



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO : 358

DATA : 24/09/2012

A P P U N T I

STUDENTE : Gotta

MATERIA : Complementi di Geotecnica

Prof. Delgreco

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 STUDENTI E NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

COMPLEMENTI DI GEOTECNICA

Prof. Otello Delgreco

L'esame, in forma orale, può essere svolto secondo due modalità:

- sull'intero programma nelle sessioni d'esame, o fuori sessione su appuntamento;
- in due esoneri, uno a metà semestre sulla prima parte del corso e il secondo o fine semestre sulla seconda parte.

All'esame finale bisogna consegnare il fascicolo delle esercitazioni svolte durante il corso.

Il programma si divide in quattro capitoli:

- Capitolo 1: caratteristiche dei materiali rocciosi e prove per la loro caratterizzazione.
- Capitolo 2: caratteristiche delle formazioni rocciose e prove per la loro caratterizzazione, classificazione delle masse rocciose.
- Capitolo 3: opere che coinvolgono le masse rocciose, sia a giorno che in sotterraneo.
- Capitolo 4: monitoraggio delle opere geotecniche.

INTRODUZIONE

Due sono gli aspetti preliminari essenziali nell'ambito della geotecnica:

- 1- la caratterizzazione dei materiali e della struttura geologica, di cui non conosciamo a priori le caratteristiche. Dobbiamo quindi creare dei modelli.
- 2- la scelta opportuna dei fattori di sicurezza e la necessità di verificare in corso d'opere che ciò che è stato progettato non effettivamente riscontri nella realtà.

Le principali opere geotecniche sono: fondazioni, opere di sostegno, rilevati, pendii, gallerie, camere sotterranee. Per quanto riguarda le indagini, un ordine da seguire è il seguente:

- Indagini bibliografiche in senso lato.
- Sopralluogo.
- Se il problema è semplice, si fanno dei piccoli scavi di superficie. Viceversa, si può ricorrere ad indagini geofisiche (metodi geoelettrici e sismici), che aiutano a definire la macrostruttura del materiale.
- Sondaggi. Sono l'ultimo elemento d'indagine in termini temporali, perché sono costosi e richiedono un'organizzazione più importante, ma danno molte informazioni: geometria della struttura, disponibilità di campioni su cui fare prove, verifica della presenza d'acqua, inserimento di strumenti in foro per caratterizzazione in sito e monitoraggio.

Per legge, tutte le volte che un'opera di ingegneria va a interessare una formazione geologica, bisogna basare la progettazione su parametri che non vanno solo stimati, ma determinati mediante misure. Sono in vigore attualmente delle norme tecniche sulle costruzioni (NTC), fra le quali è preso in considerazione anche l'aspetto geotecnico delle costruzioni.

06-03-12

Prendiamo in considerazione le principali differenze di comportamento fra terreni e rocce.

I terreni sono mezzi granulari, quindi quando sono sottoposti all'azione di carichi esterni si ha, molto probabilmente, un assottimento fra gli elementi, quindi si hanno spostamenti relativi fra i grani. Il comportamento di questi materiali è scarsamente elastico, ma è soprattutto plastico, con deformazioni irreversibili. Inoltre, essendo granulari, i terreni possono resistere bene a sforzi di compressione e taglio, mentre non offrono resistenza a trazione.

Infine, i terreni risentono molto della presenza d'acqua e questa sensibilità varia in funzione del tipo di terreno (coesivi oppure incoerenti, dimensioni dei grani e dei vuoti). Tanto più un terreno è fine, tanto più l'acqua ha difficoltà a muoversi al suo interno (basso coefficiente di permeabilità).

CAPITOLO 1

08-03-12

Caratterizzazione delle rocce intese come materiale

Le rocce intese come materiale sono un mezzo continuo con resistenza a compressione, a trazione e a taglio e queste caratteristiche di resistenza si accompagnano a caratteristiche di deformabilità.

Si definisce campione qualcosa di rappresentativo di una popolazione, mentre si definisce provino qualcosa che serve ad eseguire una prova, quindi esso è parte di un campione. Per caratterizzare un materiale bisogna fare un certo numero di prove. Convenzionalmente si lavora almeno su 5 provini.

RESISTENZA A COMPRESSIONE UNIASSIALE

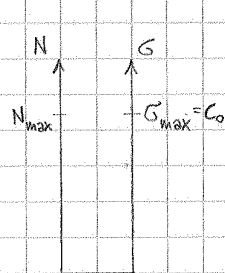
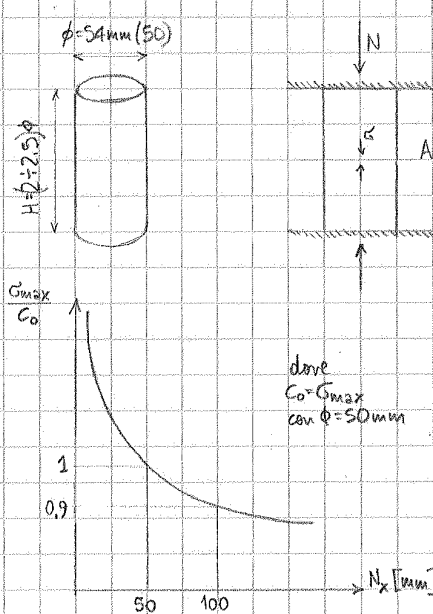
La prova relativa alla sua determinazione è la più diffusa, perché tale parametro è quello che trova la più ampia applicazione.

La prova si esegue su un provino cilindrico avente diametro $N_x = 54 \text{ mm}$ (talvolta è accettato anche $N_x = 50 \text{ mm}$) e altezza compresa tra $2 \div 2.5$ volte il diametro (quindi pari a $110 \div 2.5 \cdot 54 \text{ mm}$).

Il provino viene posto fra le due piastre d'una pressa; nelle prove le piastre si avvicinano fra loro, esercitando una forza che via via aumenta fino a portare a rottura il provino.

Il provino viene preparato a partire da un campione; questo può essere ricavato da una carota di sondaggio avente già il diametro appropriato, oppure da un blocco o da una carota avente diametro maggiore. In ogni caso, gli spessori vanno troncati secondo la corretta altezza che deve avere il provino.

Ricavato il provino, esso subisce una lavorazione meccanica sulle facce per renderle parallele ed eliminarne le asperità.



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

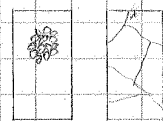
$$C_0 = \frac{N_{max}}{A}$$

$$[C_0] = \text{Pa e MPa}$$

Con C_0 si indica lo σ_{max} , cioè la resistenza a compressione uniassiale

La dimensione del diametro è stata uniformata a $50 \div 54 \text{ mm}$ perché la resistenza a compressione microscopica non è un parametro nuovo: si trovano valori diversi usando diametri diversi.

Ciò si verifica per la presenza di microdiscontinuità nelle rocce e per il fattore di scala. Infatti, i grani cristallini hanno una dimensione cospicua e il rapporto fra dimensione trasversale del provino e dimensione degli elementi cristallini deve essere almeno pari a 10 affinché il provino sia significativo.



del materiale roccioso. Si è visto che $N_x = 54 \text{ mm}$ è un buon compromesso. Se la dimensione del diametro fosse minore di tale valore sarebbero le discontinuità a fare sentire il proprio peso.

12-03-12

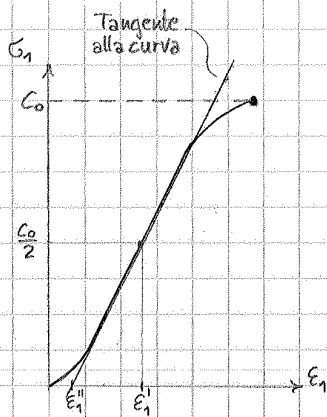
Utilizzando un provino di diametro diverso da 50 mm , vige la relazione:

$$\frac{C_0}{C_0(\phi=50\text{mm})} = \left(\frac{50}{\phi}\right)^{0.18}$$

da cui è possibile ricavare $C_0(\phi=50\text{mm})$

Si è detto, per quanto riguarda l'altezza del provino, che $H = (2 \div 2.5) \phi$. Si definisce allora il rapporto di snellezza $H/\phi = 2 \div 2.5$.

Se il rapporto di snellezza fosse diverso, otterremmo risultati diversi. Si osserva che più il provino è tondo, più il valore della resistenza è alto e, viceversa, più il provino è snello, più la resistenza è bassa.



Posto $E = \frac{\Delta G_1}{\Delta \epsilon_1}$, si definiscono:

$$E_{sec} = \frac{C_0/2 - 0}{\epsilon_1' - 0}$$

Modulo elastico secante

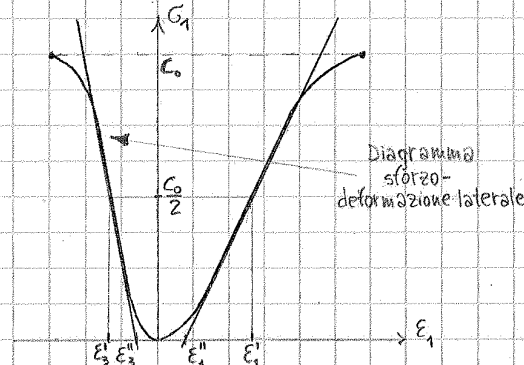
$$E_{tg} = \frac{C_0/2}{\epsilon_1' - \epsilon_1''}$$

Modulo elastico tangente

In E_{sec} abbiamo sia il comportamento elastico lineare che la maggiore deformabilità iniziale.

E_{tg} , invece, considera solo la parte lineare.

Consideriamo ora il coefficiente di Poisson.



Posto $\nu = \frac{\epsilon_3}{\epsilon_1}$, con $\epsilon_1 > 0$ (allungamento) e

$\epsilon_3 < 0$ (restringimento), si definiscono:

$$\nu_{sec} = \frac{\epsilon_3'}{\epsilon_1'}$$

Coefficiente di Poisson secante

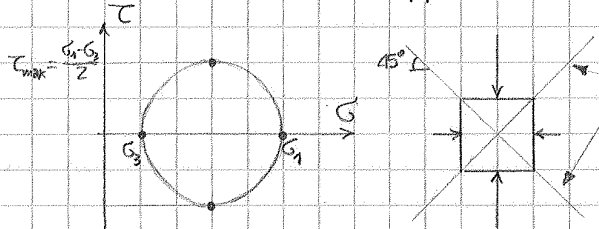
$$\nu_{tg} = \frac{\epsilon_3' - \epsilon_3''}{\epsilon_1' - \epsilon_1''}$$

Coefficiente di Poisson tangente

Le deformazioni del provino si misurano per mezzo di trasduttori resistivi applicati al provino stesso e la cui resistenza varia al progredire della deformazione:

$\Delta R \propto \frac{\Delta L}{L}$ Misurando ΔR si ricavano le deformazioni.

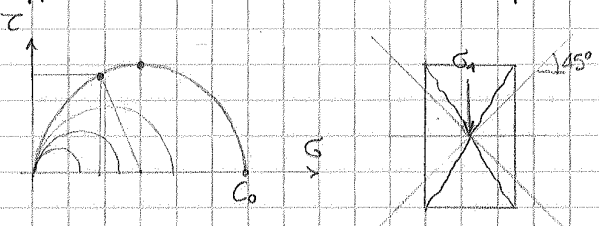
Richiamiamo brevemente la rappresentazione di uno stato tensionale con cerchio di Mohr:



Piani su cui agiscono le τ_{max}

Chiamiamo tensioni principali massime e minime (massime in due dimensioni) quelle agenti sui piani in cui $\tau = 0$. Su tutti gli altri piani abbiamo tensioni normali e tangenziali.

Rappresentiamo con cerchio di Mohr la prova:

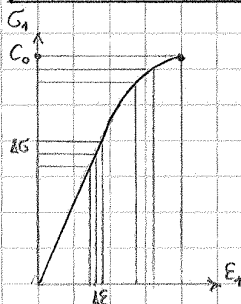


Il provino è omotetico e isotropo. Esso non si rompe sui piani su cui agisce la τ_{max} , ma su piani orientati ad un'inclinazione maggiore di 45° .

15-03-12

Le presse idrostatiche con le quali si esegue la prova di resistenza a compressione uniaxiale possono lavorare secondo due modalità diverse:

- in controllo di carico.



Si imposta a priori una certa velocità di carico mediante una pompa che mette in pressione dell'olio. Il ΔG è costante nel tempo, per tutta la durata della prova. Nella parte lineare, a ΔG costanti corrispondono $\Delta \epsilon$ costanti; nella parte curva, invece, per ΔG costanti i $\Delta \epsilon$ degenerano rapidamente. Quando il provino si rompe, la macchina non trova più una risposta e si ferma.

Acquisito un buon numero di prove, si può applicare la teoria di Franklin:

$$C_0 = 24 \cdot I_s \quad \text{con } \phi = 50 \div 54 \text{ mm}$$

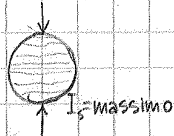
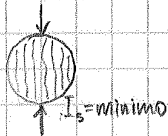
$$C_0 = (14 + 0.175 \phi) \cdot I_s \quad \text{con } \phi > 54 \text{ mm}$$



La rottura si verifica con apertura del prisma in due parti lungo un piano irregolare che ha sostanzialmente la stessa direzione di applicazione del carico.

Facendo una prova di resistenza a compressione uniaxiale, vediamo delle rotture macinate, perché sui piani di rottura ci sono sforzi di taglio; questo è l'evidenza che la rottura è avvenuta per superamento di resistenza al taglio.

Nel point load test, invece, non si forma polverino (il prisma si apre) e il meccanismo di rottura non è proprio per taglio, ma per trazione.



Il point load test è influenzato dall'eventuale anisotropia della roccia: si ottengono valori diversi di I_s al variare della giacitura dei piani di anisotropia rispetto alla direzione di applicazione del carico.

RESISTENZA A COMPRESSIONE TRIASSIALE

La prova presupporrebbe l'applicazione ad un prisma di condizioni realmente tridimensionali: G_1, G_2, G_3 diverse fra loro.

In realtà, è una prova biassiale con un carico assiale simmetrico:

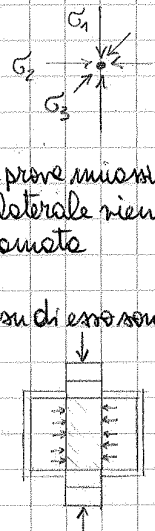
$$G_1 = G_3 \text{ e } G_2 \equiv G_3 = G_2.$$

Si utilizzano prismi identici, per i quali valgono le stesse considerazioni fatte per la prova uniaxiale.

I prismi vengono inseriti in una cella triassiale stagna, in quanto la sollecitazione laterale viene applicata mediante una pressione idraulica generata da olio in pressione ed è chiamata tensione di confinamento.

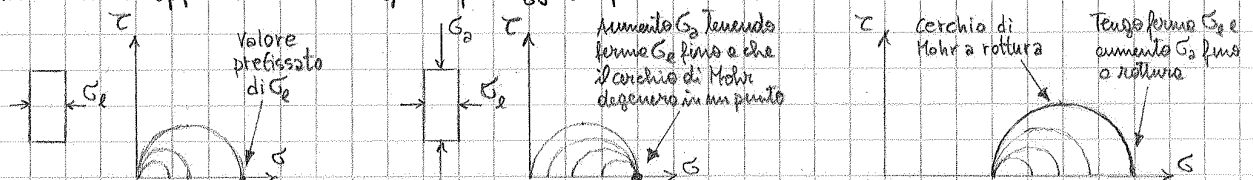
Il prisma è inghiottito (l'olio non deve entrare in contatto diretto con il prisma) e su di esso sono applicati gli estensimetri elettrici.

