0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow T = N \left[\frac{\text{tg} i + \text{tg} \phi_0}{1 - \text{tg} i \text{tg} \phi_0} \right] = N \cdot \text{tg} (\phi_0 + i)$$

Questa formula vale per un unico dente (o asperità) ma Patton dimostra che esse sono generalizzabili a più denti (o asperità) purché si intenda con "i" una "i" media delle asperità.

$$T = N \cdot \text{tg} (\phi_0 + \bar{i})$$

Dividendo tutto per A troviamo lo stesso valore in termini di tensioni:

$$\tau_m = \sigma_m \text{tg} (\phi_0 + \bar{i})$$

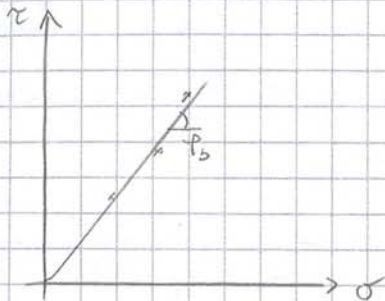
Quindi tale espressione è semi-empirica perché da una parte c'è un ragionamento fisico che è quello dello scivolamento e della rottura delle fibre ma poi l'espressione finale la si trova attraverso un "fitting" di dati (interpolazione)

03/04/2013

Il criterio di Barton afferma che l'angolo di attrito di picco ϕ_p di una discontinuità dipende da:

- geometria \rightarrow SRC
- resistenza delle caviglie \rightarrow SES
- ~~le~~ tensioni normali effettive \rightarrow σ_m
- angolo di attrito di base (o residuo) delle discontinuità liscie \rightarrow ϕ_b (o ϕ_r)

Per determinare l'angolo di attrito di base devo prendere un campione con all'interno la mia discontinuità \rightarrow lavare le superfici \rightarrow fare almeno 3 prove di taglio dirette \rightarrow riportare i risultati nel piano $\tau - \sigma$ \rightarrow trovare l'intercetta lineare e la sua pendenza sarà ϕ_b



Come si vedono tale prova di taglio diretta? (vedi slide "schema dell'ottorotura")

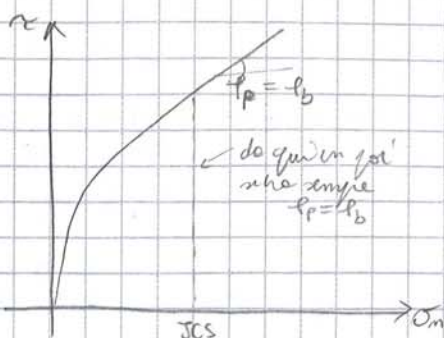
Si fa ~~scendere~~ scendere una rotella rispetto ad una fissa e le 2 parti del campione vengono inglobate nella matita o nella resina in modo tale che si possa ~~scendere~~ scendere e sdraiare nella rotella \rightarrow in questo modo si può effettuare più facilmente una prova orizzontale.

Questa apparecchiatura non è molto rigida \rightarrow con tale apparecchiatura in forma pare di taglio sulle discontinuità ma non sul materiale stesso (e lo facciamo, l'ottorotura si deformerebbe)

Perché non facciamo direttamente una prova di taglio su disc. scabra in acciaio che fare la prova su disc. liscia e considerare la relazione con SRC? Sannanzitutto la discontinuità scabra durante la prova ~~si~~ si deforma \rightarrow non si ~~può~~ ^{possibile} fare più prova variando lo σ_m con la stessa discontinuità ma dover prendere altri campioni ma nessuno mi assicura che tali prove abbiano la stessa identica scabrezza. Inoltre, come la disc. è scabra, durante la prova, possono nascere dei momenti ~~che~~ che possono falsare i risultati.

La formula di Barton è stata determinata con un metodo semi-empirico \Rightarrow qual è il suo campo di validità? Vediamo i limiti tra ~~che~~ cui è compreso ϕ_p .

LIMITE ~~inferiore~~ SUPERIORE



Facciamo prova per σ_m sempre più elevati \rightarrow il limite si ha che $\sigma_m = JCS \Rightarrow$ restituendo a ha:
 $\log_{10} \frac{JES}{\sigma_m} = \log_{10} 1 = 0 \Rightarrow \boxed{\phi_p = \phi_b}$

Da un punto di vista fisico $\sigma_m = JCS$ significa che la resistenza a compressione delle mie caviglie è stata raggiunta da $\sigma_m \Rightarrow$ le caviglie si rompono \Rightarrow è come se il giunto fosse liscio $\Rightarrow \phi_p = \phi_b$
 $\phi_b = 20 \div 40^\circ$

EFFETTO SCALA

Il valore di SRE determinato è relativo a profili di 10cm. Notiamo inoltre che più ~~conserviamo~~ ~~onerviamo~~ in maniera microscopica più aumenta l'inclinazione delle ~~esponente~~.

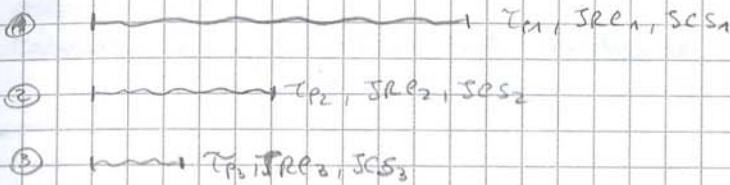
Però a misura il SRE su ~~una~~ ~~una~~ discontinuità di 10 cm ha un valore più alto del SRE di una discontinuità più lunga.

Barton nota ~~infatti~~ che, ad esempio, alcuni colossi di fendie non erano giustificabili con i SRE delle discontinuità prese per tratti di 10 cm.

Inoltre tale errore è pericoloso perché è a favore di sicurezza.

Barton, per cercare di determinare delle correlazioni tra SRE e dimensioni delle discontinuità opera nel seguente modo:

1. Considero dei colubi (in cemento o malta) di discontinuità (di max 1m) e fece della prova di taglio \rightarrow determino T_p , e ~~calcolo~~ calcolo della formula ^{ho deciso di fare i valori di T_p} SRE₁ e SCS₁ (1)
2. Considero la metà della discontinuità precedente e ~~calcolo~~ ~~calcolo~~ determino T_{p2} , SRE₂ e SCS₂
3. Con via fino a 10 cm



Barton redusse quindi una tabella con i dati ottenuti e cercò una relazione empirica che includesse quei dati.

BANDIS

L ₁	SRE ₁	SCS ₁
L ₂	SRE ₂	SCS ₂
L ₃	SRE ₃	SCS ₃
L ₄	SRE ₄	SCS ₄
L ₅	SRE ₅	SCS ₅
...
L ₀	SRE ₀	SCS ₀

10cm

Grazie all'aiuto del suo collaboratore Bondis (che redusse una quantità innumerevole di prove) Barton determinò le seguenti correlazioni:

$$SRE_m = SCS_0 \left(\frac{L_m}{L_0} \right)^{-0,03 SRE_0}$$

$$SRE_m = SRE_0 \left(\frac{L_m}{L_0} \right)^{-0,02 SRE_0}$$

con L₀ = 10cm

L_m lunghezza reale giunta

SRE₀ e SCS₀ \rightarrow valori relativi a profilo di 10 cm ^{e diametro}

SRE_m e SCS_m \rightarrow valori relativi a discont. reale

Esempio

Ho una L_m = 5m, voglio determinare T_p(5m)

$$T_p = SRE_m \cdot \log_{10} \frac{SRE_m}{S_m} + T_2$$

N.B. sul T₂ non c'è nessun effetto scala

Nota SRE₀ = 10 \Rightarrow SRE_m = 10 \cdot $\left(\frac{5}{10} \right)^{-0,02 \cdot 10}$ = 4,57
L₀ = 0,1m

Perché anche il SCS (resistenza delle pietre) deve decrescere all'aumentare della dimensione del campione? Io ri è visto sperimentalmente (anche se è molto meno chiaro)

Esiste un altro modo per redurre una prova di taglio \rightarrow TILT TEST
Si ha una tavola che si può inclinare e su tale tavola mette le 2 parti del campione

09/04/2014

Nella scorsa lezione abbiamo definito l'RMR_{base} definito con 5 parametri.

Adesso vediamo di collegare ~~questo~~ l'RMR di base con il parametro che tiene conto della direzione d'immersione dello discontinuità rispetto all'opera che si sta realizzando.

