



**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

**NUMERO: 2378A**

**ANNO: 2019**

# **A P P U N T I**

**STUDENTE: Morabito Alice**

**MATERIA: Stabilità degli Scavi e Opere di Sostegno - Prof. 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.

## SOMMARIO

Richiami di meccanica delle terre	10 Ottobre
Richiami di meccanica delle terre e cenni di meccanica delle rocce	13 Ottobre
Cenni di meccanica delle rocce	17 Ottobre
Proiezione emisferica equivalente e costruzione del reticolo equatoriale e polare	20 Ottobre
Frana	24 Ottobre
Indagini	27 Ottobre
Monitoraggi	31 Ottobre
Strumentazione	3 Novembre
Metodi di analisi	7 Novembre
Stabilità di versanti in terra	10 Novembre
Spinte delle terre	14 Novembre
Scivolamento planare in roccia	17 Novembre
Scivolamento tridimensionale	21 Novembre
Verifica sismica	24 Novembre
Terre rinforzate	28 Novembre
Stabilità di versanti in roccia – caduta massi	1 Dicembre
Opere di sostegno flessibili	12 Dicembre
Palancole – berlinesi – paratie a sbalzo	15 Dicembre
Paratie ancorate	19 Dicembre
Incastro al piede – scavi puntellati – metodi numerici	9 Gennaio
Barriere paramassi a rete	12 Gennaio
Bonifica – interventi di modifica delle condizioni piezometriche	16 Gennaio
Interventi di modifica delle caratteristiche di resistenza del versante	18 Gennaio

DRENATA → il terreno ha molti vuoti e quindi c'è maggiore possibilità di filtrazione dell'acqua, in un tempo breve le pressioni si dissipano

La filtrazione dell'acqua dipende dalla PERMEABILITÀ del materiale  
 → molto permeabile (sabbia sciolta) = filtrazione elevata → DRENATA  
 → poco permeabile (argilla compatta e saturata) = filtrazione bassa → NON DRENATA

Gli sforzi isotropici sono sopportati dalla parte solida, poiché la resistenza al taglio dell'acqua è nulla  
 ↳  $\tau = \tau'$

### GRADO di SOVRACONSOLIDAZIONE

I terreni sotto carico subiscono una riduzione dei vuoti. Se il terreno ha subito degli stati tensionali, una consolidazione nel passato, se la ricorda

Si hanno 2 possibilità → NORMAL CONSOLIDATO = il terreno non ha subito nel passato storie di carico che hanno indotto livelli di consolidazione  
 → SOVRACONSOLIDATO = il terreno ha subito storie di carico e si trova in una situazione di maggior compattazione (caratteristiche migliori)

OCR mi dice come il terreno

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{vo}}$$

$\sigma'_{vmax}$  = massima tensione verticale efficace subita dal terreno

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace attuale (peso proprio del terreno)

Se →  $OCR = 1$  ⇒ NORMAL CONSOLIDATO, solo peso proprio del terreno che sta sopra come sollecitazione  
 $OCR > 1$  ⇒ SOVRACONSOLIDATO

Tutti gli effetti misurabili prodotti da una variazione dello stato di sforzo (compressione, distorsione, variazione della resistenza a taglio...) sono dovuti esclusivamente alla variazione delle tensioni efficaci.

La risposta meccanica di un elemento di terra dipende dalle TENSIONI EFFICACI

### TERRENI INCOERENTI - SABBIE e GHIAIE

$$10^{-4} - 10^{-5} \text{ m/s}$$

Hanno permeabilità elevata quindi le pressioni dell'acqua si dissipano nel tempo in tempi brevi → analisi in condizioni DRENATE

Hanno coesione nulla

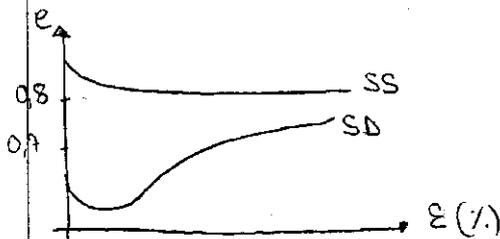
I parametri di resistenza derivano da prove triassiali drenate