La cella triassiale va inserita nella pressa, che tramite due cilindri di trasmissione esercita il carico assiale al prisma.

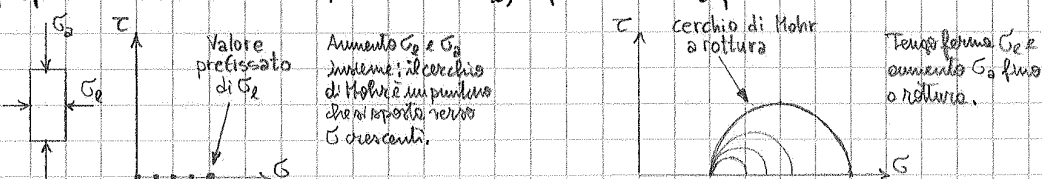


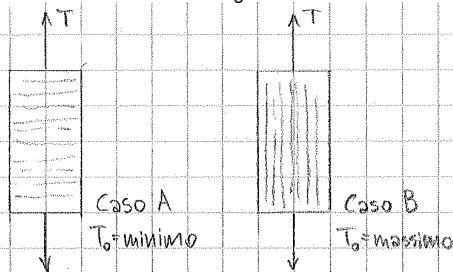
Il carico può essere applicato secondo due modalità alternative:

- 1- Si applica prima la pressione di confinamento fino ad un valore prestabilito e mantenuto costante per tutta la prova. Successivamente, si applica lo G_2 fino a rottura. Vediamo la rappresentazione di questi passaggi sul piano di Mohr:



- 2- Si applicano pressione di confinamento e tensione assiale entrambe crescenti fino al valore di confinamento prefissato. Successivamente, bloccando G_2 , si fa crescere G_3 fino a rottura.

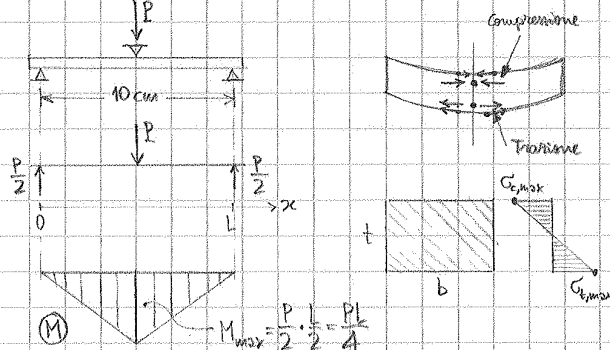




Anche in queste prove l'anisotropia fa sentire il proprio peso.

Solamente, per la determinazione della resistenza a trazione si ricorre a prove indirette, le quali sono più semplici da eseguire, ma permettono comunque di ottenere una condizione per cui il materiale si rompe a trazione.

La prima via è quella di sottoporre il provino ad una prova di flessione. Il provino è una barretta avente in genere sezione rettangolare (base $b = 3 \div 4$ cm, altezza $t = 2 \div 3$ cm) oppure circolare (diametro $D = 2 \div 3$ cm) e lunghezza poco superiore a 10 cm.



La barretta è appoggiata su due coltelli e si applica un carico concentrato in mezzo mediante un altro coltello. Le rocce resistono meno a trazione che a compressione, quindi la rottura sarà raggiunta nella zona di trazione.

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W} \quad \text{con } W = \frac{bt^3}{6} \quad \text{per sezione rettangolare}$$

$$\sigma_t = \frac{P \cdot L}{4} \cdot \frac{6}{bt^3} = \frac{3}{2} \frac{PL}{bt^3} \Rightarrow$$

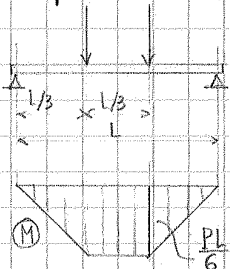
$$T_0 = \frac{3}{2} \frac{P_{rottura} \cdot L}{bt^3}$$

Nel caso di sezione circolare:

$$W = \frac{\pi D^3}{16}$$

$$T_0 = \frac{4 \cdot P_{rottura} \cdot L}{\pi D^3}$$

Queste tipologie di prove porte a valori di resistenza superiori rispetto alle prove dirette, perché non tutti i punti del campione sono sottoposti a trazione.



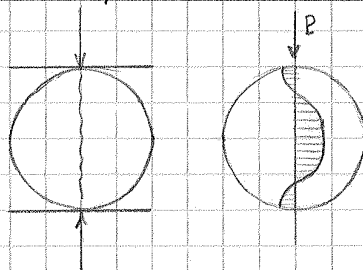
Peropperire, almeno parzialmente, a questo aspetto, la prova di flessione può essere eseguita utilizzando la geometria rappresentata a lato. Statisticamente, in queste modalità viene coinvolta una porzione più ampia del provino.

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W}$$

$$T_0 = \frac{P_{rottura} \cdot L}{bt^3}$$

19-03-12

Un'altra via indiretta per la determinazione della resistenza a trazione è la prova brasiliana, detta anche prova di compressione diametrale di un disco. Il provino ha forma cilindrica.



Il diametro del provino è pari a quello normalizzato, $N_x = 54$ mm, mentre l'altezza è dell'ordine di $0,5 \div 1 N_x$.

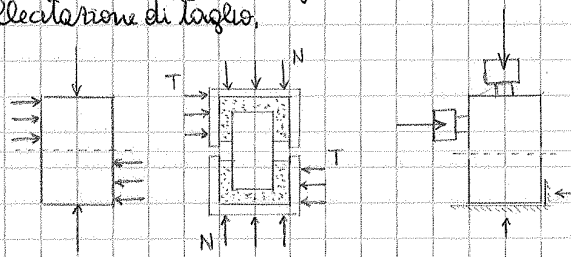
Il cilindretto viene posto fra i piatti di una pressa e sottoposto a compressione diametrale; si produce un piano di rottura nella direzione di applicazione del carico.

Attraverso uno studio analitico, si è visto che a causa del carico così applicato, nel piano diametrale si manifesta un andamento delle tensioni del tipo riportato nella figura e fianco, cioè,

spostandosi verso il centro del provino, le sollecitazioni normali al piano diventano di trazione, con un massimo in mezzo. Aumentando il carico, aumenta questo stato di sollecitazione, fino a quando si raggiunge lo stato di sforzo massimo e il provino si rompe.

RESISTENZA AL TAGLIO

La determinazione della resistenza al taglio è effettuata mediante una prova in cui al provino è applicata una coppia di forze che provoca un tranciamento laterale. Si tratta di una prova di taglio diretto, cioè in cui si impone in un determinato punto una certa sollecitazione di taglio.



Iniziamo ad analizzare una prova di taglio diretto su un provino integro. Bisogna inserire il provino in una scatola di taglio costituita da due parti e in di esse si agisce. È difficile trovare il provino perfetto che si incastrerà perfettamente nella scatola; allora viene interposto un materiale cementante tra provino e scatola.

La scatola va poi inserita in una macchina che, tramite martinetti, esercita i carichi. Durante la prova, N è mantenuto costante, mentre T è fatto aumentare.

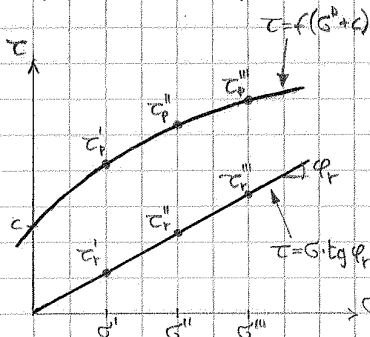
Prima di iniziare la prova occorre misurare la sezione trasversale A del provino, per poter ricavare poi gli sforzi: $\sigma = N/A$ e $\tau = T/A$.



Durante la prova si misura lo spostamento laterale δ .

All'inizio aumentando la T si osservano spostamenti laterali piccoli, perché il materiale è continuo e reagisce rigidamente (tratto rettilineo). A un certo punto, si raggiunge una T di picco per cui viene a mancare la coesione (cioè la continuità del materiale); si verifica la rottura. Successivamente, la resistenza diminuisce, ma non va a zero, perché permane una resistenza residua legata all'attrito; nello stesso tempo, lo spostamento assume valori notevoli, a causa della discontinuità del materiale.

Ciascuna curva è ottenuta con un certo sforzo normale σ che rimane costante durante tutta la prova. Riportando le curve ottenute da prove in cui σ assume valori diversi, si nota che più è elevato lo sforzo normale, più è alta la resistenza al taglio.



Diagrammando nel piano T, σ i valori di T_p (picco) e T_r (residuo) ottenuti da diverse prove (che differiscono tra loro per il valore di σ), è possibile tracciare l'involuppo di resistenza di picco e l'involuppo di resistenza residua.

L'involuppo di resistenza di picco è curvilineo e prolungato verso σ piccole, interseca l'asse delle T in un valore diverso da zero detto coesione c .

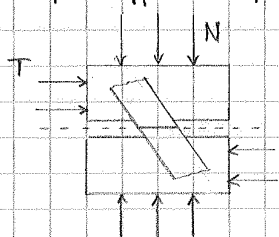
L'involuppo di resistenza residua è rettilineo e interseca l'asse T nell'origine; questo perché la coesione è nulla. Infatti, fisicamente,

è una resistenza dopo superamento della continuità (c'è solo più attrito). La pendenza è detta angolo d'attrito residuo ϕ_r .

Per quanto riguarda invece l'angolo d'attrito di picco ϕ_p , esso varia e, in particolare, diminuisce all'aumentare di σ . L'involuppo, teoricamente, è uguale a quello che si otterrebbe con le prove triassiali. Il fatto che la preparazione dei provini sia più semplice per le prove triassiali piuttosto che per quelle di taglio, spiega il perché si preferisce eseguire le prime.

20-03-12

Molto più diffusa è la prova di resistenza al taglio su provini contenenti una frattura.



In genere si lavora su una spessa di cotta. Si taglia la cotta e corolla della frattura e si mette nella scatola di taglio in modo da far coincidere la frattura con il piano di scorrimento della scatola. Per il resto, la modalità esecutiva non differisce da quella descritta per i provini integri.

Da prove eseguite con differenti livelli di σ si può formulare sul piano di Mohr un criterio di rottura.

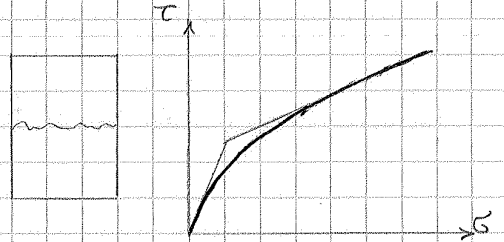
dato dall'inclinazione dei denti di sege.

Dunque, quando G è basso, il meccanismo di resistenza avviene per scorrimento.

• Per $G > G_{lim} \Rightarrow \tau = c + G \cdot \tan \varphi$

Il meccanismo di resistenza è condizionato dal tranciamento dei setti di discontinuità, quindi entra in gioco la coesione.

In realtà, le discontinuità sono irregolari nella loro forma, quindi i due meccanismi coesistono e vengono attivati in misura diversa, l'uno rispetto all'altro, in funzione di G .
Dunque, si ha una transizione continua, senza punti singolari, come riportato nella figura a fianco.
Ci proponiamo ora di studiare l'equazione del criterio di resistenza di picco. Sono state sviluppate due formulazioni, che vengono presentate qui di seguito.



1) Criterio di resistenza di Ladanyi - Archambault

$$\tau_p = \frac{G_n(1-a_s)(v + \tan \varphi_B) + \tau_r a_s}{1 - (1-a_s) \cdot v \cdot \tan \varphi_B}$$

A rappresenta la resistenza dovuta allo scorrimento (scorrimento), mentre B rappresenta la resistenza dovuta alla rottura delle asperità.

L'espressione nel suo complesso descrive la transizione del fenomeno di scorrimento trasversale su una discontinuità rugosa tra i comportamenti estremi: di solo scorrimento (per $G_n \rightarrow 0$), e di totale tranciamento delle asperità (per $G_n \gg G_{lim}$).

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{G_n}{G_j}\right)^L \quad \text{con } L = 1.5$$

$$v = \left(1 - \frac{G_n}{G_j}\right)^K \cdot \tan i \quad \text{con } K = 4$$

G_j è un parametro costante: è sostanzialmente il massimo valore che può raggiungere G_n senza rompere la discontinuità (resistenza a compressione della discontinuità).

Lo i è un i medio delle rugosità.

Dato lo sviluppo lineare della discontinuità, a_s rappresenta la sommatoria di tutte le sezioni dei picchi di discontinuità dove avviene la frattura, rapportata alla sezione totale.

Per G_n che tende a valori alti, $a_s \rightarrow 1$, mentre per G_n che tende a 0, $a_s \rightarrow 0$.

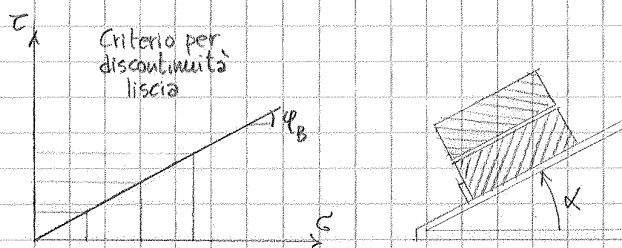
Per contro, v è funzione dell'angolo i . Per G_n che tende a valori alti, $v \rightarrow 0$, mentre per G_n che tende a 0, $v \rightarrow \tan i$.

Per quanto detto, allora:

• Per G_n che tende a 0: $\tau_p \rightarrow G_n \cdot \frac{\tan i + \tan \varphi_B}{1 - \tan i \cdot \tan \varphi_B} \Rightarrow \tau_p \rightarrow G_n \cdot \tan(\varphi_B + i)$

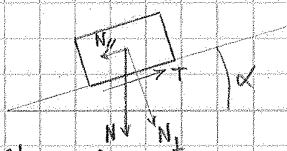
• Per G_n che tende a valori alti: $\tau_p \rightarrow \tau_r$

Tilt test



Il tilt test è una prova di scorrimento su piano inclinato che permette di determinare ϕ_B . Il provino è costituito da due elementi separati da una superficie liscia. Il blocco inferiore viene tenuto fermo mentre il piano viene inclinato di un angolo via via crescente, finché si ha lo scorrimento dell'elemento superiore su quello inferiore.

Nel momento dello scorrimento $\alpha = \phi_B$. Dimostriamolo.



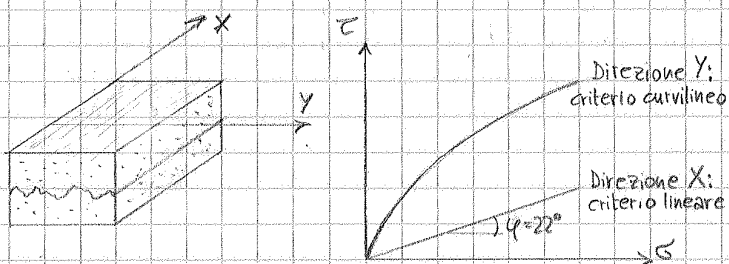
Forze attive: $N_{\parallel} = N \sin \alpha$

Forze resistenti: $T = N_{\perp} \tan \phi_B = N \cos \alpha \tan \phi_B$

All'equilibrio:

$$N_{\parallel} = N_{\perp} \tan \phi_B \Rightarrow N \sin \alpha = N \cos \alpha \tan \phi_B \Rightarrow \tan \alpha = \tan \phi_B \Rightarrow \alpha = \phi_B \quad \text{c.v.d.}$$

Anisotropia



L'immagine raffigura un campione di roccia orientata in una discontinuità che nella direzione X ha una traccia abbastanza piana, mentre nella direzione Y si presenta ruvida. Da ciò si evince che anche le discontinuità possono essere anisotropiche. Quindi la resistenza al taglio dipende anche dalla direzione di applicazione del carico in relazione alle caratteristiche della discontinuità.

carico in relazione alle caratteristiche della discontinuità.