Tale parametro può solo diminuire ~~il~~ ^{o lavorare in modo} il punteggio dell'RMR_{base}

Distinguiamo 2 casi:

A. Direzione d'immersione ~~perpendicolare~~ // alla direzione di scavo

B. Direzione d'immersione \perp alla direzione di scavo

CASO A → Direzione d'immersione ^(α) // alla direzione di scavo

vedi da
dati sperimentali

In questo caso distinguiamo due sottocasi:

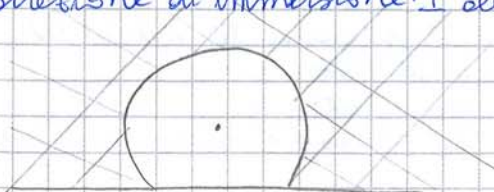
1. ~~Discorde~~ ^{delle dire}: se il verso della direzione d'immersione ha una componente lungo la direzione d'avanzamento della galleria discorde a quest'ultima allora abbiamo una situazione sfavorevole.

2. concorde: se il verso della direzione d'immersione delle dire. ha una componente lungo la direzione d'avanzamento della galleria ~~discorde~~ concorde a quest'ultima allora abbiamo una situazione favorevole.

Benbowky definisce SFAVOREVOLE il caso A1 e FAVOREVOLE (anche se sarebbe meglio dire "meno sfavorevole") il caso A2.

Però in entrambi i casi, e secondo degli angoli di immersione ~~dei~~ dei piani discontinuità e del caso (favorev. o sfavorevole) in cui ci si trova, Benbowky ha definito un punteggio (negativo o nullo) da sommare algebricamente al RMR_{base}.

CASO B → Direzione d'immersione ^(α) \perp alla direzione di scavo



le condizioni peggiori corrispondono a discontinuità sub-verticali

Q system (Barton et al - 1974)

Barton volle introdurre una classificazione che tenesse conto della fratturazione dell'ammasso (RQD), del numero dei sistemi di discontinuità (J_n), spessore delle discontinuità (J_r), alterazione delle discontinuità (J_a), presenza d'acqua (J_w), condizioni di sollecitazione (SRF).

I primi due indici sono legati allo stato di fratturazione dell'ammasso; il terzo e il quarto sono legati allo stato di taglio dell'ammasso (Benbowky ha avere considerato in un unico parametro); il quinto è legato alla presenza di acqua; il sesto è legato allo stato tensionale presente nell'ammasso.

$$RMR = 9 - \ln Q + hh \quad (\text{velocità media tra 2 limiti } m_f \text{ e } m_f)$$

~~PROBLEMA~~

Il problema principale delle prove di carico su pietra in situ (che utilizziamo per la determinazione del modulo di rigidità) è che tale misurazione risulta rappresentativa solo se la prova coinvolge un volume almeno pari al REV.

Se ho la mia galleria e conduco delle prove, cioè che per ogni prova coinvolgo una certa porzione di ammasso



Prima si utilizzano i valori di E calcolati con le correlazioni empiriche; la più buona è:

$$E = 2RMR - 100$$

GRADO DI DISTURBO D (Hoek-Brown)

Con tale parametro si tiene conto del disturbo della roccia dovuto al metodo di scavo (ad esempio con esplosivo)

Se ad esempio un tunnel è esplosivo il disturbo sarà maggiore, se uso il Tunnel Boring Machine (Tolpa) il disturbo sarà nullo.

10/04/2011

Il criterio di Hoek-Brown è stato utilizzato per caratterizzare la resistenza dell'ammasso roccioso (come abbiamo fatto per il materiale roccioso) tenendo conto però della qualità dell'ammasso roccioso tramite i parametri GSI e D (di danneggiamento)

L'espressione del criterio di Hoek-Brown è la stessa di quella per materiale roccioso, a meno di un termine in più (per l'ammasso) detto "S":

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^{0.5} \quad (1980)$$

σ_1 e σ_3 sono le tensioni principali efficaci a rottura

σ_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_c)

m e S sono 2 costanti caratteristiche del materiale

↳ m litologia (dipende dal tipo di roccia)

↳ S qualità dell'ammasso roccioso (S=1 per roccia intatta)

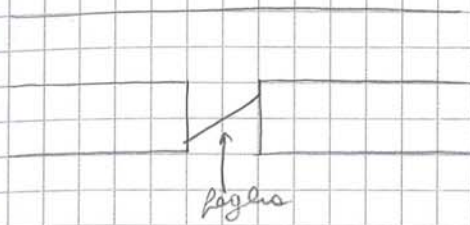
Il criterio è stato modificato nel 2002 definendo delle espressioni per calcolare i termini caratteristici:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^2$$

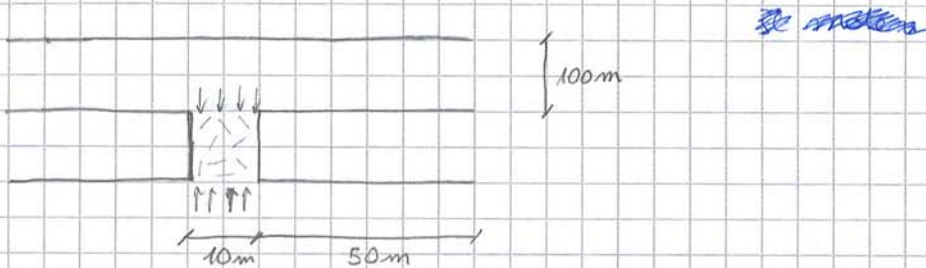
16/06/2016

VERIFICA DI STRUTTURA IN ROCCIA CON IL CONTINUO EQUIVALENTE

Nel caso delle volte sono avremmo una situazione in cui avremmo una grande frattura (faglia) e il resto lo considereremo materiale roccioso (continuo).



In questo caso, invece, consideriamo un ammasso costituito da tante piccole fratture \Rightarrow piccolo il punto tale che il nostro plastico ha le dimensioni di un REV.
Questo ammasso avrà caratteristiche di resistenza completamente diverse dal caso precedente.



Si come non posso fare una prova su una frazione di materiale con grande l'unico modo per stimare le caratteristiche di resistenza dell'ammasso è quello di utilizzare uno dei metodi di classificazione dell'ammasso già visti.

Nota lo σ_1 agente e dovrà andare a confrontarlo con lo σ_1 resistente (determinabile con il criterio di Hoek-Brown applicato agli ammassi)

$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 13 \text{ MPa} \end{bmatrix}$$

\uparrow
 σ_{1a}

Verifica $\Rightarrow \sigma_{1a} \leq \sigma_{1R}$

Chiaramente in questo caso lo σ_3 agente è nulla \Rightarrow il criterio di Hoek-Brown diventa:

$$\sigma_{1R} = \sigma_{ci} (s)^a \quad \text{resistenza monassiale ammasso roccioso}$$

dove s parametri: $s = f(GSI, D)$
 $a = f(GSI, D)$ } sono funzione di GSI e D

σ_{ci} resistenza a compressione monassiale del materiale intatto determinata con prove di laboratorio (normalmente il termine s^a sarà relativo per σ_{1a})

Consideriamo, ad esempio, \dots

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Si basa su delle ipotesi estremamente semplificate.
 È noto che lo studio del problema dell'equilibrio di un corpo in rotazione si fa solo lungo una superficie (e siamo nel caso 2D) o lungo una superficie (e siamo nel caso 3D).

lungo questa linea ~~voltrono~~ ~~che~~ le azioni sono inferiori alle reazioni. Se ~~le azioni sono uguali alle reazioni~~ siamo in condizioni di equilibrio limite e c'è il collasso della struttura ($E=R$).

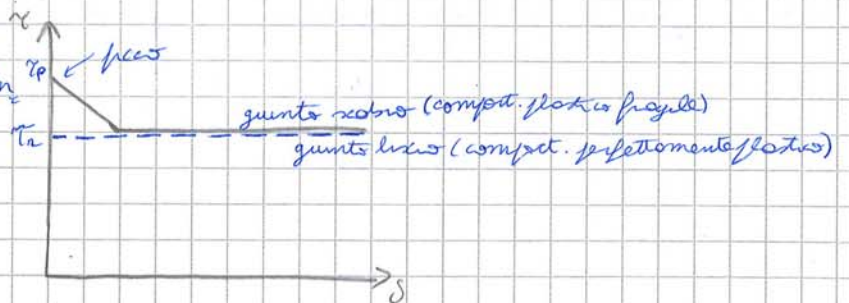
Le ipotesi su cui si basa il metodo sono:

- comportamento rigido del materiale rotante \rightarrow materiale non si deforma e ~~opposto~~ ha resistenza infinita



- ~~che~~ il comportamento lungo questa superficie di rottura è un comportamento rigido - perfettamente plastico \Rightarrow comportamento indefinito alla rottura \Rightarrow non possiamo determinare gli spostamenti

Possiamo avere 2 diversi comportamenti ~~di~~ di σ rispetto a S e secondo che il punto sia libero o rotante



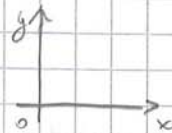
Il problema quindi si riduce ad un problema di equilibrio di un corpo rigido studiato in termini di forze (e non di tensioni)

- Le equazioni ~~di~~ per la risoluzione del problema saranno quindi:
- 2 equazioni di equilibrio alla traslazione
 - 1 equazione di equilibrio alla rotazione

ovvero abbiamo

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M_B = 0 \end{cases}$$

\uparrow
p.l.s.o.