L'andamento sforzi-deformazioni dipende dalla densità del materiale (indice dei vuoti o porosità) e dalla tensione di confinamento

Nella fase di taglio si verificano variazioni di volume indicate come DILATANZA

Gli andamenti deformazione-tensione in condizioni di compressione tendono

SABBIA SCIO LTA → man mano che compiamo compatto fino ad arrivare a rottura; non ho dilatazione; non devo vincere una pre-compattazione propria del materiale, chiudo tutti i pori e arrivo a rottura → curva crescente fino arrivare ad un valore limite di rottura (stato critico) che è asintotico allo stesso valore della sabbia densa. Nello stato critico il volume è costante



$e$  = indice dei vuoti  
 $\epsilon$  = deformazione assiale

SABBIA DENSA → all'inizio vi è una riduzione di volume dovuto all'assettoimento dei grani. Poi vi è una crescita dell'indice dei vuoti perché i grani si scollano tra loro, fino ad un valore asintotico

SABBIA SCIO LTA → indice dei vuoti diminuisce e poi tende asintoticamente

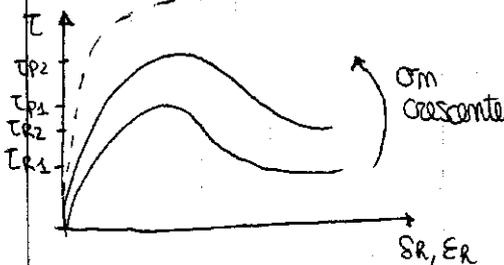
Per le SABBIE DENSE ci aspettiamo due caratteristiche di resistenza

- di PICCO
- RESIDUA, a volume costante ( $\epsilon_c$ )

Per le SABBIE SCIO LTA si ha una sola caratteristica di resistenza

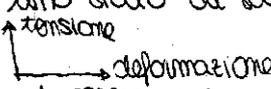
- RESIDUA, a volume costante

IN VOLUPPI DI RESISTENZA - SABBIE DENSE



$\tau$ - $\delta$  → prova di taglio  
 $\tau$ - $\epsilon$  → prova di compressione  
 $\sigma_m$  = valori di confinamento

Tante prove di compressione triassiale con confinamento crescente. Più confino e più il comportamento cambia = la resistenza aumenta e cambia anche il comportamento costitutivo (sforzo-deformazione, come si deforma il materiale a seguito di uno stato di sollecitazione). Questo comportamento lo definisco un un piano



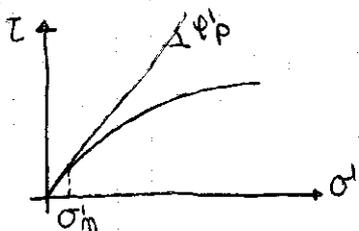
Il legame costitutivo tende ad essere sempre meno picco-residuo fino ad arrivare, per grandi valori di confinamento a un andamento crescente e poi asintotico che somiglia molto a quello delle sabbie sciolte, ma con valori di resistenza molto più elevati. → la presenza di confinamento ha un effetto positivo; si passa da picco-residuo (comportamento FRAGILE) e (fragile)

## PARAMETRI di RESISTENZA

$\phi'_{cv}$  = dipende dalla composizione mineralogica e granulometrica della sabbia  $\rightarrow$  resistenza caratteristica del materiale (invi luppo lineare)

$\phi'_p$  = dipende dal grado di addensamento e dalla tensione normale efficace  $\rightarrow$  resistenza in funzione delle condizioni al contorno (invi luppo non lineare) 35