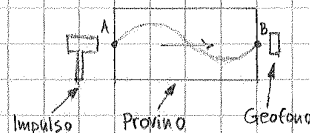
DETERMINAZIONE DELLA RIGIDEZZA CON INDAGINI GEOFISICHE

Una prova sperimentale per determinare la rigidità delle rocce, anziché ricorrere alle prove di resistenza a compressione uniaassiale, è costituita dalle indagini geofisiche di tipo sismico. Le onde di compressione si trasmettono nel mezzo con una velocità v_p data da:

$$v_p = \sqrt{\frac{E \cdot g \cdot (1 - \nu)}{\gamma_m \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}}$$

Se la lunghezza del percorso dell'onda è dello stesso ordine di grandezza della lunghezza d'onda, la formula precedente si semplifica come:

$$v_p = \sqrt{\frac{E \cdot g}{\gamma_m}}$$



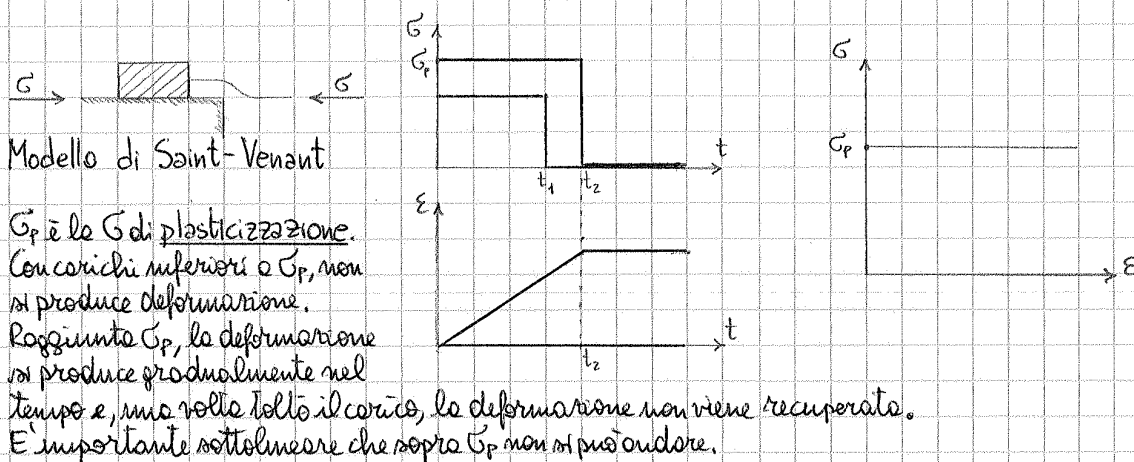
Misurando il tempo di arrivo dell'onda di compressione t_{AB} tramite il geofono e la distanza percorso $\overline{AB}$ si calcola v_p come:

$$v_p = \frac{\overline{AB}}{t_{AB}}$$

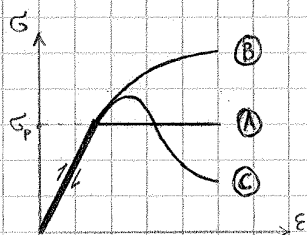
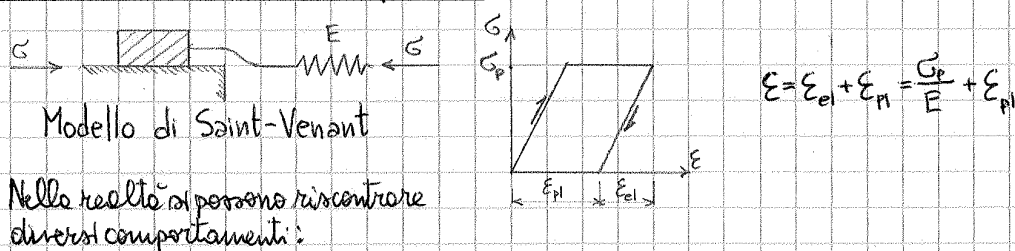
g (accelerazione di gravità) è nota, mentre il peso di volume γ_m può essere ricavato da $\gamma_m = \frac{P_{\text{provino}}}{V_{\text{provino}}}$.

Utilizzando la formula semplificata, dalla prova si può quindi ricavare indirettamente il modulo elastico della roccia, che in queste condizioni è indicato come modulo elastico dinamico E_d .

Modello di materiale perfettamente plastico

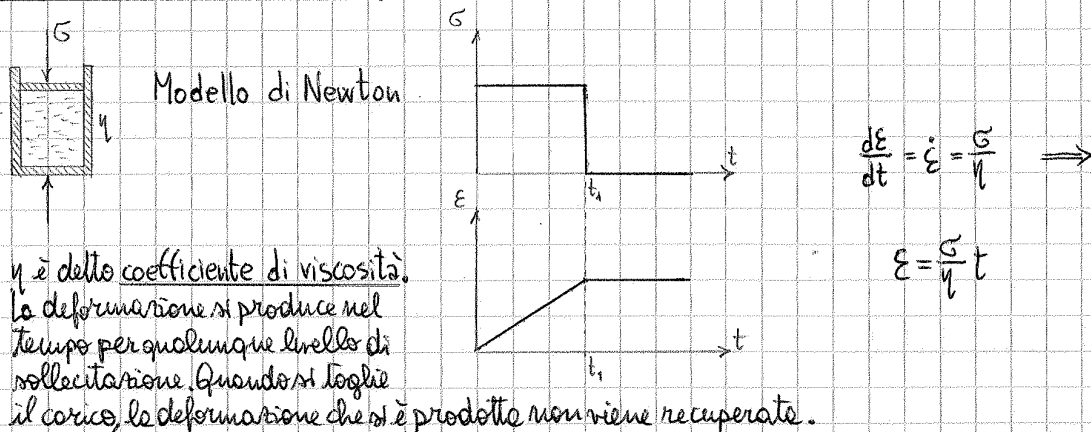


Modello di materiale elasto-plastico

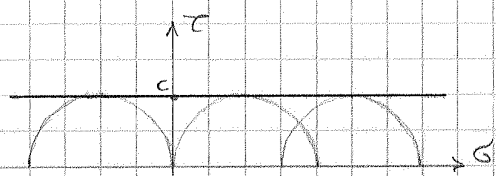


- (A) Materiale perfettamente plastico
- (B) Materiale plastico con indurimento
- (C) Materiale plastico con rammolimento

Modello di materiale viscoso



Criterio di rottura di Coulomb



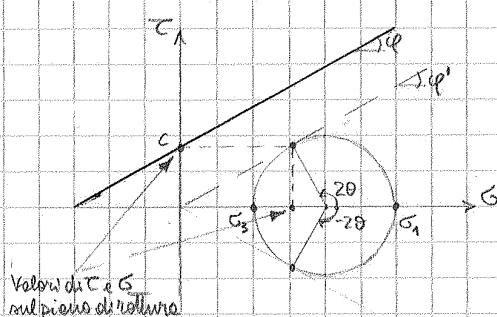
$$\tau_{max} = c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Il criterio di rottura è rappresentato da una retta orizzontale nel piano τ - σ . A questo criterio corrisponderebbero cerchi di rottura con stesso

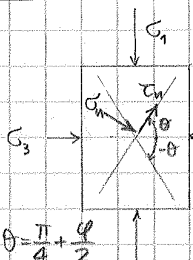
tensione deviatorica. Infatti, Coulomb aveva ipotizzato che tutti i materiali avessero la stessa rottura quando venisse raggiunto un certo valore di τ .

Questo criterio è valido per il acciaio, non molto per i materiali naturali.

Criterio di rottura di Coulomb-Navier



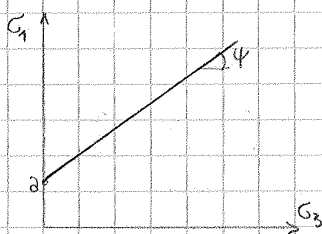
Valori di τ e σ sul piano di rottura



$$|\tau_n| = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

Il criterio è riconosciuto valido per:

- Le rocce come materiale, per valori non troppo alti e non troppo bassi.
- Per i terreni, solo che per valori di σ negativi.
- Le discontinuità libere nelle rocce.



Spesso il criterio di resistenza viene descritto in termini di tensioni principali a rottura.

$$\sigma_1 = a + \sigma_3 \cdot \tan \varphi$$

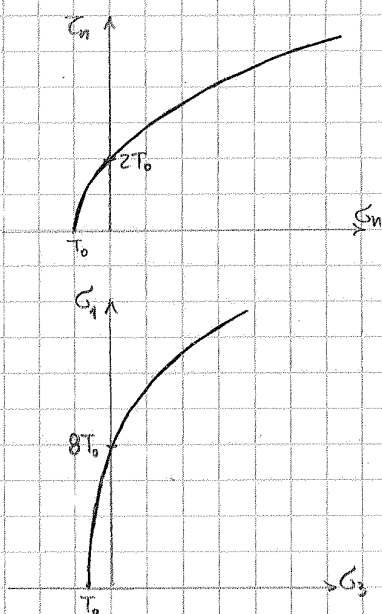
dato che: $a = c_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$

e $\tan \varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \Rightarrow$

$$c_1 = \frac{2c \cdot \cos \varphi + c_3(1 + \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi}$$

27-03-12

Criterio di rottura di Griffith (o della rottura fragile)



$$\tau_n^2 = 4 T_0 (\sigma_n + T_0) \Rightarrow$$

$$\tau_n = 2 \sqrt{T_0 (\sigma_n + T_0)} \quad \text{e} \quad \tau_n = 2 T_0 \sqrt{\frac{\sigma_n}{T_0} + 1} \quad \text{con } c = 2 T_0$$

Secondo Griffith, le rocce presentano un criterio di forma parabolica ed è sufficiente determinare T_0 (prova a trazione) per ricavarlo.

Il criterio si dipende la resistenza dal parametro di trazione perché nella realtà non si ha a che fare con un continuo ideale, ma con un materiale che presenta microcrack. In corrispondenza degli apici di queste microcrack si generano sforzi di trazione, responsabili della rottura. Tanto più la roccia è elastofragile, tanto più il criterio di Griffith è rappresentativo. Lo stesso criterio può essere espresso in funzione delle tensioni principali:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8 T_0 (\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{con } c_0 = 8 T_0$$

CAPITOLO 2

Caratterizzazione e classificazione delle masse rocciose

Passando dalle rocce intese come materiali alle masse rocciose, occorre prendere in considerazione due aspetti: il cambiamento di scala e le discontinuità. La massa rocciosa, infatti, è composta dal litotipo e dal materiale "discontinuità", le cui caratteristiche vanno indagate.

Si deve creare un modello geometrico e geomeccanico; questo si fa per gradi.

In particolare, in questo capitolo, la metodologia di indagine sarà spesso di superficie ed è chiamata rilievo geostrutturale. Questo può essere definito come un metodo di indagine sul posto che consiste nella descrizione quantitativa delle discontinuità delle masse rocciose. Il rilievo si esegue in sito, generalmente in superficie, delimitando un'area di indagine e misurando dei parametri, che andranno poi interpretati. L'estensione dell'area di indagine è commisurata al tipo e alle dimensioni dell'opera considerata. Se l'area è molto estesa, l'indagine non va eseguita su tutta la sua estensione, ma su un'area campione che sia rappresentativa, scelta in modo opportuno. Occorre, però, prima individuare se nell'area di studio siano presenti uno o più domini strutturali. Ciascun dominio strutturale è caratterizzato dal litotipo e dalle caratteristiche delle discontinuità. Se sono presenti due domini strutturali sarà necessario individuare, almeno, due aree campione, una per ciascun dominio.

Se non ci sono scavi pregressi, il rilievo geostrutturale è eseguito sugli affioramenti rocciosi. È bene agire su superfici diversamente orientate.

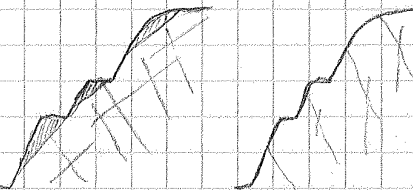
Il rilievo può essere:

- **Oggettivo.** Non c'è soggettività di interpretazione. I parametri sono determinati sulla base di un grande numero di valori trattati statisticamente. È raccomandato quando la situazione è difficile da interpretare visivamente e/o c'è poca esperienza.
- **Soggettivo.** Mentre si esegue l'indagine si comincia a interpretare la condizione strutturale, misurando i valori più rappresentativi. È raccomandato quando la situazione è ben interpretabile e/o c'è esperienza.

I parametri da misurare per ciascuna discontinuità sono: giacitura, spaziatura, persistenza, forma e rugosità, resistenza di parete, apertura, riempimento, presenza d'acqua.

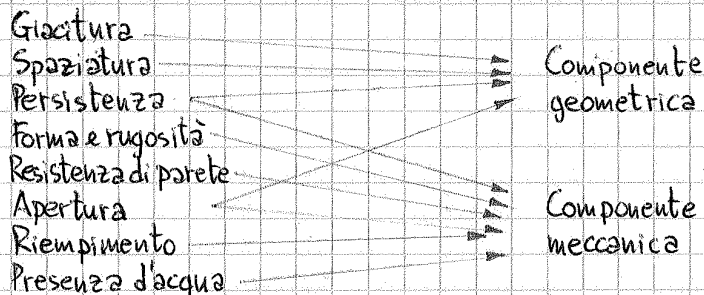
Questi 9 parametri servono a definire un modello di riferimento. Questo presenta due componenti: una geometrica e una meccanica.

Immaginiamo di voler scivolare su pendio secondo un certo profilo in una massa rocciosa con delle discontinuità orientate in certe giaciture. Vorremmo sapere e capire se questa geometria è compatibile.



La definizione della geometria del modello ci porta a riconoscere potenziali cinematismi. La definizione della componente meccanica del modello ci porta a capire, invece, se questi cinematismi sono ottimali o meno, valutando le caratteristiche meccaniche del problema (in particolare la resistenza al taglio delle discontinuità).