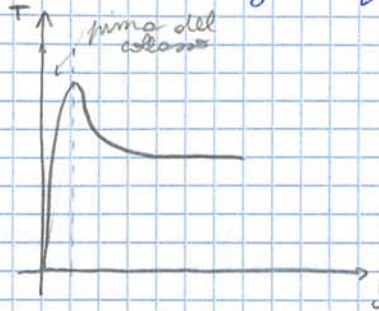
Qual'è la superficie di ~~scivolamento~~ ^{rottura}? Con il metodo dell'equilibrio limite non si conosce la superficie di scivolamento come output, ma deve essere data come input \rightarrow dobbiamo presupporre di conoscere la superficie di ~~scivolo~~ rottura e il tipo di anemotismo (scivolamento o srotamento)

Per trovare tale superficie ne ipotizziamo più di una e scegliamo quella che dal calcolo ci restituisce un fattore di sicurezza minore

consuetudine di usare il fattore di sicurezza globale \rightarrow affermo che esso deve essere calcolato a partire dai valori caratteristici delle forze in gioco (come nella vecchia norma) e ho il progettista deve scegliere lui un fattore di sicurezza adeguato \rightarrow tutti i progettisti di solito riprendono il valore della vecchia norma (1,3)

$$F \geq 1,3$$

Punto del collasso non a senso spostamenti per il nostro sistema \rightarrow ~~non posso~~ se volevo studiare invece lo spostamento graduale di un fendio prima della rottura ~~non posso~~ non posso usare il metodo dell'equilibrio limite \rightarrow devo usare un metodo più sofisticato.
 Questo però; per i ~~pendii~~ pendii in roccia, il comportamento è davvero molto vicino ad un andamento rigido-plastico come vediamo in figura:



Gli spostamenti prima del collasso solitamente sono talmente piccoli che spesso non vengono neanche rilevati dai misuratori

\downarrow
 Il metodo dell'eq. limite può essere utilizzato con buona approssimazione

Però dobbiamo definire quale cinematica abbiamo $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow$ scivolamento \\ \rightarrow ribaltamento \end{array} \right.
 e se il tipo cinematico è rettilineo

\downarrow
 Dobbiamo fare un'analisi cinematica \rightarrow partiamo dall'analisi del rilievo delle discontinuità: abbiamo la famiglia di discontinuità (più essenziali famiglie ~~foyle~~ foyle) con le loro geometrie:

- K_1, α_1, Ψ_1
- K_2, α_2, Ψ_2 } giunti
- $F_A, \alpha_{FA}, \Psi_{FA}$ } foglia
- $F_R, \alpha_{FR}, \Psi_{FR}$ } fronte

~~Note queste cose~~ Note le geometrie di tali piani ma chiedo se ci può essere un cinematico di rottura (scivolamento o ribaltamento) come nel caso in figura seguente



Se invece la mia discontinuità è posta ~~nel~~ nel seguente modo è chiaro che non potremo avere collasso



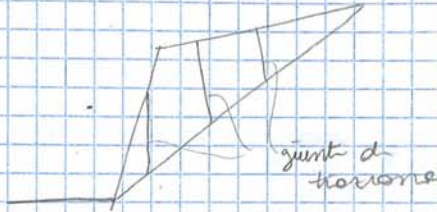
Se sono soddisfatte queste condizioni, quindi, potremo considerare ~~il~~ uno schema 2D (molto più facile da analizzare); riflettendo:

$$\alpha_A = \alpha_F \pm 20^\circ$$

$$\alpha_A = \alpha_S \pm 20^\circ$$

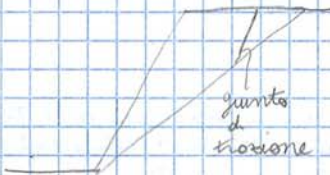
$$\psi_S < \psi_A < \psi_F$$

Molte volte può persino trovarsi nella situazione in cui anche un 2° piano di discontinuità può svolgere un ruolo in tale scivolamento (giunti di trazione). Questi sono piani che tagliano il maso omnesso a terzo (nella parte dritta)



Tal piano π chiamano giunto di trazione perché si suppone che non dei piani soggetti a trazione e che quindi tendono ad aprirsi (non sono soggetti a ~~o~~ scorrimento). Ovviamente lo scivolamento avviene lungo il piano A

Afferire un piano possa essere riconosciuto come piano di trazione bisogna che si debba:

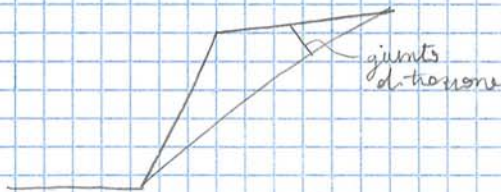


$$\psi_T = 70^\circ \div 90^\circ \text{ (per non essere soggetto a taglio)}$$

$$\alpha_T = \alpha_F \pm 20^\circ$$

$$\alpha_S = \alpha_F \pm 20^\circ$$

Con la seconda relazione si presuppone che il giunto di trazione guardi dalla stessa parte del fronte ma chiaramente il giunto di trazione potrebbe anche guardare dalla parte opposta rispetto al fronte come nel caso seguente:



In questo caso le relazioni si cambieranno nel seguente modo:

$$\alpha_T = \alpha_F + 180^\circ \pm 20^\circ$$

$$\alpha_S = \alpha_S + 180^\circ \pm 20^\circ$$

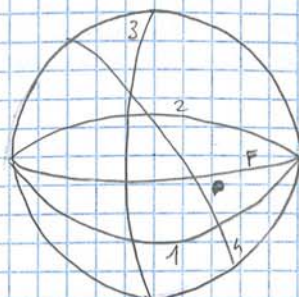
Il fatto che non ci sia un giunto di trazione non pregiudica in ogni caso lo scivolamento.

Ci potrebbero poi essere dei piani verticali \perp al fronte che permetterebbero o delle porzioni del volume di scivolare (ad esempio con meno fronti di scavo) rispetto ad altre.

Vediamo di rappresentare i piani condotti ~~che~~ per l'instabilità nello stereogramma.

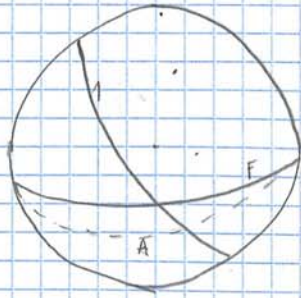
3-immaginiamo una geometria del fronte di questo tipo:

$$\alpha_F = 180^\circ \quad \psi_F = 70^\circ$$

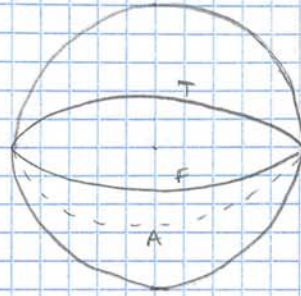


Rappresentiamo il fronte e dei piani di discontinuità rilevati

Se ho una stereogramma di questo tipo:



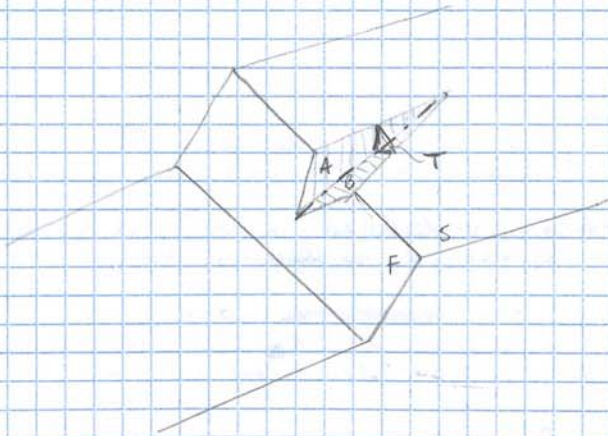
In questo caso può essere solo:
SE 2D



SE 2D
R1 2D

3) SCIVOLAMENTO A CUNEO (3D)