## Approssimazione dell'andamento non lineare



Usa un criterio lineare anche per le condizioni di picco  $\rightarrow$  dobbiamo specificare dove andiamo a linearizzare.  $\phi'_p$  linearizzato non è a favore di sicurezza. Linearizziamo in un piccolo intervallo. Alcune tg dei punti della curva avremmo una coesione e  $\phi'_i < \phi'_p$   
 $\rightarrow \tau = \sigma'_m \cdot \tan \phi'_i + c'$   $\rightarrow$  non è una coesione vera; e' l'intercetta del criterio di resistenza

$$\tau_R = \sigma'_m \tan \phi'_i$$

~~non~~  $c' = 0 \rightarrow$  CRITERIO di RESISTENZA MOHR-COULOMB

Valori di  $\phi'_p$  e  $\phi'_{cv}$  sono tabellari.  $\phi'_p = 28^\circ - 48^\circ$   $\phi'_{cv} = 26^\circ - 36^\circ$   
 se invece ho la possibilità posso fare delle prove

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

Si usano molto in terreni sciolti, incoerenti perché essendo una sollecitazione dinamica si riesce a identificare la resistenza dello scheletro solido (?)  
 Viene eseguita a fondo foro e a diverse profondità prestabilite viene eseguita questa prova in cui viene fatto cadere un maglio di massa nota da un'altezza nota e si misura la profondità di immissione. si fanno almeno 3 battimenti; il primo è nello strato più superficiale del foro e viene scartato perché quella parte del terreno è la più inhomogenea e per gli altri due si scende di 15 cm ciascuno. Si misurano i numeri di colpi: quanti colpi occorre dare al maglio affinché si infili di 15 cm.

Tanto più il materiale è denso, tanto più saranno i numeri di colpi necessari. Alla fine si assume come resistenza alla penetrazione  $N_{SPT} = N_1 + N_2$

Ci sono correlazioni empiriche che mettono in relazione  $N_{SPT}$  con dei parametri caratteristici della sabbia  $\rightarrow$  densità relativa e angolo di attrito ci sono anche relazioni dirette tra  $N_{SPT}$  e  $\phi$

## PROVA SPT = DETERMINAZIONE di $\phi'$

$N_{SPT}$  - densità relativa  $\rightarrow$  Terzaghi - Peck = danno dei valori qualitativi come molto sciolta, sciolta, media densa  
 $\rightarrow$  Gibbs - Holtz = danno dei valori quantitativi di percentuale di densità relativa

ma tutte le correlazioni che faccio poi posso usare il valore medio, il più piccolo per star a favore di sicurezza

### PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

Si può usare anche in terreni fini in quanto è una prova statica e non dovrebbe indurre pressioni interstiziali; c'è una sonda penetrometrica e si misura la resistenza opposta alla punta conica standardizzata della sonda. Si misura quindi  $q_c$  che è la resistenza a questa penetrazione. In alcuni casi è possibile misurare anche l'attrito laterale  $f_s$  tramite l'impiego di un manicotto.

Si usa anche per le sabbie ma sono problemi a volte insuperabili (danneggiamento per ciottoli) → posso danneggiare lo strumento

Adatta per le argille perché la punta non genera pressioni interstiziali; l'infissione non è dinamica, ma in condizioni non drenate

Massima profondità della sonda è 30 m se no si ha la deviazione della verticale

Si possono usare anche punte attrezzate come piezometri, si misura le pressioni interstiziali così

PROVA CPT = STIMA della  $DR$

Entro con  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$  e ucano  $DR$  → Baldi e Schmertmann

Lancillotta → entro con resistenza alla punta normalizzata e ucano  $DR$

$$DR = 68 \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{pa} \cdot \sigma'_{vo}} \right) - 1 \right]$$

PROVA CPT - STIMA di  $\phi'$

Entro con  $q_c$  e  $\sigma'_{v}$  e ucano  $\phi'$

$\phi' <$  di quelle della sabbia ( $30^\circ$ )

Nelle argille NC l'andamento è crescente, non lineare, ma tramite fase un po' nella prima parte, e si arriva a un valore max di resistenza, cioè quel valore critico oltre il quale il volume non cambia più.