Dei 9 parametri da misurare, alcuni servono a definire la componente geometrica, altri quella meccanica:



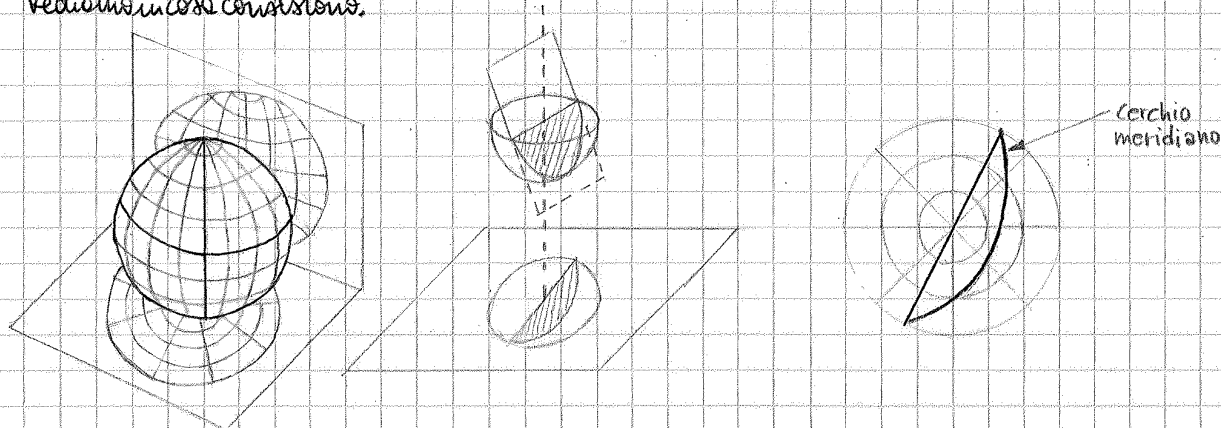
L'inclinazione va letta sulla scala graduata delle cerniere. Tolscala ha un tratto nero e un tratto rosso e occorre ricordare in quale tratto è stata letta l'inclinazione. Infatti, la deep direction andrà letta sull'ago in corrispondenza dell'estremità:

- rosso, se l'inclinazione è stata letta sulla scala rossa;
- nero, se l'inclinazione è stata letta sulla scala nera.



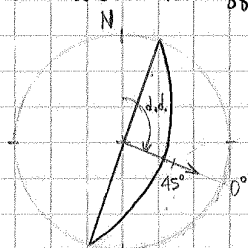
Abbiamo detto che per ogni piano di discontinuità occorre effettuare queste misurazioni. Per avere un quadro rappresentativo, come ordine di grandezza sarebbe opportuno avere un centinaio di dati per ogni dominio strutturale.

Una volta raccolti tutti i dati ci si pone il problema del loro trattamento. A tal fine, si ricorre alle proiezioni stereografiche, che sono un metodo di rappresentazione grafica della giacitura, ma anche uno strumento utile all'interpretazione dei dati di giacitura. Vediamo in cosa consistono.



Consideriamo una sfera con riportati meridiani e paralleli. Proiettiamo sfera, meridiani e paralleli su dei piani. Sono possibili due tipi di proiezioni: equatoriale e polare. Per rappresentare un piano si proietta metà sfera (l'emisfero inferiore) sul piano di riferimento. Si considera poi il generico piano e lo si fa passare per il centro della sfera; l'intersezione fra piano e sfera è un semicerchio. Si proietta anche questa intersezione, si indica il Nord magnetico e si divide in 360° . La linea di intersezione proiettata è detta cerchio meridiano.

Vediamo come si leggono le informazioni di giacitura da una rappresentazione.



La direzione del piano è data dalla retta diametricale che congiunge gli estremi del piano. Per leggere l'inclinazione si fa corrispondere il raggio del cerchio a 90° e si va a vedere dove il cerchio meridiano interseca il raggio.

d.d. 115° , inclinazione 55°



Piano orizzontale

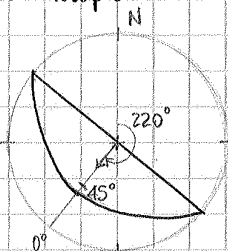


Piano verticale

Vediamo come si rappresentano in proiezione stereografica i valori di un piano.

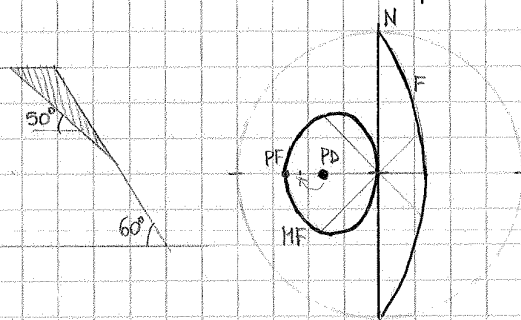
d.d. 220°

inclinazione 40°



Partendo dal nord, si ruota in senso orario di 220° e si disegna il vettore immersione. Ortogonalmente a questo, si disegna la direzione del piano. Si fa corrispondere il raggio a 90° e in corrispondenza di 40° si fa passare il cerchio meridiano.

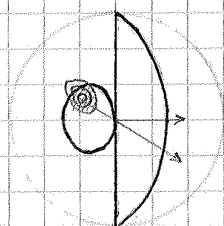
Vediamo in cosa consiste il test. Consideriamo un pendio e rappresentiamone il fronte con un cerchio meridiano, tracciandone anche la linea di Markland. Rappresentiamo con poli le discontinuità rilevate in sito. Si può verificare una situazione del tipo seguente:



F = Cerchio meridiano del fronte
 PF = Polo del fronte
 MF = Linea di Markland del fronte
 PD = Polo della discontinuità.

In questo caso, la discontinuità ha la stessa direzione del fronte e inclinazione minore. Abbiamo quindi individuato l'esistenza di un cuneo delimitato da fronte e discontinuità,

con conseguente possibile cinemotismo di scivolamento planare.

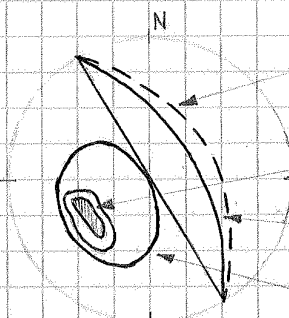


In generale, quindi, i sistemi di discontinuità i cui poli si trovano all'interno della linea di Markland danno possibilità di scivolamento. A fianco è rappresentato un sistema di discontinuità in cui una serie di piani può dare luogo a cinemotismi planari rispetto al fronte.

02-04-12

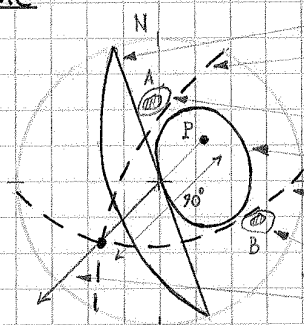
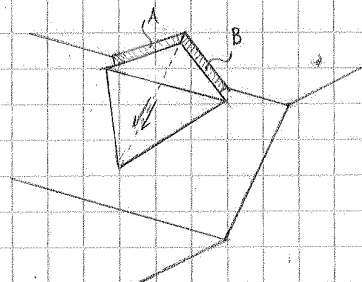
Vediamo le diverse tipologie di cinemotismo che si possono verificare.

1) Scivolamento planare



Cerchio meridiano "medio" del sistema di discontinuità.
 Sistema di discontinuità.
 Cerchio meridiano del fronte.
 Linea di Markland del fronte.

2) Scivolamento tridimensionale



Cerchio meridiano del fronte
 Cerchio meridiano del sistema di discontinuità B
 Sistema di discontinuità A
 Linea di Markland del fronte
 Cerchio meridiano del sistema di discontinuità A
 Sistema di discontinuità B
 Direzione della linea di intersezione tra piano A e piano B.

Se il polo P della linea di intersezione tra piano A e piano B cade all'interno della linea di Markland, il tetraedro si può muovere, perché la linea di intersezione è a frangipoggio.

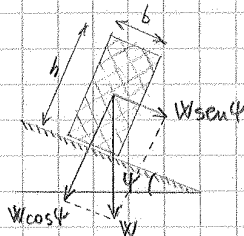
Nel pendio ① si avranno scivolamenti planari lungo i piani di tipo A, con lastro di interrotti talvolta da piani di tipo B.

Nel pendio ②, invece, si avranno ribaltamenti di elementi lastroidi delimitati da piani di tipo B e interrotti talvolta da piani di tipo A.

Dall'esempio fatto si evince come, a parità di geometria interna in termini di giacitura, valori diversi di spaccatura conducono a cinematismi di tipologia diversa.

03-04-12

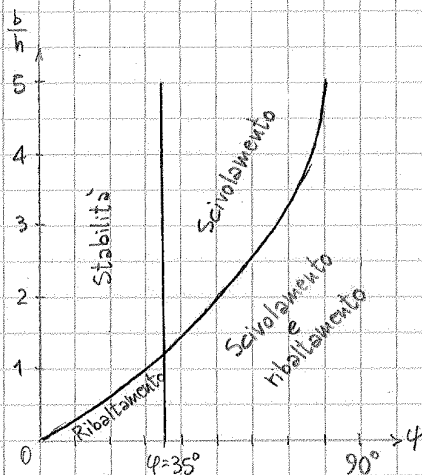
Questi concetti possono essere chiariti ulteriormente nel seguente modo. Consideriamo un blocco posto su un piano inclinato e sottoposto all'azione del peso proprio.



La condizione di stabilità, considerando le superfici libere, è:

$$W \sin \varphi = (W \cos \varphi) \tan \varphi \quad \text{con } \varphi \text{ angolo d'attrito}$$

Come abbiamo già dimostrato, inclinando il piano gradatamente, il blocco si muoverà quando $\varphi = \varphi$.



In realtà, a seconda del valore di φ e della geometria, rappresentata dal rapporto b/h , si possono verificare condizioni diverse:

- Stabilità
- Ribaltamento
- Scivolamento
- Scivolamento e ribaltamento.

Questo blocco rappresenta il volume di roccia unitario, mentre b e h sono legate alle spaccature delle discontinuità e alla forma del volume unitario.

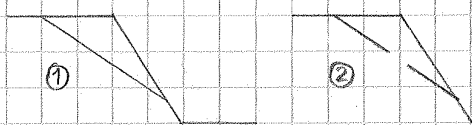
È possibile quindi ricavare un criterio, assieme al test di Markland, che dà indicazione sulla possibilità dell'instaurarsi di un cinemismo e sulla sua tipologia.

Infine, è importante sottolineare un aspetto importante della spaccatura: essa è uno tra i parametri che entrano in gioco nella classificazione delle masse rocciose. Infatti, l'indice RQD, determinato con sondaggi, dipende dalla spaccatura: maggiore è la spaccatura, maggiore è l'indice.

A tal proposito, la spaccatura può quindi essere utilizzata per stimare l'indice RQD senza aver ancora eseguito sondaggi.

PERSISTENZA

La persistenza rappresenta il grado di continuità della discontinuità, ossia la percentuale della superficie ideale su cui giace la discontinuità che è effettivamente occupata dalla discontinuità.



Nel pendio ① la discontinuità è totalmente persistente, poiché è presente su tutto il piano ideale che la contiene. Nel pendio ②, invece, la discontinuità non è totalmente continua; lungo il suo sviluppo, infatti, è presente un ponte di roccia, il cui significato fisico è molto

relevante, poiché esso costituisce un vincolo importante allo scivolamento del blocco.

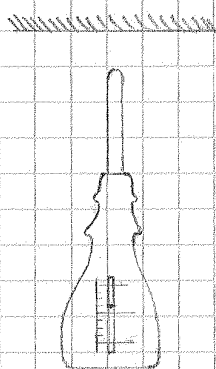
Quantificare la persistenza di una discontinuità è molto difficile, perché la sua area non è visibile; inoltre, spesso nelle masse rocciose ci sono diversi sistemi di discontinuità, ciascuno dei quali potrebbe non essere persistente, ma la cui intersezione potrebbe essere totalmente persistente. Per queste ragioni, vista l'incertezza di determinazione del parametro, ossumeremo sempre per i sistemi di discontinuità persistenti pari al 100%.

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & \tau = G \cdot \tan \varphi_p \\ \textcircled{2} \quad & \tau = G \cdot \tan(\varphi_p + i) \\ \textcircled{3} \quad & \tau = G \cdot \tan\left(\varphi_p + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n}\right) \\ & = G \cdot \tan \varphi_p \\ \textcircled{4} \quad & \tau = G \cdot \tan(\varphi_p + i) \end{aligned}$$

Per una discontinuità di tipo $\textcircled{4}$, il criterio sarebbe $\tau = G \cdot \tan(\varphi_p + i)$. In realtà, però, quando ci sono sia rugosità che ondulazione, si trascura l'ondulazione i e il criterio usato è $\tau = G \cdot \tan \varphi_p$. Questo per un motivo fisico-contintivo: l'effetto del sormontamento i si verifica quando i dentelli si sono già rotti e quindi la loro resistenza di picco è già stata persa.

JCS è il joint compressive strenght e rappresenta la resistenza di parete, cioè la resistenza che offrono i dentelli di una discontinuità rugosa. Il JCS può essere determinato in 2 modi:

1) Martello di Schmidt



Il martello di Schmidt è uno strumento costituito da un cursore contrastato da una molla che viene applicato ortogonalmente alla superficie. Sullo strumento è riportata una scala graduata con un indice mobile. Premendo il martello sulla superficie, la molla si carica e il cursore rimbalza, facendo muovere l'indice sulla scala graduata. L'entità del rimbalzo è funzione dell'elasticità del mezzo. Nelle rocce, il modulo elastico va di pari passo con la resistenza a compressione.

Esistono due tipi di martello:

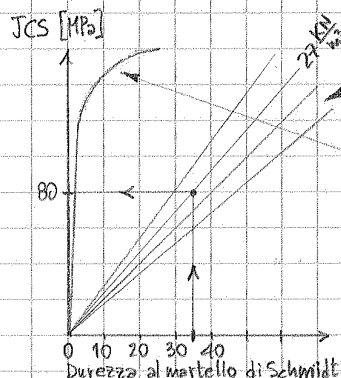
- Tipo N: per i calcestruzzi.
- Tipo L: per le rocce.

Il martello deve essere sempre e solo usato ponendolo ortogonalmente alla superficie della discontinuità; si dovranno quindi fare delle correzioni, ricorrendo a valori tabulati, in funzione della geometria.

Operativamente, si fa una decina di prove sulla stessa discontinuità, ma in punti diversi; si fa la media dei 5 valori più alti e ad essa si applica la correzione angolare. Si ottiene così il valore corretto di rimbalzo.

Per ricavare il JCS, bisogna ricorrere all'abaco riportato sotto.

Si entra dall'asse delle ascisse con il valore di rimbalzo corretto, fino ad intersecare la retta corrispondente alla densità della roccia considerata e si va a leggere sull'asse delle ordinate il relativo valore di JCS.



Fascio di rette, equine corrispondente ad un valore di densità della roccia. Per la gran parte delle rocce, la densità si aggira attorno a $2,7 \text{ KN/m}^3$.

Curva che dà indicazione sull'errore che si può commettere nella stima di JCS; l'errore è tanto più alto quanto maggiore è JCS.

2) Indice da prove manuali

Il JCS viene stimato in base alla risposta della roccia ad un'azione meccanica manuale. Si utilizzano un martello da geologo e un coltello con lama d'acciaio, facendo riferimento alla seguente tabella:

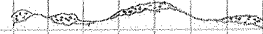
RIEMPIMENTO

È quell'eventualità in cui i due lembi della discontinuità siano separati da un materiale diverso da quello della matrice rocciosa. Quando è presente riempimento non si parla più di aperture della discontinuità, ma di spessore del riempimento t .

La presenza del riempimento, avendo esso caratteristiche diverse (e in genere più deboli) di quelle delle superfici affacciate, determina un effetto sulla resistenza al taglio della discontinuità, che in questo caso deve essere valutata opportunamente.