Se abbiamo 2 piani di discontinuità ~~che~~ che possono avere il ruolo di piani di scivolamento che si intersecano tra loro \rightarrow formano un cuneo di rocce instabile (che può anche essere delimitato da un quinto di trazione)



Avrò 2 piani di scivolamento A e B e un quinto di trazione T

Affinché si abbia scivolamento devono essere verificate alcune condizioni

Immaginiamo di avere un piano del fronte con $\alpha \approx 180^\circ$ (guarda verso di me).
Siccome dobbiamo imporre delle condizioni su 2 piani, potremo imporre delle condizioni sulla retta d'intersezione ("i")

$$\alpha_i < \alpha_f \pm 90^\circ \quad (\alpha_i \text{ è compreso tra } [\alpha_f - 90^\circ, \alpha_f + 90^\circ])$$

$$\psi_s < \psi_i < \psi_f$$

Per quanto riguarda il quinto di trazione ~~che deve essere~~ esso dovrà essere ragionevolmente \perp alla retta d'intersezione tra i piani A e B:

$$\alpha_T = \alpha_i + 20^\circ$$

$$\text{oppure } \alpha_T = \alpha_i + 180^\circ \pm 20^\circ$$

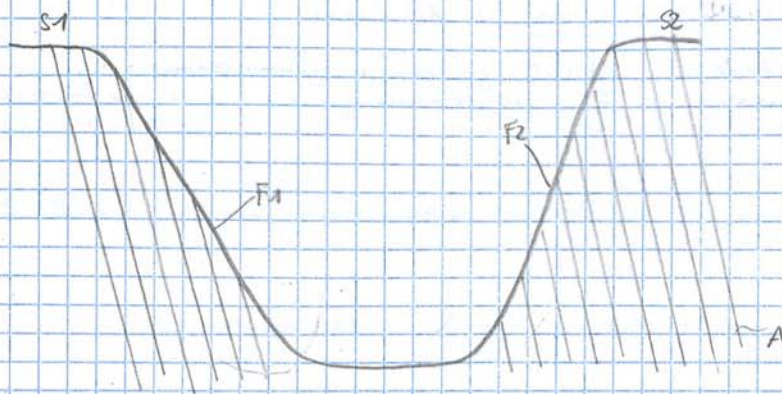
$$70^\circ < \psi_T < 90^\circ$$

Usiamo α_i al posto di α_f perché in generale il quinto sarà in trazione numericamente quando risulta \perp alla linea d'intersezione (e per la linea d'intersezione \perp al fronte allora può usare α_f)

Chiameremo nei casi 1, 2, 3 dove c'è possibilità cinematica se fatto un'analisi statica per vedere se il sistema cinemotico può davvero essere luogo.

Esmpio

Se abbiamo un ammasso roccioso interessato da 1 solo sistema di giunti e siamo in una valle (come in figura)



Chiameremo i 2 fronti:

• F1

• F2

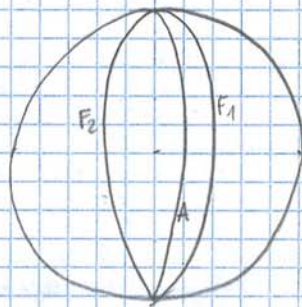
E i due punti approssimati:

• S1

• S2

Il sistema di giunti lo chiameremo A

Volemmo rappresentare F1 e F2 in uno stereogramma:



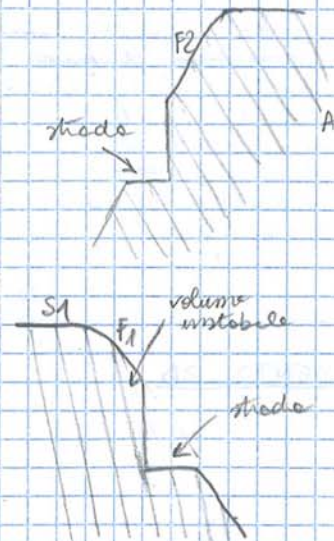
• Fronte F1: il sistema A ha lo stesso α di F1 ma è più inclinato ($\psi_A > \psi_F$) → non ha problemi di instabilità

• Fronte F2: il punto A guarda dall'altra parte rispetto a F2 → non ha problemi di instabilità

Se per un qualsiasi motivo si volesse realizzare una strada sul fianco della montagna

• Facciamo la strada sul fronte F2 → il fronte diventa verticale (in una zona) ma il fronte rimane in equilibrio (il punto A guarda sempre e regge) → non ha problemi di instabilità

• Facciamo la strada sul fronte F1 → il fronte diventa verticale (in una zona) → in questa zona però $\psi_A < \psi_F$ → più vicino scivolamento multidimensionale



(Daniele Peila)

27/05/2014

TECNOLOGIA E ASPETTI COSTRUTTIVI DELLE OPERE DI PROTEZIONE CONTRO LA CADUTA MASSI

In Italia è stata emessa una norma UNI sulla caduta massi con un taglio progettuale (faremo alcuni riferimenti a questa norma)

La caduta massi è il distacco di un blocco da una parete di dimensioni fino a 5 m^3 (da norma UNI) (in realtà è un termine abbastanza elastico per che può essere o un grande blocco o pezzi blocchi).
Non siamo parliamo di una valanga di roccia ma crolli singoli (in un numero limitato)

Però le opere di difesa saranno progettate per questa tipologia di fenomeno

Se i blocchi tendono a seguire traiettorie lungo il pendio in modo di rotolamento (rappresentato con un coefficiente di attrito).
Mentre in generale i blocchi pochi possono seguire traiettorie di volo anche molto alte.

Un altro dei fenomeni fronteggiato con opere di difesa è la caduta di roccia su pareti verticali → è un problema fronteggiato solitamente con delle reti in aderenza (collegate alla parete del versante) che possono contenere dei piccoli distacchi che possono muoversi e diventare pericolosi per il traffico veicolare

A che velocità possono muoversi, al massimo, i blocchi? fino a $30 \div 34 \text{ m/s}$ (relativo a blocchi in rotolamento)

Se dalla simulazione o da osservazioni viene velocità superiore a quella sopra detto dovremmo vedere i coefficienti di restituzione che forse sono stati fatti in maniera errata.

Il concetto fondamentale da cui partire per progettare le opere di caduta massi è il concetto energetico.

La simulazione che facciamo con Rocfall ci permetterà di ricavare 2 parametri chiave per ogni punto del pendio:

- energia;
- altezza di passaggio.

La progettazione è finalizzata a determinare:

- posizione dell'opera;
- energia che deve assorbire l'opera;
- quanto deve essere alta l'opera.

Le barriere più vendute in Italia oscillano, in termini di energia, tra 2000 e 3000 kJ.

L'energia è uguale al lavoro compiuto dalla forza che crea quell'energia. Se io considero un'energia di 1000 kJ (1000000 J) e lo voglio fermare con una forza che è 2 volte di 1 m, 0,1 m e 0,01 m, che valori di forza vengono fuori

$$\begin{aligned} 1000000 \text{ J} &= F \cdot 1 \text{ m} = 1000000 \text{ Kg} = 100 \text{ t} \\ 1000000 \text{ J} &= F \cdot 0,1 \text{ m} = 10000000 \text{ Kg} = 1000 \text{ t} \\ 1000000 \text{ J} &= F \cdot 0,01 \text{ m} = 100000000 \text{ Kg} = 10000 \text{ t} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1000000 \text{ J} &= F \cdot 1 \text{ m} \\ 1000000 \text{ J} &= F \cdot 0,1 \text{ m} \\ 1000000 \text{ J} &= F \cdot 0,01 \text{ m} \end{aligned}} \right\} \text{ questi valori di forza } F \text{ sono } \text{però} \text{ applicati in modo impulsivo}$$

Da questo scaturisce una considerazione fondamentale che queste opere devono avere: devono essere molto deformabili.