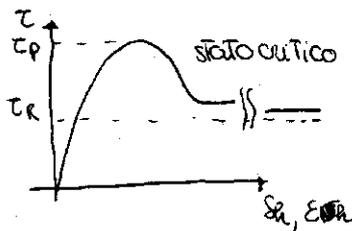
Nelle argille OC, si raggiunge un valore max di resistenza che poi diminuisce fino ad arrivare ad uno stato di volume costante.

Se parto da una configurazione OC dove l'indice dei vuoti è a valori minimi e quindi struttura dei grani compatta, che sia sabbia o argilla il comportamento è lo stesso, al di là del valore della resistenza. Per poter arrivare a rottura devo distruggere questa configurazione stabile e quindi ho aumento di volume, dilatazione, e poi si continua a caricare e l'indice dei vuoti diminuisce e si arriva a rottura.

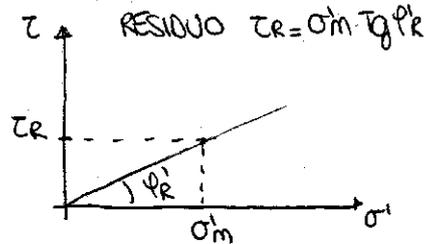
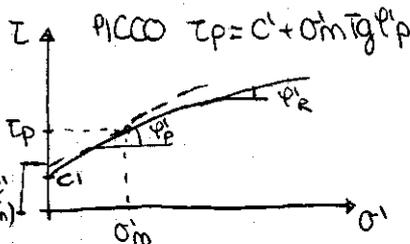
Se le sabbie hanno una grande permeabilità, nelle argille c'è il problema dell'acqua.

### ARGILLE OC: CRITERIO DI RESISTENZA

Si può definire in 2 modi: REALE = rappresenta bene il fenomeno fisico, viene espresso in termini di tensioni efficaci perché la rottura avviene nello scheletro solido



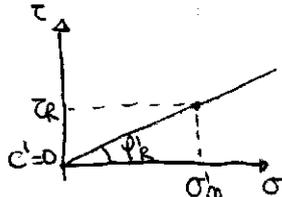
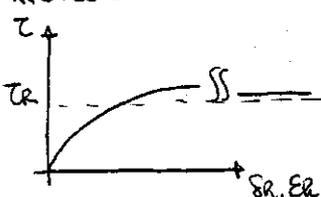
La resistenza di picco è dovuta alla perdita di coesione e alla dilatazione (funzione di  $\sigma'_m$ ) le condizioni residue vengono raggiunte per alti valori di scorrimento nella banda di taglio (prova di taglio torsionale)



coesione intercetta  $c'$   
↓  
dipende da  $\sigma'_m$  e quindi non è una caratteristica del materiale

- È un criterio non lineare e come per le sabbie si può fare un' approssimazione di linearità per piccoli intervalli di  $\sigma'$
- la non linearità arriva ad un asintoto ed è una direzione che ha pendenza pari a  $\phi'_r$
- coesione e  $\phi'_p$  cambiano a seconda della  $\tau_f$  scelta

### ARGILLE NC: CRITERIO DI RESISTENZA



$\phi'_r$  dipende solo da composizione mineralogica che è correlabile all'indice di plasticità  $P_I$

$$\tau_r = \sigma'_m \cdot \text{tg } \phi'_r$$

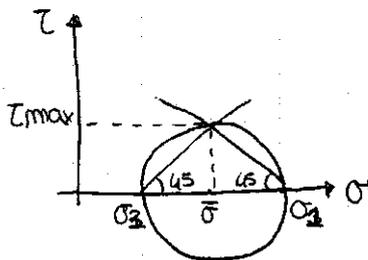
L'elaborazione delle prove di compressione monoassiale e triassiale consente di individuare il miglior sviluppo di rottura rappresentativo del terreno:

- TERRENI INCOERENTI = lineare di MOHR-COULOMB  
 $\rightarrow \tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$
- TERRENI COESIVI NC, condizioni drenate e intermedie = lineare di MOHR-COULOMB  
 $\rightarrow \tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'$
- TERRENI COESIVI OC, condizioni drenate e intermedie = lineare di MOHR-COULOMB  
 $\rightarrow \tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$
- TERRENI COESIVI, condizioni non drenate = lineare di TRESCA  
 $\rightarrow \tau = cu$

La risposta del terreno a sollecitazioni esterne dipende dall'entità di tali sollecitazioni e dal modo con cui esse sono applicate. occorre quindi definire il modo con cui varia lo stato tensionale del terreno per effetto dell'applicazione delle sollecitazioni esterne. si ricorre dunque alla rappresentazione dei percorsi di sollecitazione, STRESS PATH.

Gli stress path possono essere rappresentati nel piano di Mohr  $\tau - \sigma$  mediante i cerchi di Mohr o nel piano tensione di taglio massima - tensione normale media  $s - \tau \rightarrow s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$

Cerchio di Mohr = luogo geometrico dei punti che rappresenta gli stati tensionali in diversi direzioni



Lavorare sul piano  $s - \tau$  ( $\Delta \tau_{max} - \bar{\sigma}$ ) vuol dire definire la resistenza in una direzione a  $45^\circ$  rispetto al piano delle tensioni principali

lineare, la deformabilità del terreno viene valutata nell'ipotesi di comportamento elastico e isotropo del terreno. Ci si riferisce a percorsi tensionali che si risultano interni alla superficie di smembramento  $\rightarrow$  si è nel campo delle piccole deformazioni. I parametri sono 2  $\rightarrow$  modulo elastico normale di Young  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

$$\rightarrow \text{coefficiente di poisson } \nu = \frac{\delta \epsilon_z}{\delta \epsilon_a} = \frac{\text{deform. radiale}}{\text{deform. assiale}}$$

La deformabilità può essere anche espressa in termini di modulo di deformazione volumica  $k'$  e modulo di elasticità tangenziale  $G$ . questi 2 parametri possono essere misurati con prove di compressione monoassiale o prove con colonna usante (prove dinamiche)

$$k' = \frac{E'}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E'}{2(1+\nu)}$$

in sito, la deformabilità si può misurare con prove geofisiche in cui si misura la velocità di attraversamento di onde elastiche  $\rightarrow$  si ricava densità e modulo di deformazione ( $E$ )

$$\nu = 0,25 \rightarrow \text{rocce e ds} \quad \nu = 0,3 \rightarrow \text{terreni}$$

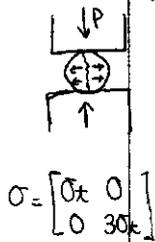
Se  $E$  basso  $\rightarrow$  deformazione alta

$$E = 900 \text{ Mpa} \rightarrow \text{rocce tenere}$$

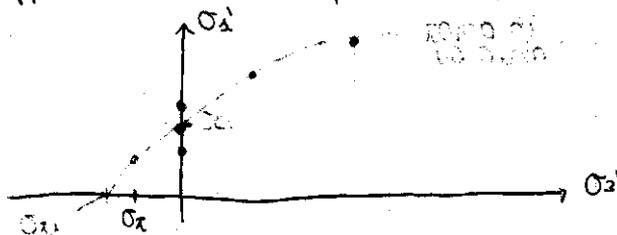
$$E = 100 - 300 \text{ Mpa} \rightarrow \text{terreni}$$

PROVE di TRAZIONE DIRETTE = non vengono fatte quasi mai perché molto costose. Il campione viene sottoposto a trazione pura e per farlo occorre sagomare il campione di roccia ad osso di cane in modo che delle ganasce metalliche riescano ad afferrare il campione e sottoporlo a trazione. Questa lavorazione ha un costo enorme.