Modi in cui può presentarsi il riempimento sono variabilissimi. Esso può avere due origini:

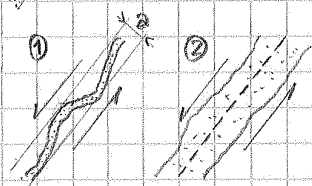
a)  In discontinuità originariamente aperte per qualche motivo il flusso di acque meteoriche ha trasportato e depositato del materiale, che generalmente non ha la stessa origine della roccia che lo contiene; solitamente, si tratta di materiale fine.

b)  La percolazione dell'acqua attraverso le discontinuità, anziché trasportare materiale, ha alterato le rocce madri.

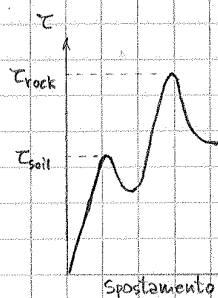
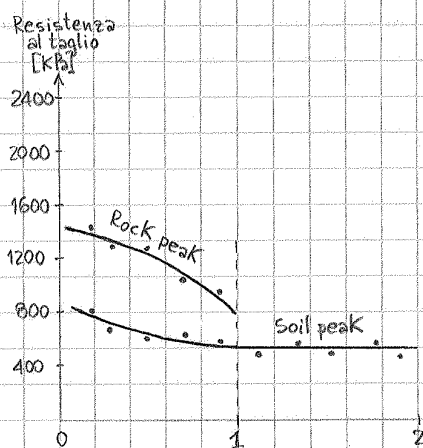
Questa grande variabilità ha fatto sì che fino ad oggi non si sia arrivati a formulare un criterio di resistenza per le discontinuità con riempimento.

Possiamo però studiare una strada indiretta per cercare di attribuire un valore di resistenza al taglio.

Operativamente, si preleva un po' di materiale di riempimento e lo si sottopone a delle prove di classificazione (limiti di Atterberg), usando poi le correlazioni che danno informazione sulla resistenza al taglio.



Bisogna poi determinare lo spessore del riempimento t ; infatti, il parametro che entra in gioco è il rapporto fra lo spessore del riempimento e l'ampiezza a della rugosità. Se lo spessore è piccolo rispetto all'ampiezza, come nel caso ①, i picchi di rugosità entrano in contatto e la resistenza al taglio è quella dei lembi della roccia affacciati. Se, invece, lo spessore è grande rispetto all'ampiezza, il piano di rottura si forma nel corpo del riempimento e la resistenza al taglio è quella del riempimento stesso.



A fianco è riportato il risultato di uno studio di ricerca, nel quale sono state create delle discontinuità artificiali con riempimento, ciascuna delle quali è stata sottoposta a prove di taglio. Ciascuna prova di taglio mostra un primo picco relativo al riempimento

e un secondo picco, maggiore del precedente, relativo ai picchi di rugosità della roccia, con un successivo residuo definitivo. I risultati delle varie prove di taglio sono stati riportati in un diagramma che esprime la resistenza

al taglio in funzione dello spessore relativo t/a . Dal grafico si evince che:

- Se $t/a > 1$, cioè $t > a$, i picchi di rugosità dei due lembi non entreranno mai in contatto; non si manifesta il secondo picco e la resistenza al taglio è sempre la stessa. Quindi, la resistenza al taglio della discontinuità è pari alla resistenza al taglio del riempimento.
- Se $t/a < 1$, cioè $t < a$, i picchi di rugosità dei due lembi entreranno in contatto; la resistenza di picco della roccia si manifesta ed è più alta di quella di picco del riempimento.

Al limite, quando $t=0$ la τ di picco è la τ_p di Barton.

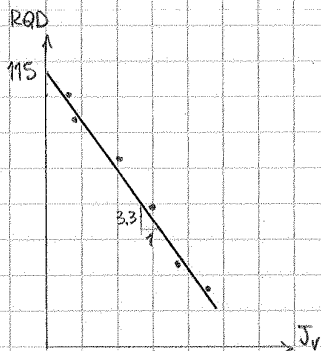
Operativamente, noi relazioniamo il picco del riempimento, misuriamo a (con il pettine di Barton) e t e ricaviamo τ_p con la teoria di Barton; alla fine sovrappiamo in che zona del grafico ricadiamo e possiamo cercare di stimare la resistenza al taglio.

JOINT VOLUME J_v

Il Joint Volume è la sommatoria delle frequenze dei vari sistemi di discontinuità presenti in una certa massa rocciosa:

$$J_v = \sum_{i=1}^n f_i \quad \text{dove } n \text{ è il numero di sistemi di discontinuità presenti.}$$

In pratica, è un indice sintetico che esprime il numero di discontinuità su un volume unitario di roccia. Più la massa è frammentata, più il J_v è elevato.



Perlando della spaccatura s , è stato detto che l'indice RQD è funzione di tale parametro; tale relazione, però, tiene conto di un solo sistema di discontinuità.

Una correlazione lineare più significativa, poiché tiene conto di tutti i sistemi di discontinuità, è quella che lega l'indice RQD a J_v , espresso dalla seguente equazione:

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot J_v$$

Intuitivamente, si nota che all'aumentare di J_v si ha una diminuzione dell'indice RQD.

SONDAGGI

Potrebbe essere utile integrare le osservazioni fatte in superficie anche nella terza dimensione, mediante sondaggi; questo potrebbe confermare o integrare i dati relativi al rilievo esterno.

Infatti, la fascia esterna della massa rocciosa si trova in una condizione meno gravosa rispetto alle porte interne.

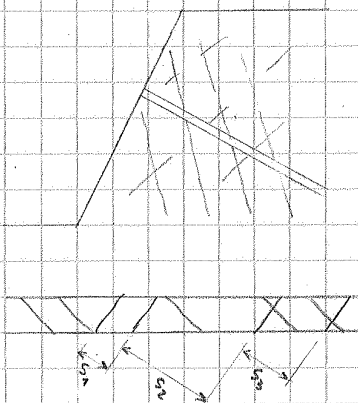
Tuttavia, queste osservazioni hanno dei limiti, legati alla quantità di informazioni che è possibile ricavare.

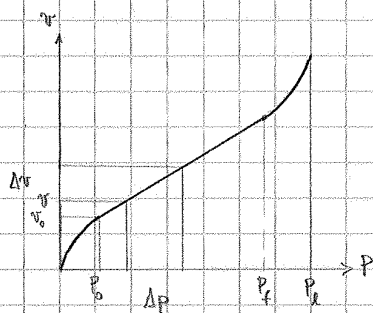
In primo luogo, si lavora sulle carote di sondaggio.

È possibile individuare la giacitura relativa dei diversi sistemi di discontinuità, ma non quella assoluta. La spaccatura, invece, è facile da determinare (vedi figura a lato). La rugosità è misurabile con il pettine di Barton. La resistenza di parete può essere determinata misurando lo spessore di carota e sottoponendolo alle prove del martello di Schmidt sulla superficie della discontinuità. Per l'apertura è possibile solo coprire la discontinuità e aperta o chiusa.

Non si ricavano però informazioni riguardo a persistenza, forma, riempimento e presenza d'acqua.

Adattamente, oltre all'osservazione sulle carote di sondaggio, si usano il foro con sonde televisive dotate di bussola, con cui si può determinare la giacitura e che permettono di ottenere informazioni aggiuntive circa apertura, riempimento e presenza d'acqua (inteso come livello piezometrico).





L'andamento della deformazione volumetrica in funzione della pressione è riportato nel grafico a fianco.

Si parte da una pressione nulla.

C'è un primo tratto più deformabile, in quanto la reimpastazione del foro consente il rilascio dello stato tensionale pregresso.

C'è poi un secondo tratto lineare, in cui la reazione del terreno è elastica.

Infine, c'è un terzo tratto di plasticizzazione, in cui la risposta del terreno è plastica (irreversibile), fino al

collasso del foro.

Il modulo di deformazione E_d è calcolato come:

$$E_d = 2.66 (v_0 + v) \frac{\Delta P}{\Delta v}$$

Con il pressiometro è inoltre possibile determinare anche altri parametri, considerando le seguenti relazioni:

$$\frac{P_e}{P_c} \approx 1.7$$

$$c_u = \frac{P_e - P_0}{5.5}$$

$$c_u = \frac{P_e - P_0}{5.5} \rightarrow$$

$$\text{per } P_e < 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\text{per } P_e > 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

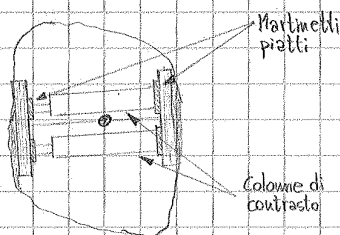
dove c_u è la coesione non drenata

Prove sulle rocce

Per le rocce, ci si appoggia concettualmente alle prove eseguite sui terreni, tenendo conto, però, di due sostanziali differenze:

- Per avere un'entità di deformazione significativa nelle rocce bisogna agire con carichi molto maggiori.
- Cambia lo scala del problema.

Prova di carico su piastra in galleria



È una prova eseguita solo per grandi opere in sotterraneo, perché è molto costosa e laboriosa. Si realizza un cunicolo di diametro pari a circa 2m e lo si prepara senza disturbare troppo la roccia. Il carico viene applicato su superficie con battenti di cemento, mediante martinetti piatti e colonne di contrasto e si misura la deformazione nella stessa direzione del carico.

24-04-12

Metodo sismico

È una prova indiretta che sfrutta la relazione

$$v_c = \left[\frac{E \cdot g \cdot (1-\nu)}{\gamma_n \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \right]^{1/2}$$

dove v_c è la velocità delle onde elastiche di compressione nella roccia (funzione del mezzo e delle discontinuità), mentre γ_n è il peso specifico.

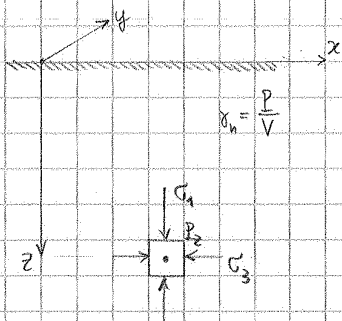
La generazione dell'onda elastica può essere ottenuta meccanicamente (con piastra d'acciaio e martello) oppure, per masse più grandi, facendo esplodere un detonatore. Con dei geofoni si misura il tempo di percorrenza, si riscalda alla velocità e, inserendo i parametri v_c e γ_n del materiale nella formula, si ricava E .

CAPITOLO 3

Opere geotecniche

STATO TENSIONALE NATURALE

Terreni



Portiamo da una formazione naturale: mezzo semindefinito, continuo, omogeneo e isotropo (le condizioni sono le stesse lungo x e lungo y). Ci poniamo in un punto ad una certa profondità e studiamo la tensione principale massima σ_1 e la tensione principale minima σ_3 . Secondo il criterio geostatico si ha:

$$\sigma_1 = \gamma_n \cdot z$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 (1 - \sin \varphi) \quad \text{dove } \varphi \text{ è l'angolo di attrito del materiale.}$$

$K_0 = 1 - \sin \varphi < 1$ è detto coefficiente di spinta laterale

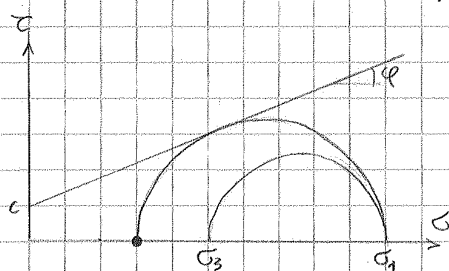
$$\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$$

Nel caso di terreni coesivi con un certo grado di sovraconsolidazione OCR si ha:

$$K = K_0 \cdot \text{OCR}^\alpha$$

dove $\alpha = 0.32$ (argilla ed alto plasticità) $\div 0.42$ (argilla a bassa plasticità).

Consideriamo un terreno cui attribuiamo un certo criterio di resistenza. Dato un certo σ_1 , abbiamo un corrispondente σ_3 .

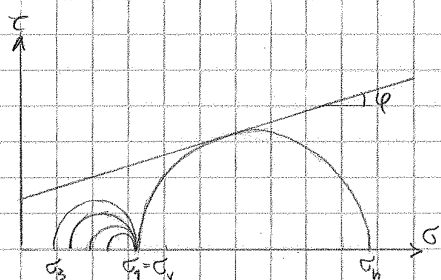


Adesso immaginiamo che, con una nostra azione, si possa diminuire la tensione principale minima. Ciò può avvenire, ad esempio, ricaricando un pendio o una trincea. Esiste un σ_3 minimo possibile, oltre il quale il terreno si rompe. Tale valore di σ_3 limite inferiore è correlato a σ_1 tramite la relazione:

$$\sigma_3 = i \cdot \sigma_1$$

$$i = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

coefficiente di spinta attiva

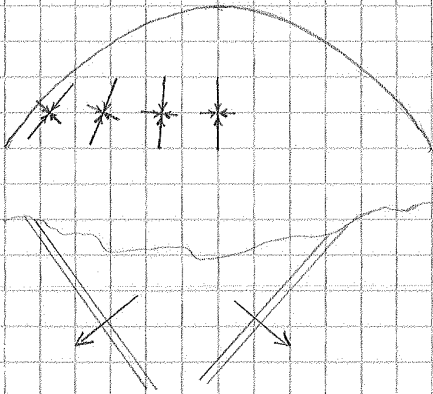


Se invece immaginiamo di aumentare lo σ_3 oltre lo σ_1 , lo possiamo fare fino a quando non troviamo una condizione di equilibrio limite superiore, in cui si rompe:

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

Lo σ_1 diventa σ_1 e lo σ_3 diventa σ_3 . Questo rapporto limite superiore viene chiamato coefficiente di spinta passiva.

3) Condizioni geomorfologiche.

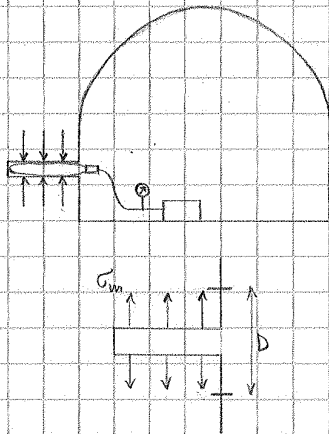


In una zona montuosa, man mano che ci avviciniamo alle zone corticali del pendio, le tensioni principali tendono ad indirizzarsi parallelamente al pendio stesso. Il fenomeno è ancora più evidente in zone sinclinali che o anticlinali.

Un'altra condizione particolare, a livello regionale, può essere quella di una massa rocciosa con faglie che la dividono in grandi parti. Si crea una sorta di cuneo che spinge sulle pareti laterali, quindi si determinano forti componenti orizzontali delle tensioni.

MISURA DELLO STATO TENSIONALE NATURALE

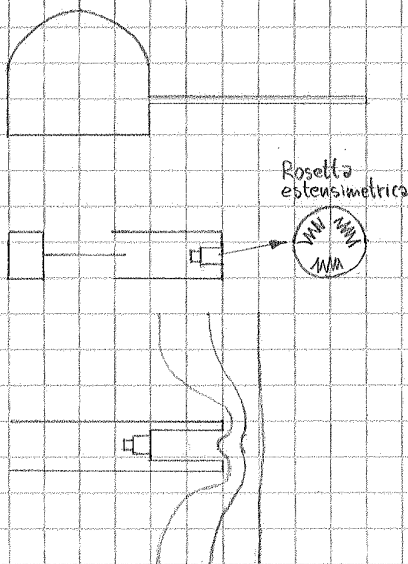
Metodo del ripristino tensionale



Si opera in sotterraneo. In parete si pongono due capisaldi giacenti su una retta verticale e se ne misura la distanza D . Si esegue poi un intaglio orizzontale tra i due capisaldi. In questo modo, si libera lo stato tensionale sull'intaglio stesso e i due capisaldi si avvicinano di una quantità ΔD . A questo punto si inserisce nell'intaglio un martinetto piatto, costituito da due piastre saldate al contorno, con un ugello di immersione al quale è collegata una pompa che manda olio in pressione. Aumentando la pressione, si ripristinano le tensioni preesistenti, la pressione del martinetto σ_m raggiunge il valore della tensione naturale σ_v quando viene recuperato tutto il ΔD prodotto con l'intaglio. Questo metodo è stato sostanzialmente abbandonato per i suoi evidenti limiti:

- Non misura lo σ_v naturale, ma quello conseguente allo scavo della galleria.
- Si ha una sovrastima della tensione, perché l'area del martinetto è più piccola di quella dell'intaglio.