Altre volte, a volte queste opere devono fronteggiare altissime energie (ad esempio da 10000 kJ in su)

- Rafforzamenti verticali: rete in aderente + chiavi distribuite con maglia rete metrica. (è un'opera e meta' tra opera di protezione e opera di prevenzione). Le reti in aderente sono interventi forniti finché lasciano che avvenga il distacco
- Eliminazione dei blocchi metastabili (interventi intermedi) i più essere realizzati secondo 2 procedure:
 1. Disgaggio: fatto da scudon in corda che, quando vedono una porzione di roccia che potrebbe venire giù, lo fanno cadere con un polonchino. È un'operazione di pultura della parete fatta e messa da scudon esperti. È un intervento discontinuo e molto legato alla qualità e all'abilità delle squadre di scudon che fanno il lavoro
 2. Abbattimento con esplosivo: abbattis una parte dei blocchi con esplosivo

1) BARRIERE PARAMASSI A RETE

Sono opere di protezione costituite da montanti in acciaio incernierati al fondo (al piede), i ~~rafforzamenti~~ la maggioranza dei prodotti ha una cerniera al piede che gli consente una rotazione monte-valle (per aumentare la deformabilità).

3 montanti in acciaio sono collegati a funi, sia longitudinali, sia di controvento, questo per eliminare i 2 gradi di libertà dati dalla cerniera.

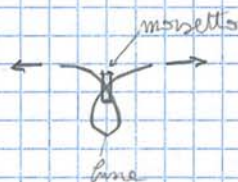
Le funi longitudinali sono collegate alla rete che costituisce ^{la struttura} ~~il sistema~~ di intercettazione

Come lavorano queste barriere? lavorano intercettando la traiettoria dell'interno della rete → il blocco entra all'interno della rete → il blocco si deforma ~~si rompe~~ (ed entra in campo plastico dissipando un po' di energia) → le forze vengono trasmesse alle funi → le funi sono ancorate al terreno.

Però la forza di arresto viene, in parte, dissipata dalla rete che trasmette la forza residua alle funi che la trasmettono alle fondazioni.

Questi prodotti hanno per sulle funi degli elementi chiamati freni o dissipatori di energia i quali sono degli elementi a deformazione controllata ~~per~~ ^{quando il dissipatore di energia è attivo} (di vera conversione e variazione tecnologica)

Il primo tipo (che ora non si usa più) di freno o dissipatore di energia consisteva in un loop ~~con~~ della fune con un moschetto



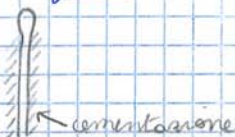
Quando la fune è soggetta a trazione è costretto a rompere nel moschetto dissipando energia per attrito

In generale sono dispositivi che consentono la rottura della fune dissipando energia e hanno anche la funzione di autoequilibrarsi quando arriva un masso di roccia

Norma per barriere paramassi: ETAG 027 (procedura per dare marcatura CE alle barriere paramassi)

La grande innovazione di tale norma è stata quella che non è prevista da un prodotto indicato nei cataloghi per come dovrebbe essere costituito ed un prodotto identificato da un punto di vista prestazionale

A quel punto il progettista deve solo progettare le fondazioni in cui le funi vanno a rompere le funi. Le fondazioni sono tipicamente fondazioni in caso metallico ancorate all'interno di un foro (come il bulbo di un tirante)



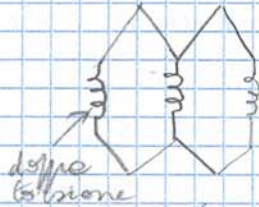
Cio che oggi sarà sicuramente l'attrito tra acciaio e cementazione

2) Si ha un filo è avvolto tante volte e quindi è poi druso con un morsetto

3) produttori dove trovare informazioni su reti paramassi sono: GEO BRUG, MACCAFERRI

La rete di solito è composta da una rete primaria (anelli più grandi) che è quella che assorbe gran parte dell'urto, e una rete secondaria che chiude ai piccoli nodi.
La rete secondaria può essere:

- una rete a doppia torsione (prodotto che si usa solitamente per le reti in aderenza) → sono reti a maglia esagonale in cui ogni maglia è collegata all'altra con una doppia torsione



- rete a singola torsione (con fili ad alta resistenza)

Nelle prove ETAG viene anche misurata la forza sulle fondazioni durante l'urto (ma tale forza non è un parametro che influenza il passaggio o no della prova ETAG → tale forza è solo misurata e poi fornita dal produttore di progettato, in modo che quest'ultimo possa dimensionare la fondazione con questa forza)

Per avere un ordine di grandezza, una barriera da 2000KS trasmette alla fondazione una forza ~~da 15 a 30 t~~ di forza impulsiva. Tutta la forza di ondata del blocco si estrinseca in mezzo ~~di~~ mezzo secondo → grande forza ~~impulsiva~~ impulsiva.

La progettazione delle fondazioni viene normalmente fatta in modo PSEUDOSTATICO cioè queste forze impulsive vengono considerate come forze statiche.

Le prove possono essere fatte tenendo conto di 2 procedure di lancio del blocco alternative:

- comp. prove inclinate: una teleferica consente di muovere il blocco e di lanciargli in volo libero
- comp. prove e caduta verticale: in cui la barriera viene montata a mensola su una parete verticale e il blocco gli viene buttato dentro in volo libero

Le prove vengono fatte in maniera standard su una barriera composta da 3 componenti con impatto sulla componente centrale

PROGETTAZIONE DI UNA BARRIERA PARAMASSI

- Si deve scegliere dove posizionare la barriera sul versante in eguito al collasso della traiettoria.
Tale scelta deve essere fatta in modo che possano essere montate facilmente (con viene metterlo dove a sono delle cinghe dove i montanti si possono facilmente fondare)
- Ne selgo l'altezza (da 4 a 6 m; più di 6 m a sono problemi di carichi di punta).
L'ETAG dice che se si è provata una barriera con una certa altezza, lo si può montare fino a un metro in più; non vale il viceversa cioè se si è provata una barriera con

L'energia d'impatto viene dissipata secondo 2 meccanismi fondamentali:

- Energia di plasticizzazione (creazione del buco verso monte)

- spostamento dei grani (con attrito)
- rottura dei grani

fenomeni irreversibili che si verificano sul rilevato che si vedono benissimo nella prova univale grande

Quindi, in seleni, la creazione dell'orina disage fino al 70% dell'energia (E come se fosse un coefficiente di restituzione $\mu = 0,3$)

- Dissipazione per attrito (attrito tra la geogriglia e il terreno)

Modelli numerici sviluppati e seguito delle sperimentazioni hanno evidenziato che l'energia viene dissipata per:

- 5% come energia restituita in campo elastico di terreno;
- 75-80% come deformazione plastica irreversibile (creazione dell'orina);
- 10-15% come momento dei cori.

Per progettare un rilevato o a crossodromo di un metodo agli elementi finiti in campo dinamico ~~difficile e costoso~~ (complesso e costoso) oppure tanto di simulare in maniera semplificata l'evento (metodo semplificato)

Metodo semplificato:

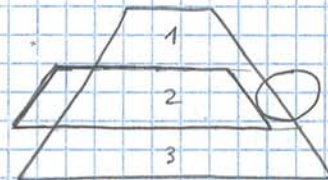
Possiamo immaginare che il rilevato sia costituito da 3 blocchi rigidi che hanno 3 comportamenti diversi a seguito dell'impatto:

- Blocco 1 (superiore) → non viene interessato dall'impatto
- Blocco 2 (intermedio) → scivola
- Blocco 3 (inferiore) → non si muove

Per definire lo stato limite ultimo (SLU) quando: ~~il blocco 1~~

- il blocco 1 collassa verso monte; oppure
- il blocco 2 collassa verso valle.

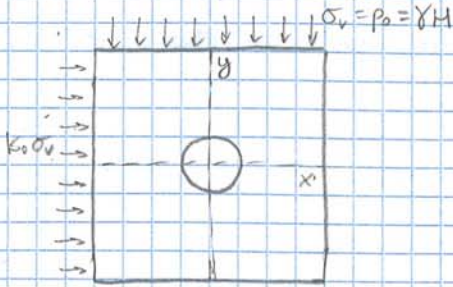
Lo stato limite di servizio (SLS) sarà quando l'orina non sarà più riproducibile ~~facilmente~~ facilmente.