PROVE di TRAZIONE INDIRETTE (BRASILIANE) = sono prove di compressione in cui il campione viene messo sotto la pressa in direzione diametrale che ha spessore molto piccolo ( $H < D$ ), e un campione torzo. Tale campione si rompe con una frattura che congiunge i due punti di applicazione del carico. Se si fa un'analisi tensionale si nota come tale frattura diverga per trazione → sto comprimendo il campione, ma sto inducendo delle componenti di pressione di trazione lungo il piano di rottura ⇒ prova di compressione ma genero rottura di trazione. La resistenza a trazione  $\sigma_x = \frac{2P}{T \cdot D \cdot H}$   $P =$  carico a rottura. Questa resistenza a trazione calcolata non è esattamente uguale a quella ricavata da una prova di trazione pura perché questa è una trazione indotta. Si fanno così 5 prove (anziché 3 come nelle prove di compressione) e si stima il valore di resistenza a trazione.



Rappresentazione delle prove sul piano delle tensioni principali (efficaci = totali)



$\sigma_1'$  = tensione principale max a rottura  
 $\sigma_3'$  = tensione principale min a rottura (confiamento)

MONOASSIALE

	$\sigma_1' / \sigma_3'$
$\sigma_{CR1}$	0
$\sigma_{CR2}$	0
$\sigma_{CR3}$	0

→ non tutte uguali perché c'è una variabilità intrinseca del materiale

Resistenze:  $3 \div 300$  MPa  
 roccia tenera → roccia dura

TRIASSIALE

	$\sigma_1' / \sigma_3'$
$\sigma_{TR1}$	$0'34$
$\sigma_{TR2}$	$0'32$

$60 \div 250$  MPa  
 resistenza a compressione monoassiale roccia classica

TRAZIONE INDIRETTA

→ generano stato tensionale a rottura tale che nella direzione del confiamento ho la resistenza a trazione e nella direzione dell'asse non si ha zero, ma uno stato tensionale dato da 3 volte la  $\sigma_x$  (3 perché deriva da analisi numeriche)  
 Resistenza:  $\frac{1}{3}$  resistenza a compressione  
 10

CRITERIO di RESISTENZA NON LINEARE di HOEK-BROWN

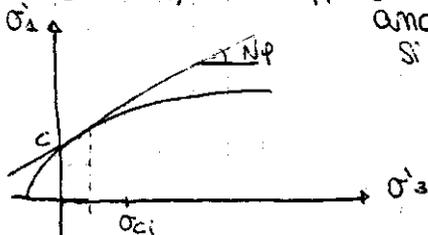
Andamento non lineare, ma siccome il criterio di resistenza mi deve dare una legge matematica che mi possa dire senza ogni volta fare una prova quanto resiste il materiale alle diverse condizioni di sollecitazione ⇒ la migliore interpolazione è una curva non lineare la cui equazione è stata individuata

Avendo le coppie  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  che ho trovato in laboratorio, al posto che metterle nel piano  $\sigma_1 - \sigma_3$ , le vado a mettere sul piano  $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sigma_3$   
 $\Rightarrow$  traccio una retta interpolante coi minimi quadrati e trovo l'equazione  
 $y = m\sigma_3 x + \sigma_3^2$

L'intercetta mi fornisce il valore di  $\sigma_3$  e una volta noto, il coeff angolare mi fornisce il valore di  $m$ .