Metodo del rilascio tensionale



Si opera in sotterraneo, reclinando un foro sufficientemente lungo da portarsi ad una distanza in cui lo stato tensionale non è condizionato dalla presenza della galleria in modo significativo (distanza circa pari a 2 diametri del foro). Si applica il metodo del door stopper: sul fondo del foro, preventivamente spianato e asciugato, si incolla un cilindretto di bakelite dotato di estensimetri elettrici posti sull'estremità che va a contatto con la roccia. Si misurano le resistenze nelle condizioni iniziali. Successivamente, lasciando il door stopper incollato a fondo foro, si procede con il corstaggio, isolando un pezzo di carota che abbia lunghezza pari almeno a 2 diametri del foro. In questo modo sul fondo del foro si rilascia totalmente lo stato tensionale.

A questo punto, la carota con incollato il door stopper viene staccata e tolta dal foro e si misurano le nuove resistenze.

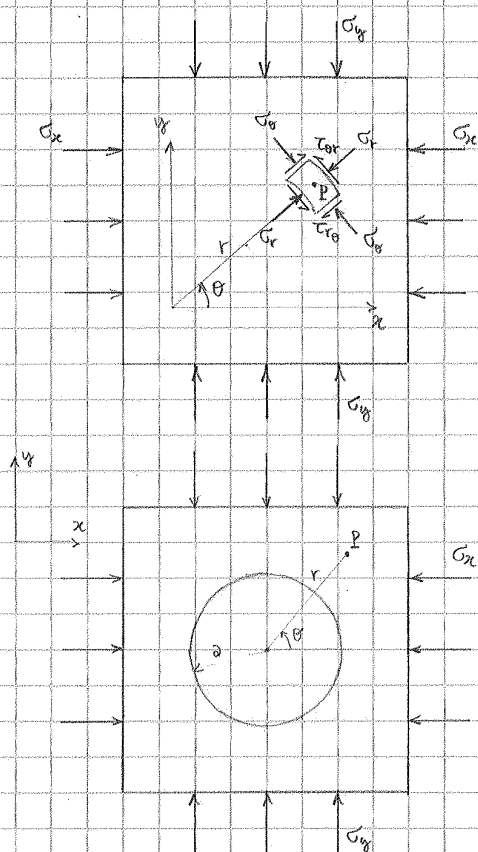
POSSIBILI SOLUZIONI PER UN PROBLEMA GEOTECNICO

I metodi che possiamo elencare per risolvere un problema geotecnico sono raggruppabili in quattro categorie:

- 1) Metodo empirico. È un metodo basato sull'esperienza e che fa ricorso alle classificazioni delle masse rocciose.
- 2) Metodi basati sullo stato tensio-deformativo. Sono applicabili a strutture ben definibili dal punto di vista della geometria e degli stati tensionale e deformativo.
- 3) Metodo dell'equilibrio limite. Si ipotizza che la massa sia suddivisa in volumi, supporti indeformabili; si valuta la possibilità cinematica di movimento, studiando le forze tra questi volumi.
- 4) Metodi basati su modelli numerici. Si discretizza la struttura in tanti elementi di geometria semplice e punto per punto si ricavano lo stato tensionale e quello deformativo.

07-05-12

GALLERIA DI SEZIONE CIRCOLARE NEL MEZZO ELASTICO



Partiamo da una piastra al cui contorno è presente un certo stato tensionale.

Nel punto P si genera un certo stato tensionale conseguente alle sollecitazioni al contorno.

Il mezzo sia continuo, omogeneo, isotropo ed elastico. Le soluzioni che studieremo saranno espresse in coordinate polari.

Se all'interno della piastra si ricava un foro, nell'interno del foro stesso si avrà una ridistribuzione delle tensioni. Lo stato tensionale in un generico punto P è dato dalle equazioni di Kirsch:

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta \\ \sigma_\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \\ \tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta \end{cases}$$

Tanto più il caso reale si avvicina a questo modello, tanto più la soluzione è significativa.

→ Potremmo assimilare questo schema ad una generica sezione di una galleria infinitamente estesa, in cui siamo in condizioni di deformazione piana. Queste equazioni valgono lontano dall'imbocco.

Le condizioni al contorno sono:

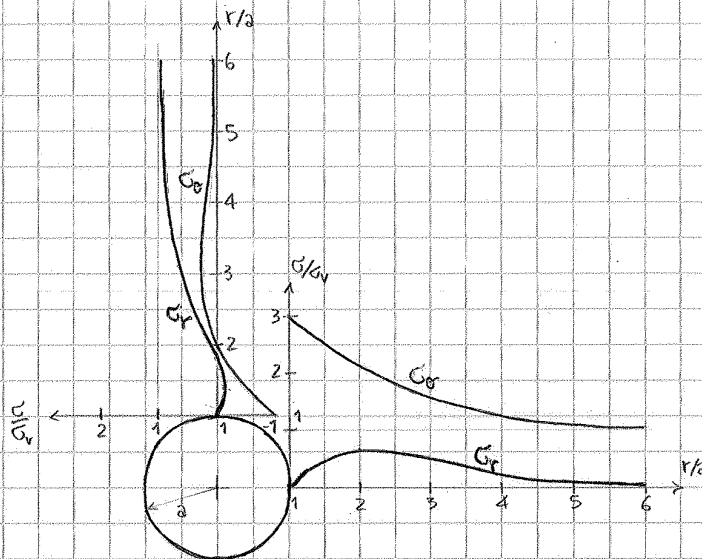
• Per $r \rightarrow \infty$:

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta \\ \sigma_\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta \\ \tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta \end{cases}$$

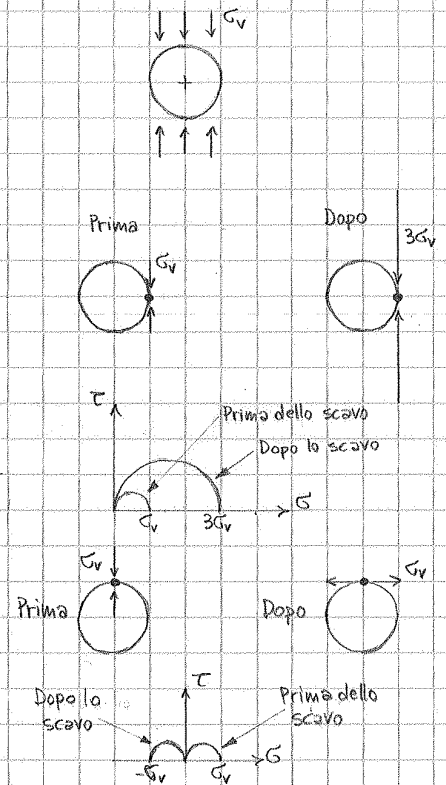
• Per $r = a$:

$$\begin{cases} \sigma_r = 0 \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases}$$

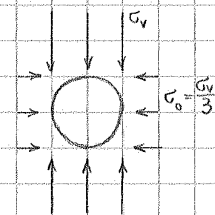
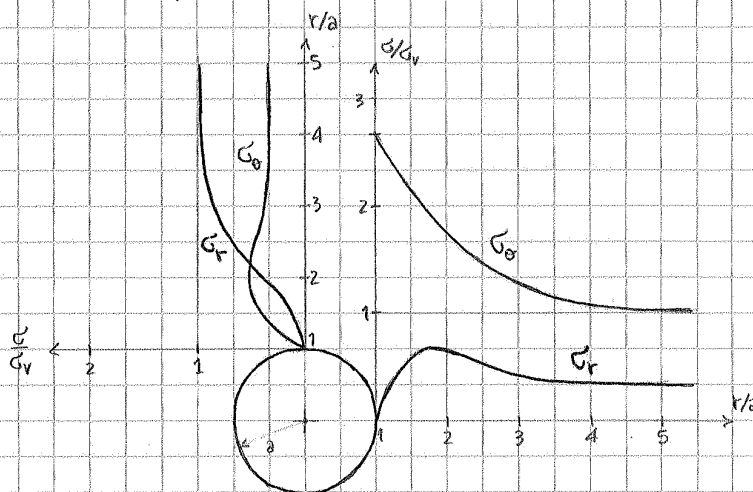
Caso 2: $\nu=0, K=0$



La σ_r con $\theta=90^\circ$ ha un breve tratto in cui è negativa, quindi ci sono sollecitazioni di trazione.
La σ_θ con $\theta=90^\circ$ è negativa in corona e si ha $|\sigma_\theta| = \sigma_v$



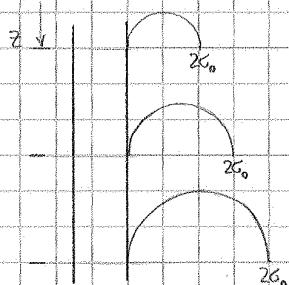
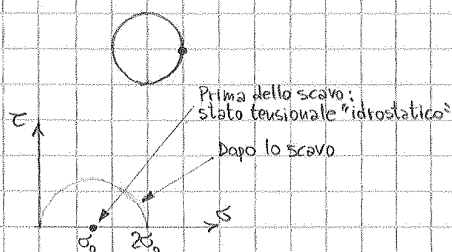
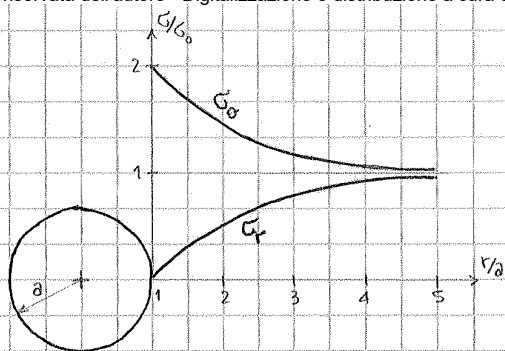
Caso 3: $\nu=0.25, K=0.33$



In questo caso particolare, si sottolinea l'esistenza delle due seguenti formule semplificate

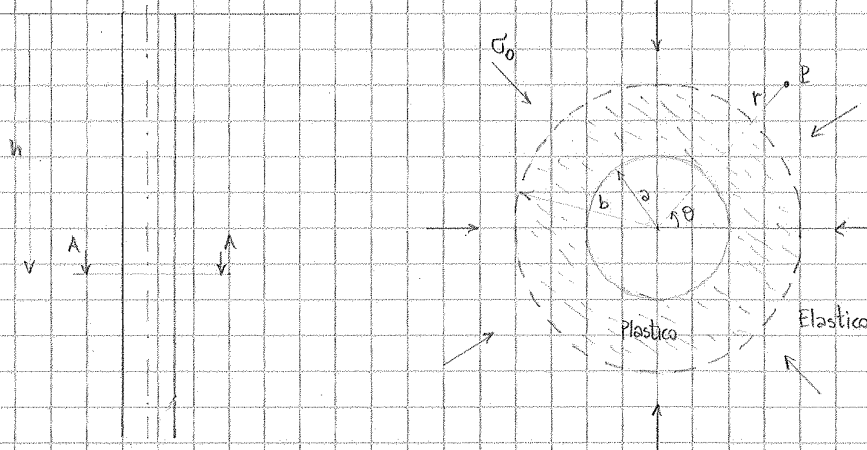
$\begin{cases} r=a \\ \theta=90^\circ \end{cases} \rightarrow \text{Corona: } \sigma_\theta = (3K-1)\sigma_v$

$\begin{cases} r=a \\ \theta=0^\circ \end{cases} \rightarrow \text{Parete: } \sigma_\theta = (3-K)\sigma_v$

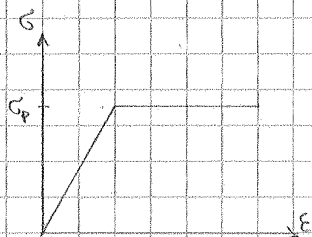


Immaginiamo di essere sul bordo del pozzo e di spostarci verso la profondità: man mano che scendiamo in profondità, σ_0 aumenta e lo stato tensionale diventa più grosso. È come se sottoponessimo un provino ad una prova di compressione, concettualmente. Arriveremo ad una profondità in cui la roccia comincerà a non essere più elastica, ma plastica, oppure inizia a rompersi.

POZZO DI SEZIONE CIRCOLARE NEL MEZZO ELASTOPLASTICO



Al contorno del pozzo si è creata una fascia in cui la roccia si è plasticata, per uno spessore $(b-a)$. Per $r > b$ ritroviamo un comportamento elastico, ma con dei valori diversi rispetto al caso analizzato precedentemente, perché la plasticazione induce delle variazioni nella zona elastica.