~~La differenza tra i due stati limite è...~~

Se facciamo questo ci renderemo subito conto che la simmetria che è semplice
 va bene non c'è più

Se prendo una situazione di questo tipo



Non ho più la simmetria radiale

In generale il problema verrà a dipendere
 anche dall'angolo "theta"

Inoltre lo σ_r e σ_θ non saranno più tensioni
 in principi. Avremo:

$$\sigma_r(r, \theta) \neq 0$$

$$\sigma_\theta(r, \theta) \neq 0$$

$$\tau_{r\theta}(r, \theta) \neq 0$$

Chiaramente esistono ancora delle linee lungo le quali lo σ_r e σ_θ sono tensioni
 in principi \rightarrow tali linee saranno i 2 assi di simmetria \rightarrow lungo tali
 direzioni avremo $\tau_{r\theta} = 0$

Inoltre σ_r e σ_θ sono principi anche sul contorno della galleria (sia che
 si sia il sostegno sia che non si sia poiché non si considera l'eventuale attrito
 che si verificherebbe da ~~il~~ al contorno della galleria)

Inoltre, per $k \neq 1$, si avranno anche spostamenti tangenziali u_θ , e gli
 spostamenti radiali non dipenderanno solo da r ma anche da θ :

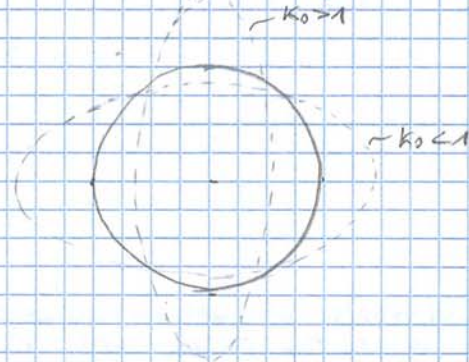
$$u_r = f(r, \theta)$$

$$u_\theta \neq 0$$

Però la forma della galleria non rimane circolare dopo la deformazione ma
 cambierà:

• se $k_0 > 1 \rightarrow \sigma_h > \sigma_v$

• se $k_0 < 1 \rightarrow \sigma_h < \sigma_v$



Integrando le equazioni di equilibrio per $k_0 \neq 1$ troviamo le espressioni di
 σ_r , σ_θ , $\tau_{r\theta}$ (Soluzione di Kirsh [soluzione un po' datata])

$$\sigma_r =$$

$$\sigma_\theta =$$

$$\tau_{r\theta} =$$

con σ_h e σ_v sono le tensioni
 che si avrebbero dove c'è
 la galleria se non ci fosse
 la galleria ma ci fosse
 l'ammasso roccioso indisturbato.

σ_r , σ_θ sono le tensioni che
 si calcolano ^{massime} sull'ammasso
 e sulle gallerie o corso
 dello scavo

Tali soluzioni non sono state messe nel dimenticatoio poiché sono di facile
 applicabilità e, anche nel caso che le ipotesi non sono leggermente diverse da quelle
 usate da Kirsh, tali ~~solte~~ espressioni ci danno un'ordine di grandezza delle
 sollecitazioni che dovremo accettare.

Però le soluzioni di Kirsh tengono conto delle sole tensioni preesistenti
 e di come è stato disturbato dallo scavo

Sostituendo $K_0 = 0$ nelle relazioni di σ_{0A} e σ_{0B} per $K \neq 1$ e ottengo:

• PEDRITTI

$$\sigma_{0A} = 3p_0 \quad (\text{con } p_0 = \sigma_v \text{ sempre})$$

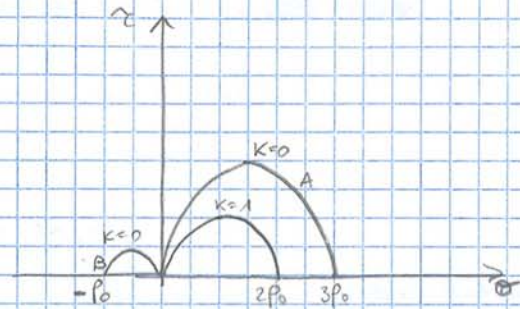
Ho quindi una situazione più severa per il pedritto rispetto al caso $K_0 = 1$

• CALOTA (o ARCO ROVERSCIO)

$$\sigma_{0B} = -p_0$$

In calotta e in arco rovescio massimo delle tensioni

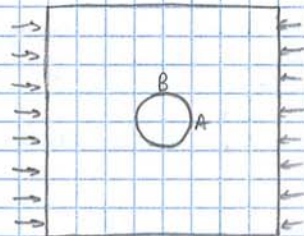
Volevo rappresentare gli stati tensionali al contorno ^{per} pedritti e la calotta per $K_0 = 1$ e $K_0 = 0$ troviamo



La caso più preoccupante è che per $K_0 = 0$ si hanno tensioni di trazione

~~per pedritti e la calotta~~
 ~~il valore di σ_{0B} un quarto~~

Se consideriamo il caso opposto \rightarrow stato tensionale compressivo ma con tensione principale orizzontale $\Rightarrow \sigma_{0A}$ e σ_{0B} hanno gli stessi valori di prima ma invertiti



$$\sigma_{0A} = -p_0$$

$$\sigma_{0B} = 3p_0$$

Chiusamente è un caso più realistico poiché la tensione verticale non sarà mai nulla

In slide è presente un diagramma che mostra come varia lo stato di sollecitazione sul contorno della galleria ~~in funzione di K_0 e di σ (pressione)~~ σ_0 , adimensionalizzato rispetto a p_0 , in funzione di K_0 e di σ (pressione)

1° In calotta:

$$\text{se } K_0 = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_0}{p_0} = -1$$

$$\text{se } K_0 = 1 \Rightarrow \frac{\sigma_0}{p_0} = 2$$

Notiamo che per valori di $K_0 > 0,33$ non abbiamo più tensione di trazione in calotta

• In pedritti

$$\text{se } K_0 = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_0}{p_0} = 3$$

$$\text{se } K_0 = 1 \Rightarrow \frac{\sigma_0}{p_0} = 2$$

Da vediamo più in generale come variano le tensioni sui punti del contorno della galleria (diagramma successivo) \rightarrow con $\sigma_v = p_0$

Notiamo che per ogni K scelto \rightarrow andando dalla calotta al pedritto si ha un aumento delle tensioni (in compressione)

Notiamo che per $K_0 = 1$ abbiamo un rapporto costante σ_0/p_0 al valore di σ

STATO TENS DATO DALLO SCAVO

$$\begin{cases} \sigma_r = 0 \\ \sigma_\theta = \sigma_v [(1+k_0) + 2(1-k_0)\cos 2\theta] \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases}$$

STATO TENS DEL SOLO SOSTEGNO

$$\oplus \begin{cases} \sigma_r = p_i \\ \sigma_\theta = -p_i \end{cases}$$

STATO TENSIONALE TOTALE

$$\ominus \begin{cases} \sigma_r = p_i \\ \sigma_\theta = \sigma_v [(1+k_0) + 2(1-k_0)\cos 2\theta] - p_i \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases}$$

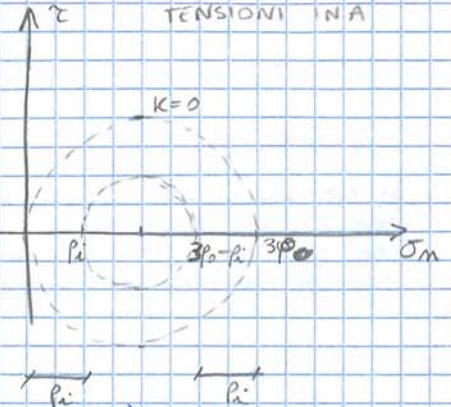
Dopo lo scavo e con pressione di stabilizzazione p_i quindi, avremo:

~~PIBDRITTI~~
• PIBDRITTI ($\theta = 0^\circ$)

$$\sigma_{\theta A} = \sigma_v (3 - k_0) - p_i \quad ; \quad \sigma_{rA} = p_i$$

• CALOTTA ($\theta = 90^\circ$)

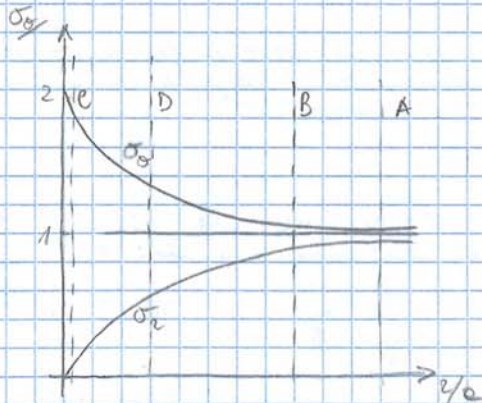
$$\sigma_{\theta B} = \sigma_v (3k_0 - 1) - p_i \quad ; \quad \sigma_{rB} = p_i$$



(Saltiamo i casi di forme di galleria diverse dalle circolari)

INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE DI ROTTURA

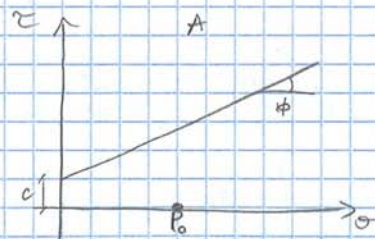
le zone di rottura nell'intorno della galleria insieme a vederlo ~~per~~ $k_0 = 1$ usando il criterio di Coulomb.