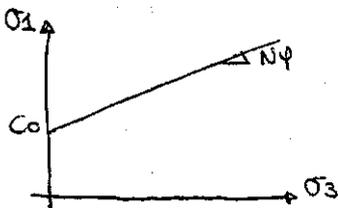
### LINEARIZZAZIONE del CRITERIO di HOEK-BROWN

È possibile ricavare una coppia di parametri di Mohr-Coulomb, rappresentativi della roccia esaminata, operando una linearizzazione del criterio di Hoek-Brown in un certo intervallo della tensione principale minima  
 $\rightarrow 0 \leq \sigma_3 \leq 0,5\sigma_{ci}$  oppure un intervallo piccolo nel valore di  $\sigma_3$  di interesse anche se non è facile ricavare tale valore, per quello si prende l'intervallo dato da Hoek-Brown ( $0 \leq \sigma_3 \leq 0,5\sigma_{ci}$ )



È un errore grossolano usare Mohr-Coulomb direttamente su dati sperimentali perché questi indicano una retta non lineare e si sovrastimerebbe troppo la resistenza  $\rightarrow$  usiamo la linearizzazione solo di un piccolo intervallo

### CRITERIO di MOHR-COULOMB sul PIANO $\sigma_1 - \sigma_3$



$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 N\phi$$

$$c_0 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$N\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

### DISCONTINUITÀ

Fratture nell'ammasso roccioso dovute a fattori di tipo geologico, cioè alla formazione stessa dell'ammasso roccioso, non sono fratture derivanti da terremoti o altro, ma sono zone di debolezza che si sono create per movimenti tettonici. Non necessariamente sono costituite da 2 facce di materiale; a volte sono anche dei piani di deposizione, piani deboli che fanno sì che se il materiale è in qualche modo sollecitato, molto probabilmente la rottura avviene lungo questi piani (calci scisti con piani di scistosità).

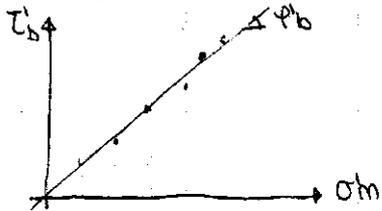
Si raggruppano in famiglie costituite da fratture parallele l'una all'altra. L'ammasso roccioso si frattura secondo queste famiglie di discontinuità che sono variamente orientate nello spazio formando diversi blocchi.

La scabrezza di un sistema di discontinuità è individuata statisticamente. Per l'ondulosità si fanno dei rilievi topografici. Per la scabrezza a scala di laboratorio si fanno dei rilievi con misuratori meccanici di 20 cm dentro cui sono fissati moltissimi aghi mobili. Appoggiato su una faccia della discontinuità, gli aghi si muovono seguendo il profilo della superficie e disegnano tale profilo. Confronto tale profilo con profili standard e ricavo così. Su alcune tabelle, a fianco dei profili, c'è un numero che indica il GRADO di RUGOSITÀ JRC (Joint roughness coefficient = coeff di rugosità del giunto); varia tra 0 a 20 → 0 = liscia 20 = segmentata rugosa (max scabrezza). Posso essere usati anche dei profilometri o laser.

- ⑤ RESISTENZA delle PARETI = resistenza a compressione equivalente dei lembi affacciati; può essere minore della resistenza della roccia massiccia, per l'esposizione degli agenti atmosferici o per l'alterazione delle pareti. È individuata statisticamente. Per misurarla si usa lo sclerometro o martello di Schmidt un fattore molto influente che fa diminuire la resistenza delle pareti è l'acqua perché le discontinuità sono le vie preferenziali dell'acqua in quanto la matrice rocciosa non è permeabile e quindi erode le sup delle pareti. Col martello di Schmidt si usano tabelle per passare da R = numero di colpi del martello alla stima della resistenza a compressione conoscendo le caratteristiche della roccia come  $f$  ad esempio. La resistenza a compressione viene indicata con JCS (Joint compressive strength = resistenza a compressione della parete) che è  $\leq \sigma_c$  della roccia intatta a seconda delle alterazioni che ha subito.
- ⑥ AERTURA = è la distanza tra i suoi lembi; lo spazio interposto è riempito di aria o acqua o materiale fine di trasporto.
- ⑦ RIPIIMENTO = materiale che separa le pareti adiacenti di una discontinuità come sabbia, limo, argilla, breccia più o meno fine quando valuta la resistenza a taglio della discontinuità: se le due pareti sono a contatto  $\Rightarrow$  dipende dalla scabrezza se le due pareti sono staccate e c'è del materiale di riempimento dentro  $\Rightarrow$  la resistenza a taglio è quella del materiale di riempimento.
- ⑧ GEOMETRIA dei BLOCCHI = dipende dal numero di famiglie principali di discontinuità e della loro giacitura, la spaziatura e la mutua intersezione definiscono le volumetrie dei blocchi.