Queste soluzioni fanno riferimento ad un modello di comportamento elastico perfettamente plastico. Inoltre, si applica il criterio di Tresca:

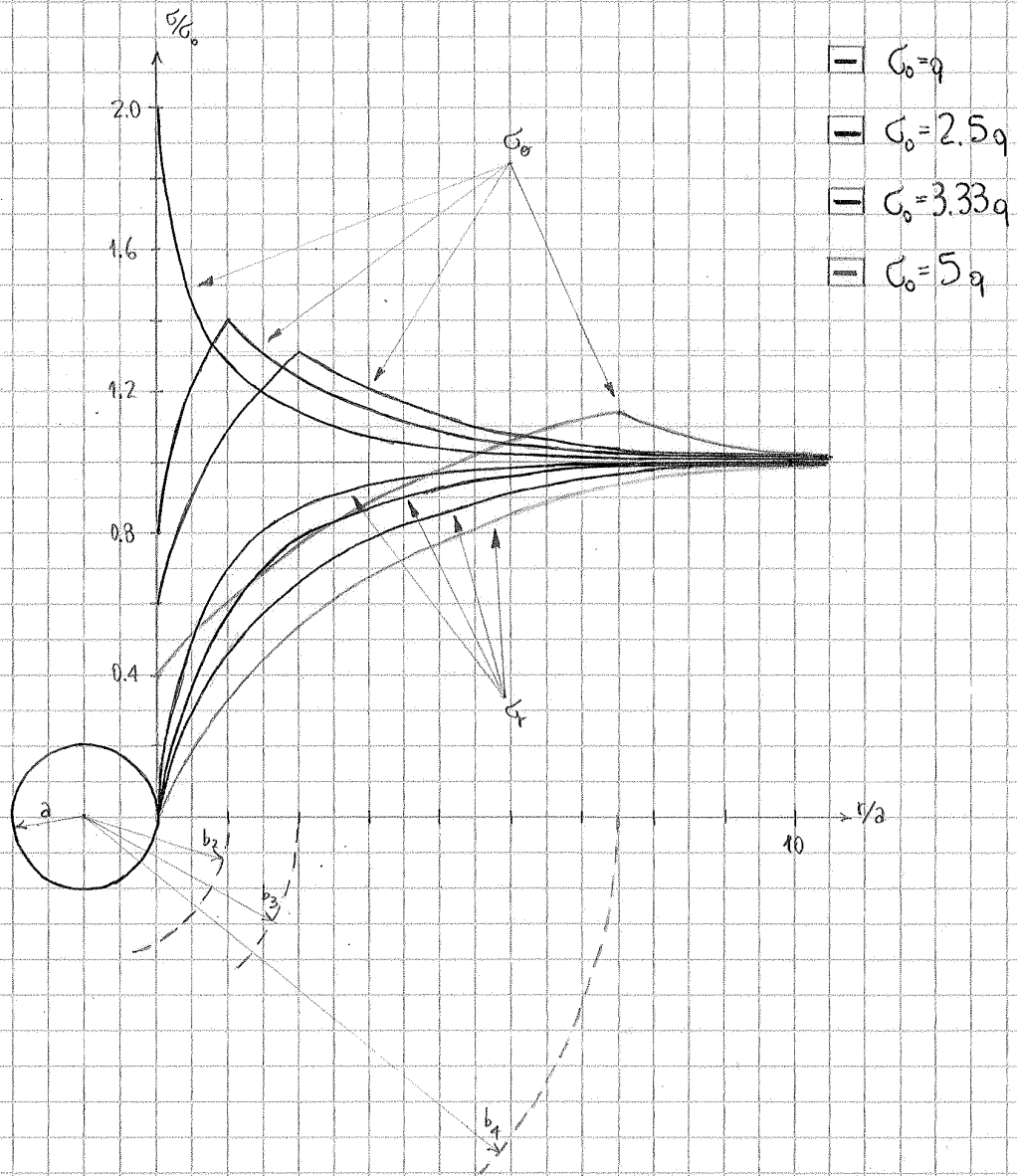
$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = q$$

cioè si ipotizza che la roccia si plasticizza quando le tensioni di taglio massimo raggiungono un certo valore q . σ_0 e σ_r sono le tensioni principali in ogni punto della sezione A-A, quindi il criterio si scrive come:

$$\frac{\sigma_0 - \sigma_r}{2} = q$$

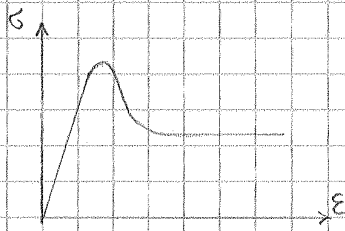
le condizioni più gravose sono sul bordo del pozzo, quindi in definitiva il criterio è:

$$\frac{2\sigma_0 - 0}{2} = q \Rightarrow \sigma_0 = q$$

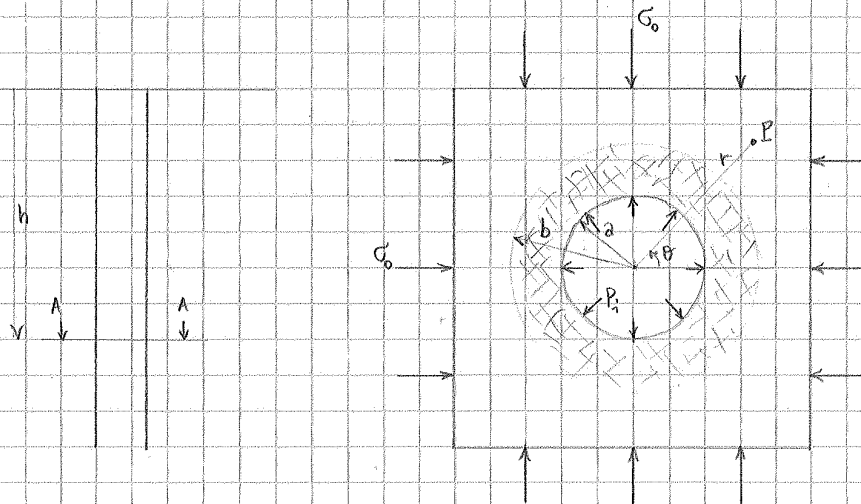


10-05-12

POZZO DI SEZIONE CIRCOLARE NEL MEZZO ELASTOFRAGILE

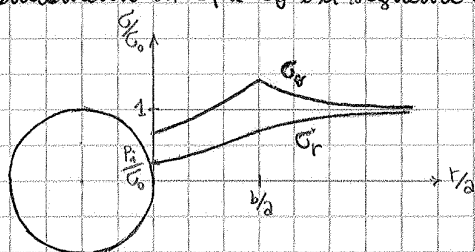


invece di plasticizzarsi, la roccia ha una resistenza di picco e poi si rompe: il materiale si suddivide e permane una resistenza residua.
 lo schema è il seguente:

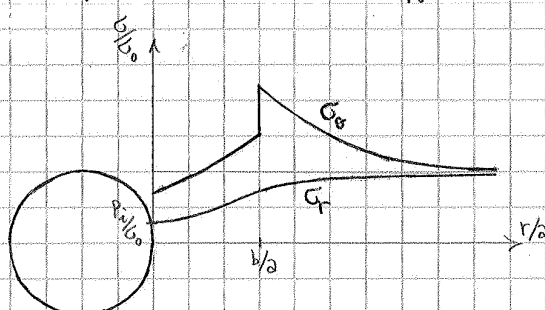


$$\sigma_0 = \frac{\gamma}{1-\nu} h$$

L'andamento di σ_r e σ_θ è il seguente:



In realtà, la soluzione trovata è approssimata.



Infatti, all'interfaccia b la σ_θ in campo elastico potrebbe essere diversa da quella in campo fragile, poiché ormai lì c'è una superficie di discontinuità: potrebbe esserci un salto che corrisponderebbe al passaggio da resistenza residua a resistenza di picco.

Dall'ultima relazione scritta, esplicitiamo b in funzione di p_i :

$$\frac{b}{a} = \left[\frac{\sigma_c}{p_i} (1 + \text{sen} \varphi) \right]^{\frac{1 + \text{sen} \varphi}{2 \text{sen} \varphi}}$$

Da questa relazione si deduce qual è il minimo valore da attribuire a p_i per evitare l'espansione delle zone di fratturazione, imponendo:

$$b = a$$

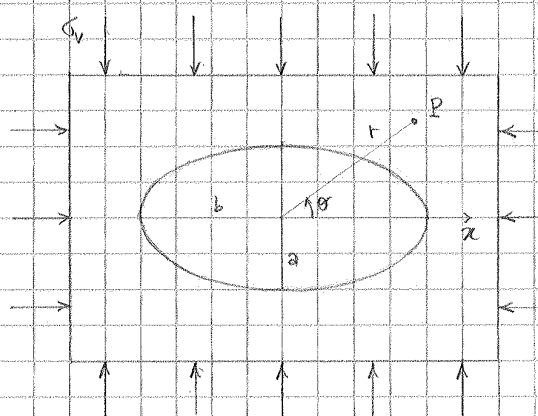
si ricorre:

$$p_i = \sigma_c (1 + \text{sen} \varphi)$$

In questo modo, abbiamo ripreso lo stato di tensione naturale, in cui non si hanno deformazioni residue.

FORO CON GEOMETRIA ELLITTICA

14-05-12



Consideriamo una piastra costituita da un mezzo omogeneo, continuo, isotropo ed elastico. Consideriamo solo la soluzione di σ_θ , cioè della tensione tangenziale nei punti al contorno dell'ellisse; in questi punti $\sigma_r = 0$. Si ha:

$$\sigma_\theta = \sigma_v \left[(1+K) - 2(b-Ka)A \right]$$

dove

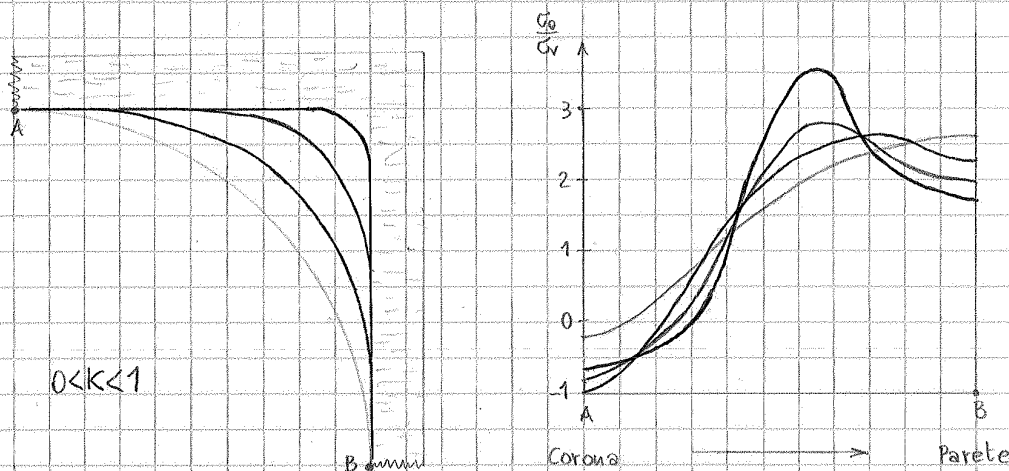
$$A = \frac{b \sin^2 \theta - a \cos^2 \theta}{b^2 \sin^2 \theta + a^2 \cos^2 \theta}$$

Da questa soluzione possiamo trarre alcune conclusioni.

Prima di tutto, supponiamo che il rapporto fra b e a sia pari a K , cioè al rapporto all'infinito fra le tensioni nelle stesse direzioni. In questo caso si ottiene

$$\sigma_\theta = \sigma_v (1+K)$$

Il valore di σ_θ è uguale in tutti i punti, cioè il problema diventa indipendente da θ e si può

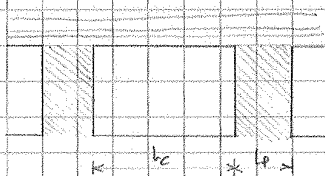


Si osserva un incremento di tensione in corrispondenza del raccordo sempre più forte all'aumentare della curvatura.

Se cerchiamo di realizzare uno spigolo vivo, si instaurerebbe una concentrazione delle tensioni infinite in quel punto, la roccia si romperebbe e tenderebbe a riportare il raggio di curvatura e valori non nulli.

15-05-12

CAMERE E PILASTRI



Vedremo il problema della stabilità della volta della camera. L'esempio tipico di applicazione è la attività estrattiva in sotterraneo di banchi di carbone in rocce sedimentarie (arenarie, calcari).

Dal punto di vista legislativo, si distinguono:

- **Miniere**: il materiale utile estratto è di Categoria I (minerali metalliferi, talco, carbone, calcare per cemento, ...).
- **Cave**: il materiale utile estratto è di Categoria II (ghiaia, sabbia, calcare per pietre ornamentali, marmo, ...).

In generale, la larghezza della camera è imposta dalla stabilità e dal tipo di macchine che si intendono utilizzare. Per quanto riguarda il pilastro, una volta imposta una larghezza della camera, ne viene calcolata la dimensione.

In ginecimenti maggiori il metodo a camere e pilastri può essere realizzato su più livelli e assume la struttura di un edificio, con pilastri separati da solette. In questo caso, la volta è dimensionata come soletta tra due vuoti.

Camera in mezzo stratificato al tetto con strati continui

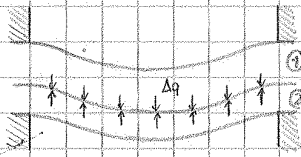
Poiché il mezzo è stratificato, in prima battuta si accumulano gli strati a delle travi continue; in questo modo gli strati sono liberi di inflettersi. Se pensiamo alla camera come indefinita nella direzione della profondità, possiamo considerare una larghezza unitaria di essa e trattarla come una trave. Risolviamo il problema adottando per questi strati le soluzioni della meccanica del continuo.

Iniziamo considerando al di sopra del vuoto un solo strato (cioè una sola trave) continuo, di larghezza unitaria b e di spessore costante t . Ipotesiamo che la trave sia incastrata agli estremi.

I carichi, uniformemente distribuiti, sono dati dal peso proprio della trave.

$$q = \gamma \cdot V = \gamma b t L$$

Carico totale della trave.



Se, invece, lo strato inferiore si inflette meno di quello superiore, non si verifica scollamento. In questo caso, c'è interazione fra i due strati e lo strato inferiore è soggetto al suo peso e a parte di quello sopra.

Dobbiamo ricavare il valore del sovraccarico che lo strato superiore trasmette a quello inferiore; per farlo imponiamo che la freccia dei due strati sia uguale:

$$f_1 = \frac{(q_1 - \Delta q)x^2}{24E_1I_1} (1-x)^2 = \frac{(q_2 + \Delta q)x^2}{24E_2I_2} (1-x)^2 = f_2 \iff$$

$$\frac{q_1 - \Delta q}{E_1I_1} = \frac{q_2 + \Delta q}{E_2I_2} \implies$$

$$\Delta q = \frac{-q_2E_1I_1 + q_1E_2I_2}{E_1I_1 + E_2I_2}$$

A questo punto, torniamo nella soluzione precedente, cioè in

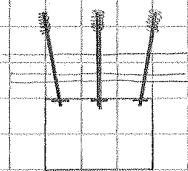
$$C_{max} = \frac{M_{max}}{W}$$

dove, però, M è funzione di $q_2 + \Delta q$ ed eseguiamo la verifica.

Il discorso può andare avanti considerando n strati e reiterando le considerazioni fatte.

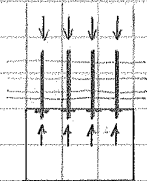
Supponiamo ora che sia necessario disporre di una certa luce libera, che però non sia compatibile con la resistenza di uno o più strati. Vediamo come può essere risolto il problema.

- 1) Riduzione della luce libera mediante puntello. Così facendo, però, si riduce la sezione di scavo.
- 2) Inserimento di uno strato di materiale molto più resistente (ad esempio, una trave metallica), da sostenersi mediante due puntelli laterali. Così facendo, però, aumenta la rugosità della galleria, il che determina maggiori costi per il pompaggio dell'aria.
- 3) Bullonaggio passivo



Il bullonaggio passivo consiste nell'ancorare gli strati con delle piastre senza impartire un pre-tensionamento ai bulloni. Il bullone deve sostenere una zona che grove ed entra in tiro non meno che avviene la deformazione. Si valuta il peso del solido di corico e si dimensionano i bulloni, che lavorano a trazione.

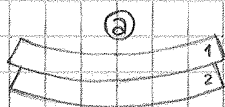
4) Bullonaggio attivo



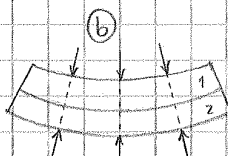
Il bullonaggio attivo consiste nell'impartire un certo pre-tensionamento ai bulloni.

In pratica, si applica una tensione normale di compressione all'interfaccia dei singoli strati.

Vediamo perché questo espediente ha conseguenze positive.



Quando due travi non vincolate fra loro si inflettono, l'una scivola rispetto all'altra e non si ha interazione. All'interfaccia, nella trave 1 c'è trazione e nella trave 2 c'è compressione, quindi si ha una deformazione relativa.