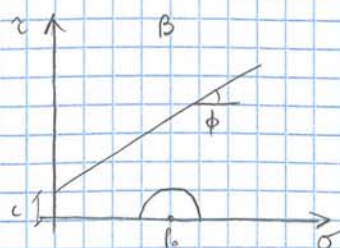
È ipotizzato l'andamento di σ_r e σ_θ lungo il raggio e siccome $k_0 = 1$ tale andamento è lo stesso lungo tutti i raggi.

Cominceremo a metterla a diverse distanze dal centro della galleria.

- A: se siamo nel punto A \rightarrow possiamo dire che siamo praticamente nello stato tensionale unidirezionale \rightarrow il cerchio di Mohr degenera in un punto.



- B: se ci avviciniamo un po' di più al centro della galleria \rightarrow σ_r e σ_θ si sono leggermente diversificate (σ_θ è aumentata, σ_r è diminuita).



Determino le espressioni di σ_{IA} e σ_{IR} :

- σ_{IA} la valore dello relazione vito fusto per $k=1$.
- σ_{IR} rapporto la più espressione (criterio di Coulomb in termini di $\sigma_1 - \sigma_3$)

Da tale uguaglianza troveremo " r^* " → tale raggio ci dice quanto è estesa la zona in cui sono a rottura.

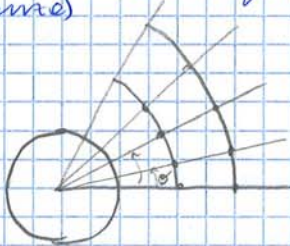
Tale metodo però non è ~~esatto~~ del tutto corretto (lo proponiamo usano per avere un ordine di grandezza) → questo perché concettualmente nei punti interni a r^* :

$$r < r^* \Rightarrow \sigma_{IA} > \sigma_{IR} \quad (\text{non può accadere})$$

Però per porre oltre a questa soluzione allora dovrà considerare un legame costitutivo elasto plastico → bisognerà che il criterio di resistenza sia all'interno delle equazioni che uso per studiare il problema. Bisognerà far sì che le " σ_i " agenti siano legate allo resistenza del materiale in modo che non si abbia mai che $\sigma_{IA} > \sigma_{IR}$ ma tutto al più $\sigma_{IA} = \sigma_{IR}$ (case di massimo si abbia la tangente del cerchio di Mohr con l'involuppo di resistenza).

Chiarimento la zona di rottura che avremo con il metodo elastoplastico sarà più grande perché gli sforzi in più che si hanno nel caso elastico rispetto al criterio di rottura si dovranno ridistribuire → zona di rottura maggiore. Perciò con il metodo elastico sottovalutiamo la zona di rottura.

Considerando ancora il ~~metodo~~ metodo elastico, vediamo come determinare la zona di rottura per $k_0 \neq 1$ → la zona di rottura non sarà più un cerchio. Prendo la circonferenza e faccio una serie di raggi e vedo e trovo per diversi valori di r trovo diversi punti (una maglia di punti) (basta che lo faccio per $1/2$ di circonferenza).



In ogni punto (caratterizzato da una certa coppia (r, θ)) mi vedo e calcolo le tensioni:

$$\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$$

Uteremo le formule delle tensioni dell'elastato per $k_0 \neq 1$

Una volta note le tensioni per ogni punto di questa maglia, mi calcolo le tensioni principali σ_1 e σ_3 in ogni punto.

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{r\theta}^2}$$

Perciò abbiamo n punti P_i caratterizzati da una coppia di tens. principali $\sigma_1(i)$ e $\sigma_3(i)$:

$$P_i \quad \sigma_1(i) \quad \sigma_3(i)$$

Quindi calcolo lo σ_{IR} in ogni punto: $\sigma_{IR} = 2c\sqrt{N_p} + \sigma_3 N_b$

Confronto quindi lo σ_{IA} e lo confronto con σ_{IR} :

- se $\sigma_{IA} \geq \sigma_{IR} \Rightarrow$ rottura
- se $\sigma_{IA} < \sigma_{IR} \Rightarrow$ non c'è rottura

Proprio quindi segnare in qualche modo i punti della maglia che sono a rottura → in questo modo otteniamo la zona di rottura (per $k_0 \neq 1$)

La zona di rottura per $k_0=1$ nel caso elastico corrisponde definita una corona circolare che racchiudere punti e rottura il cui raggio era r^* .
 Anche in questo caso, siccome $k_0=1 \rightarrow$ simmetria radiale \rightarrow possiamo ipotizzare una tipologia di plasticizzazione circolare.

All'interno della corona circolare il materiale si trova in campo plastico
 All'esterno della corona circolare il materiale si trova in campo elastico

Il raggio dell'anello di confine tra elastico e plastico si definisce come R_p ; in tale confine esiste una tensione radiale $\sigma_r = \sigma_\theta$

Vediamo cosa succede appena dentro e appena fuori dal confine elastico plastico:

- all'interno $\rightarrow \sigma_{r,pl} , \sigma_{\theta,pl}$
- all'esterno $\rightarrow \sigma_{r,el} , \sigma_{\theta,el}$

Inoltre siccome $k_0=1 \Rightarrow \sigma_r$ e σ_θ sono tensioni principali differenziate.

Consideriamo inizialmente che il problema consista in una galleria fittoria di raggio p_0 ed il raggio plastico $R_p \rightarrow$ al posto del materiale plastico io metto la tensione che tale materiale impone sul materiale elastico.

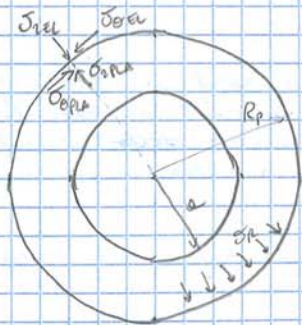
Il problema è semplice per il problema in questo modo posso determinare subito la tensione ~~del materiale~~ del materiale elastico ~~in campo elastico~~ \rightarrow per far questo ripendo le soluzioni in campo elastico e sostituisco:

$$\left. \begin{matrix} p_0 \rightarrow \sigma_r \\ a \rightarrow R_p \end{matrix} \right\} \text{Queste 2 parametri sono per ora incogniti} \rightarrow \text{più avanti vedremo come determinarli}$$

Le espressioni diventeranno:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_r = p_0 - (p_0 - \sigma_r) \frac{R_p^2}{r^2} \\ \sigma_\theta = p_0 + (p_0 - \sigma_r) \frac{R_p^2}{r^2} \end{matrix} \right\} \text{e per a possiamo proprio sul contorno della galleria fittoria possiamo determinare le tensioni elastiche sul contorno:}$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta \quad \sigma_\theta = 2p_0 - \sigma_r$$



Se a possiamo sul confine plastico dobbiamo avere un punto che gli elementi di materiale in campo elastico adiacenti al confine saranno a rottura
 • limite di resistenza \rightarrow tale limite di resistenza non dato dalle condizioni di flusso (se siamo nel caso di modello elastico-plastico perfetto)

Scriviamo l'equazione dell'interscambio di Mohr Coulomb in funzione di σ_1 e σ_3 per le condizioni di flusso:

$$\sigma_{\theta R} = \sigma_{r R} = 2c_p \sqrt{N_p} + \sigma_3 N_p \quad (\text{bedice } p = p_0)$$

uguagliamo $\sigma_{\theta R} = \sigma_{r R}$ con $\sigma_{\theta R} = 2p_0 - \sigma_r$

noniamo che:

$$2p_0 - \sigma_r = 2c_p \sqrt{N_p} + \sigma_r N_p \Rightarrow \sigma_r = p_0(1 - 2N_p) - c_p \cos \phi_p$$

L'unica incognita che mi rimane è il raggio plastico $R_p \rightarrow$ per farlo posso alla zona plastica \rightarrow mi servono le equazioni che mi forniscono σ_r e σ_θ in un materiale plasticizzato - Stress:

1. Equazioni equilibrio
2. Condizioni di flusso (costituzioni e leggi costitutive in campo elastico e rapporto tra lo stato tensionale e la velocità di deformazione)
3. Equazioni di congruenza
4. Condizioni al contorno

Cosa significa che $\epsilon_r \rightarrow 0$? Il nostro materiale n comporta come un materiale granulare (sabbia, ghiaia ecc...) e ciò è coerente con la scelta \rightarrow meglio non scavare la galleria in materiale alluvionale e granulare.