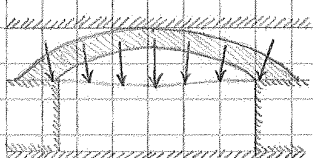
Se si impedisce lo scorrimento relativo, è come se le due travi fossero una trave unica.

$$l^2 = \frac{3}{2} \frac{C_0 T}{\gamma} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{C_0 T}{\gamma}}$$

Abbiamo quindi ricavato la luce massima autoportante ottenibile in condizione di mezzo fratturato. Questa è legata a C_0 , e differenzia del caso di trave continua, in cui avevamo ricavato che la luce è funzione di T_0 ; ciò perché si genera un meccanismo diverso. A parità di altri valori, si ha:

$$\left. \begin{array}{l} L_{fratt} \propto 1.5 \cdot C_0 \approx 1.5 \cdot 10 T_0 \\ L_{cont} \propto 2 T_0 \end{array} \right\} L_{fratt} > L_{cont}$$



Questo fenomeno è detto effetto di arco lineare, perché fra un concio e l'altro si trasmette un arco di sollecitazioni di compressione. Questo arco di tensioni è in una struttura lineare definita dalle interfacce tra gli strati.

Anche nel caso di strati non continui si può applicare il bullonaggio attivo; questo, aumentando lo spessore dei conci, determina fra essi un incastro maggiore e, quindi, un aumento della luce libera.

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Alla base del metodo c'è la definizione geometrica della struttura, sottoposta ad un certo schema di forze o momenti, per definire la condizione di equilibrio di tali forze o momenti.

Consideriamo la struttura come costituita da blocchi infinitamente rigidi.

Si definisce il fattore di sicurezza F.S. della struttura come rapporto fra forze (o momenti) resistenti e forze (o momenti) mobilizzanti, anche se sarebbe più opportuno parlare, per il denominatore, di resistenza mobilizzata.

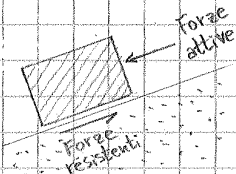
La condizione di stabilità è quella per cui $F.S. > 1$, ricadere si ha instabilità se $F.S. < 1$; se $F.S. = 1$ siamo in condizione di equilibrio limite.

Il metodo ha varie applicazioni, come lo studio di stabilità dei pendii, sia in roccia che nei terreni o la verifica della stabilità dei blocchi in corone in sotterraneo.

Siccome molto spesso le forze in gioco sono legate al taglio, un'altra definizione del fattore di sicurezza è il rapporto fra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilizzata.

Per i pendii, il D.M. 11/03/1988 prevedeva $F.S. > 1.3$; con le nuove normative, si scende a $F.S. > 1.1$, perché si adotta un criterio probabilistico e non più deterministico.

Lo schema generale sarà il seguente:



$$\text{Forze resistenti} \Rightarrow \tau = c + \sigma \tan \varphi$$

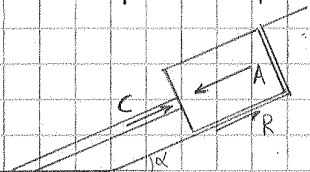
In questo caso, il criterio è alla Coulomb, ma in generale si sceglie la condizione che meglio si adatta alla specifica situazione considerata.

Per migliorare le condizioni di stabilità è possibile:

- Eliminare la parte instabile.
- Diminuire le forze attive.
- Aumentare le forze resistenti.

Immaginiamo che il blocco, sotto queste azioni, possa risultare in una condizione instabile. Vediamo con quali tecniche potremmo pensare di migliorare la sua stabilità.

1) Messo in opera di un puntello.



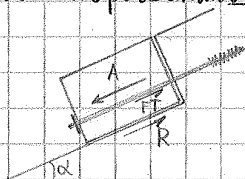
Il puntello deve dare una reazione tale da sostenere la parte di forze attive non supportate dalle forze resistenti. Nota questa parte, si dimensiona il puntello.

$$A > R$$

Il puntello deve fornire una forza tale che:

$$A - C = R \Rightarrow C = A - R$$

2) Messo in opera di un tirante parallelo alla superficie di scorrimento.

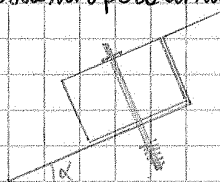


$$A > R$$

Come nel caso precedente, la forza fornita dal tirante FT diminuisce le forze attive:

$$A - FT = R \Rightarrow FT = A - R$$

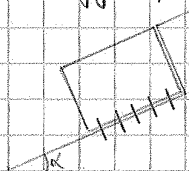
3) Messo in opera di un tirante ortogonale alla superficie di scorrimento.



In questo caso si aumenta la forza resistente:

$$A = R + \Delta R$$

a) Bullonaggio passivo

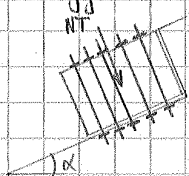


È come se dessimo una coesione aggiuntiva:

$$a_c \cdot n_c \cdot \tau_{acc}$$

dove a_c è l'area del chiodo, n_c è il numero di chiodi e τ_{acc} è la τ dell'acciaio.

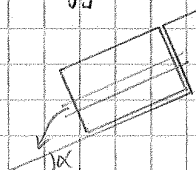
b) Bullonaggio attivo



I tiranti fanno sì che la resistenza al taglio aumenti perché aumentano la forza normale sulle superficie di scorrimento:

$$(P \cos \alpha - U + NT) \tan \varphi$$

4) Drenaggio



Il drenaggio permette di ridurre U e V .

TRASDUTTORI

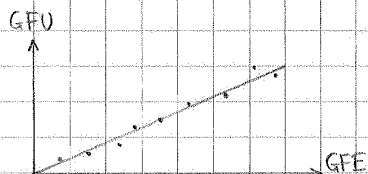
I trasduttori rappresentano il cuore degli strumenti e ne definiscono sensibilità e fondo scala (rispettivamente, minimo e massimo valore che lo strumento può leggere).

$GFE \rightarrow \boxed{GF} \rightarrow GFU$

La GFE è la grandezza fisica in entrata ed è quella che vogliamo conoscere, mentre la GFU è la grandezza fisica in uscita ed è quella che misuriamo. Il GF è il gain factor, cioè il coefficiente di proporzionalità che permette di risalire alla GFE partendo dalla GFU.

Negli strumenti sono presenti tre componenti:

- Un elemento sensibile alla GFE detto detector.
- Un elemento di trasformazione, detto trasduttore, che modifica la GFE nella GFU.
- Un elemento di lettura che permette di quantificare la GFU.



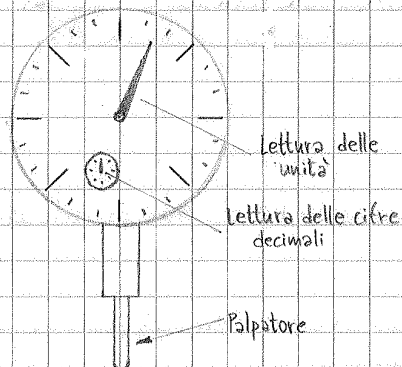
Se la relazione tra GFE e GFU è lineare, il GF è costante. In questo caso, lo strumento è detto lineare. In alcuni strumenti, non c'è un'ottima linearità fra le due grandezze e questo implica un errore di non linearità.

Esistono diversi tipi di strumenti, basati su vari tipi di trasduttori: meccanici, idraulico-pneumatici ed elettrici.

I trasduttori meccanici ed idraulico-pneumatici necessitano di una lettura diretta ed intermittente. Nei trasduttori elettrici, invece, la lettura può avvenire a distanza e può essere resa automatica e continua nel tempo.

TRASDUTTORI MECCANICI

Comparatore meccanico



Il comparatore meccanico ha le dimensioni di un grosso orologio.

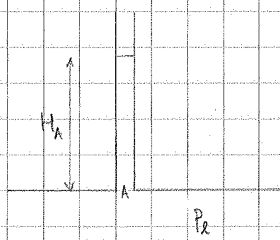
È costituito da un elemento retrattile spinto da una molla, detto palpatore e da un sistema di ruote dentate. La GFE è uno spostamento lineare; la GFU è uno spostamento rotazionale di una lancetta, che costituisce l'indice di una scala graduata.

I comparatori centesimali hanno una sensibilità di $1/100$ di mm.

Lo strumento deve essere accessibile; la lettura è discontinua e non registrabile.

TRASDUTTORI IDRAULICI

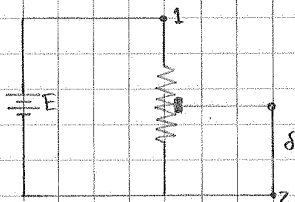
Manometro a tubo aperto



La GFE è la pressione del liquido P_2 , la GFU è l'altezza H_A e il GF è la densità del liquido γ_A . Leggiamo il dislivello del liquido nel manometro rispetto al liquido di cui vogliamo misurare la pressione:

$$P_2 = \gamma_A \cdot H_A$$

Trasduttore potenziometrico



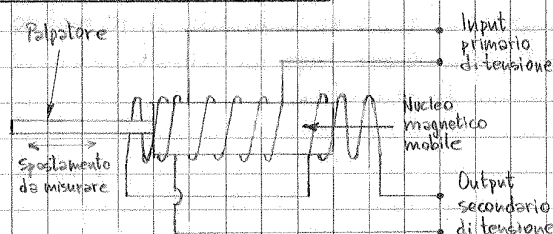
Questo trasduttore sfrutta una variazione di resistenza dovuta al fatto che un'azione esterna produce lo spostamento di un cursore che si muove sul resistore, che così include o meno una parte della resistenza. Alla variazione di resistenza corrisponde una variazione di tensione fra i punti 1 e 2;

$$\Delta V_{12} = K \cdot \delta$$

dove δ è lo spostamento. Quindi il trasduttore misura uno spostamento (talvolta una pressione), mediante un palpatore a contatto con la struttura di cui vogliamo misurare lo spostamento e collegato al cursore.

Il trasduttore potenziometrico ha un fondo scala decisamente superiore a quello del trasduttore resistivo (veri cm), ma ha una precisione minore (non oltre $1/10$ di mm), perché questa dipende dal contatto di una punta, seppur sottile, con un avvolgimento. Il resistore potrebbe essere toroidale e in questo caso si misurerebbero spostamenti rotazionali.

Trasduttore LVDT

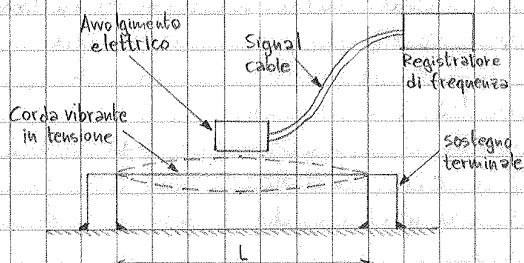


Il palpatore è collegato ad un nucleo magnetico; attorno a questo ci sono due avvolgimenti elettrici, uno primario e uno secondario, a una volta diversa in due avvolgimenti (uno destrorso e uno sinistrorso).

Facendo passare corrente nel primario, si genera un campo elettromagnetico indotto, che interagisce con il campo magnetico del nucleo. Questa interazione determina un campo magnetico indotto nel secondario, che viene quindi attraversato da una corrente elettrica. Questa circolazione lo percorre prima in un tratto sinistrorso e poi in un tratto destrorso. Quando il nucleo è centrato, non si misura corrente nel secondario, perché la corrente nel sinistrorso si bilancia con quella nel destrorso. Appena c'è uno spostamento del nucleo, prevale uno delle due correnti ed effettivamente si misura una corrente in uscita nel secondario.

La GFE è uno spostamento, mentre la GFU è la differenza di potenziale al secondario. Il trasduttore LVDT ha fondo scala abbastanza piccolo (minore di 1 cm), ma alta precisione (dell'ordine del μm).

Trasduttore a corda vibrante



Il trasduttore è costituito da un cavo d'acciaio teso con una frequenza di vibrazione f .

La GFE è l'impulso meccanico (deformazione del coretto), la GFU è la frequenza di vibrazione. Della formula:

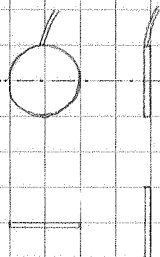
$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{G \cdot g}{s}}$$

dove G è la tensione del cavo; f e G sono le variabili.

Se cambia la tensione del cavo, cambia la frequenza in uscita:

$$\Delta f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{\Delta G \cdot g}{s}}$$

Trasduttore ad avvolgimento induttivo



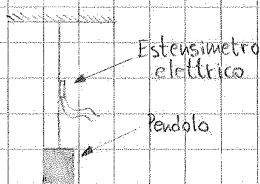
Il trasduttore è costituito da due avvolgimenti, uno primario e uno secondario, alloggiati in comparti stagni. Nel primario viene fatta passare una corrente nota, la quale determina un campo elettromagnetico. Il secondario, trovandosi in questo campo, viene attraversato da una corrente indotta.

Si leggerà una certa differenza di potenziale, che dipende dalla distanza fra i due circuiti e proprio a quest'ultimo, e meglio alla sua variazione, si vuole risalire.

Quindi, la GFE è una deformazione e la GFV è una differenza di potenziale.

Trasduttori per la misura di spostamenti angolari

Pendolo

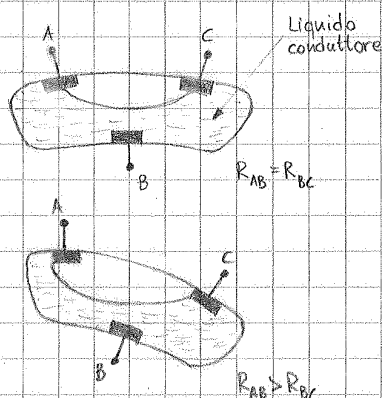


Il braccio del pendolo è costituito da una lamina, che si inflette se la struttura ruota.

Misurando la flessione della lamina, ad esempio con un estensimetro elettrico, si risale all'inclinazione.

Tuttavia, il fondo scala è limitato rispetto alla posizione iniziale di verticalità.

Livella elettrolitica



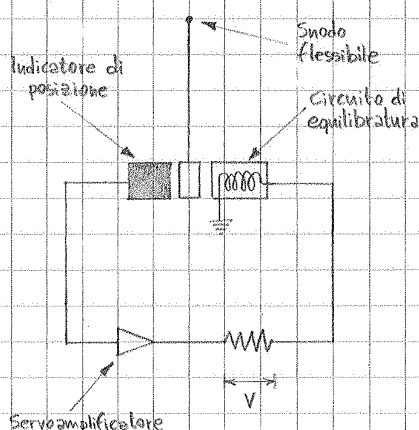
La livella elettrolitica è costituita da un cuneo non conduttore contenente un liquido conduttore, il quale è a contatto con degli elettrodi.

I conduttori A, B e C vengono collegati ad un voltmetro e attraverso di essi viene fatta passare una certa corrente costante. Ciò implica che se si legge una variazione di tensione, questa è dovuta ad una variazione di resistenza.

Se il trasduttore è posto a contatto con una struttura che si inclina, cambia la lunghezza del percorso tra gli elettrodi e, quindi, cambia la resistenza. Tramite la misura della conseguente variazione di tensione, si risale all'inclinazione.

Il fondo scala è limitato rispetto alla posizione iniziale di verticalità.

Accelerometro a forze bilanciate



Il trasduttore è costituito da un circuito elettrico in cui è inserito un pendolo.

Se subisce un'inclinazione, il pendolo tende a muoversi, ma c'è un sistema elettrico che lo tiene sempre nella posizione di equilibrio; per fare ciò, il sistema varia lo stato tensionale, in modo da controbilanciare la forza del pendolo: maggiore è l'inclinazione, maggiore è questa forza.

Questo trasduttore presenta due vantaggi rispetto ai precedenti:

- Può misurare qualsiasi inclinazione, da 0° a 90°.
- In sonde mobili non bisogna aspettare lo smorzamento iniziale per fare le misure.