- ~~Quando $\epsilon_r \rightarrow 0$ si ha un caso particolare~~ In realtà a zone 2 modo per farlo:
- e fornendo una coesione meno meno che zero;
 - e fornendo un sostegno non meno che zero.

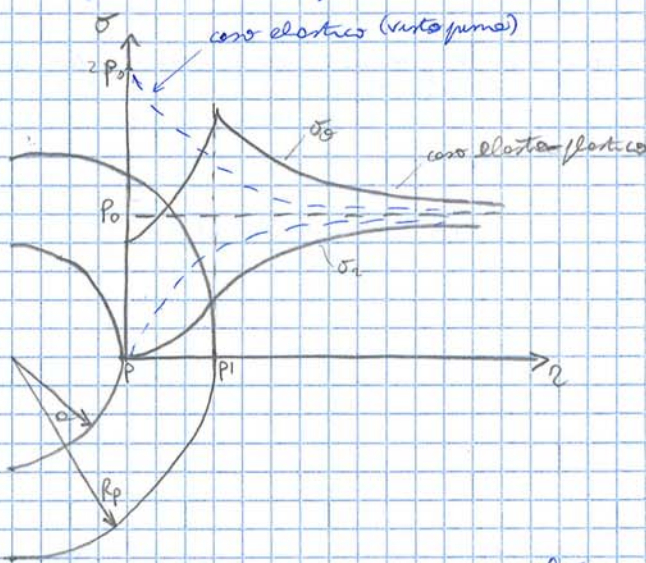
Trovata l'espressione di P_0 ~~terminando le equazioni della zona elastica~~ dobbiamo trovare tutte le incognite.

Possiamo quindi vedere l'andamento delle tensioni nei 2 casi di comportamento elastico (elastoplastico perfetto e elastoplastico fragile).

Ricordarsi che le equazioni della zona plastica sono state scritte per il caso più generale elastoplastico fragile ideale ma se possiamo nel caso elastoplastico perfetto (non avremmo più $\phi_1, \phi_2, \epsilon_2, \phi_1$ ma solo c, ϕ) basterà sostituire a "c" e " ϕ " il "c" e " ϕ " e " ϕ_1 " e " ϕ_2 " il " ϕ ".

Il caso elastoplastico perfetto considero un fuso di resistenza dopo il quale l'omogeneo presenta lo stesso resistenza che aveva il fuso (cosa difficile da riscontrare nelle rocce) \rightarrow il modello elastoplastico fragile ideale invece è molto più realistico.

Distribuzione delle tensioni nell'intorno della galleria ($k=1$) - comportamento elastico perfettamente plastico senza pressione interna P_i



Si nota che la σ_r non ha discontinuità passando dalla zona elastica alla zona plastica. Una volta formata nel campo elastico la σ_r tende a P_0 .

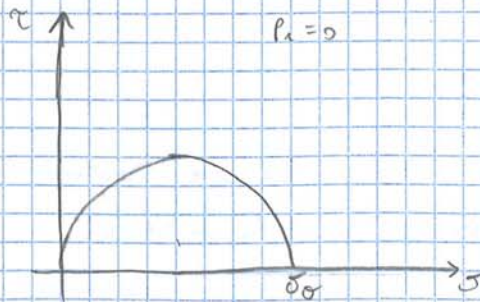
Si nota che σ_θ non ha una discontinuità tra l'andamento in campo plastico e quello in campo elastico.

È anche riportato l'andamento di σ_r e σ_θ per il modello elastico (vita nelle zone lesioni).

Notiamo dal grafico che le tensioni plastiche σ_θ (nelle zone plastiche) sono più basse delle elastiche (nelle zone elastiche) perché devono stare sotto l'involucro di resistenza (o meglio devono tangere l'involucro ma non superarlo).

04/06/2016

Quando $P_i = 0$ (come nel caso che stiamo analizzando della zona lesione) allora τ come si forma in compressione monoassiale:



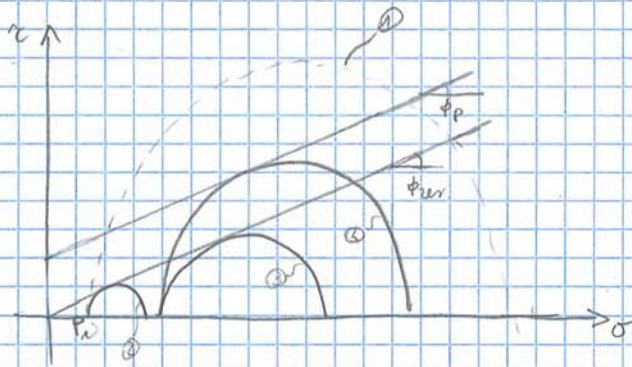
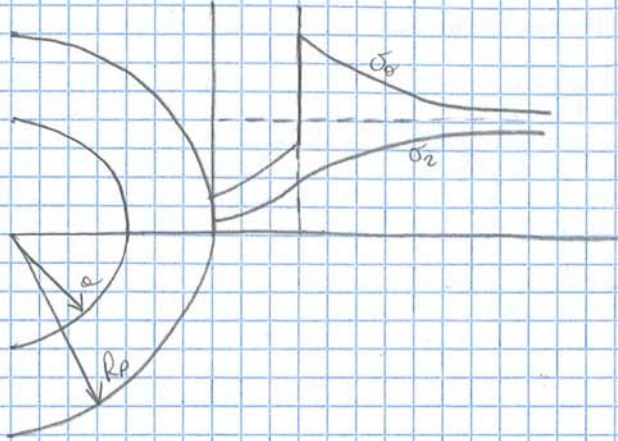
Se per ho che $\epsilon_r = 0 \Rightarrow$ l'involucro non ha intercetta
 \downarrow
 allora



Notiamo come i cerchi dello stato plastico nel caso elastoplastico sono ~~sempre~~ sempre tg all'involuppo di resistenza.

Distribuzione delle tensioni nell'interno della galleria, ($k=1$), comportamento elastoplastico fragile con pressione interna p_i .

In questo caso $p_i \neq 0$ ~~non~~ \Rightarrow il caso elastoplastico fragile si rappresenta con $p_i \neq 0$ finché ~~non~~ in questo caso è fragile che la coesione $c \rightarrow 0$ quindi si tenta di evitare che $R_p \rightarrow \infty$ utilizzando un $p_i \neq 0$.



- ① $r=a$ caso elastico
- ② $a < r < R^-$ caso elastoplastico
- ③ $R^- < r < R^+$ caso elastoplastico
- ④ $r=R^+$ caso elastoplastico

Partendo dal raggio plastico, possiamo guardare il raggio plastico dalla parte della zona elastica o dalla parte della zona plastica.

- Dalla parte della zona elastica \rightarrow nome e rottura ma al punto ①
 - Dalla parte della zona plastica \rightarrow nome e rottura ma in condizioni residue ②
- Sia il ③ ~~che~~ che il ④ hanno la stessa σ_2 perché tali tensioni devono essere equilibrate \rightarrow combinate la σ_2 .

Per i è rappresentato il caso per $r=0$ nel caso elastoplastico.

Un altro motivo per cui abbiamo usato una ~~non~~ $p_i \neq 0$ è perché l'involuppo residuo è stato considerato con coesione nulla \Rightarrow in forma ~~non~~ il cerchio ③ c'era bisogno di una minima p_i .

Un'altra formula (che troviamo nelle slide) è quella che u dà gli spostamenti nell'interno della galleria (senza spostamenti radiali):

• MODELLO UE (elastico lineare ideale):

$$u_r = \lambda(x) u_r(\infty) = \lambda(x) \left[\frac{c \cdot p_0}{2G} \right]$$

$$\lambda(x) = 0,28 + 0,72 \left\{ 1 - \left[\frac{0,84 \cdot c}{0,84 \cdot c + x} \right]^2 \right\}$$

• MODELLO ELPLA (elastoplastico ideale):

$$u_r = u_r(0) + \lambda(x) \cdot (u_r(\infty) - u_r(0))$$

$$\lambda(x) = 1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{x}{0,84 \cdot R_p}} \right]^2$$

Da vedere

Basterà sostituire c ed r per ottenere, se lo si vuole, lo spostamento al contorno della