Lo scorrimento del campione è come se fosse una deformazione irreversibile. Si parla di ~~scorrimento~~ perché le due facce sono separate e una scorre sull'altra.

Si fanno almeno 3 prove variando la  $\sigma_m$  e otteniamo altrettanti valori di  $\tau_b$ . Mettiamo il risultato delle prove sul piano che rappresenta un criterio di resistenza, siccome abbiamo prove dirette di taglio andiamo sul piano  $\tau-\sigma$  di Mohr e troviamo una serie di punti. Sperimentalmente si nota che si attestano su una retta, si ottiene così un'interpolazione lineare dei dati sperimentali, passante per l'origine perché stiamo analizzando un campione in cui le due parti sono perfettamente separate e quindi non ci sono ponti di roccia  $\Rightarrow$  non c'è coesione.



Si ha quindi il criterio di Mohr-Coulomb dove  $\phi_b =$  angolo di attrito di base (legato alla litologia del materiale considerato).

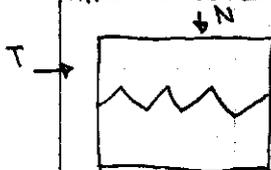
$\tau' = \sigma_m \tan \phi_b \rightarrow$  criterio di resistenza di taglio diretto di una discontinuità perfettamente liscia artificiale

Se sottopongo a prova una discontinuità liscia e naturale, mi aspetto un andamento  $\tau$ - $\sigma$  come quella della superficie artificiale, cioè  $\tau$  continuamente crescente e poi una variazione nulla della resistenza quando avviene lo scorrimento. Sul piano  $\tau-\sigma$  vi sono dei punti sperimentali che stanno su una retta  $\rightarrow$  sviluppo di resistenza lineare, come prima, passante per l'origine, però si avrebbe un  $\phi_r$  (residuo) cioè un angolo d'attrito che tiene conto di un'eventuale alterazione della superficie, perché se io ho una superficie prima, quella che la distingue da quella creata artificialmente in laboratorio è un'eventuale alterazione.  $\phi_r$  potrebbe essere più alto o più basso di  $\phi_b$ ; se la superficie è tanto alterata  $\Rightarrow \phi_r < \phi_b$ . Con  $\phi_r$  otteniamo valori più bassi di quelli che si ottengono linearizzando il criterio di Mohr e Brown per la matrice rocciosa.

Per la matrice rocciosa, se linearizziamo il criterio, si ottiene una coppia coesione-angolo di attrito che sono alti valori. Nelle discontinuità si ha una cosa diversa perché già si ha la discontinuità e quindi si avranno valori più bassi, coesione nulla e  $\phi_b$  e  $\phi_r$  sono circa di  $30^\circ$ .

**DISCONTINUITÀ SCABRE**

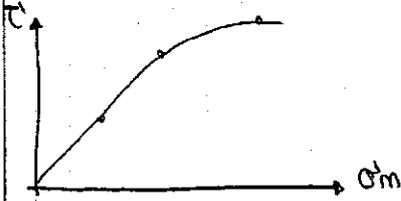
Non si fa solo la necessità di far scorrere una superficie sull'altra, ma occorre anche superare una certa geometria.



campione con due spezzoni e discontinuità scabra in quanto ci sono asperità.

Si applica uno sforzo normale  $N$ , quindi le interconnessioni sono ben chiuse e poi applico una forza di taglio  $T$  sempre crescente fino a quando la parte superiore del campione non si muove rispetto a quella inferiore.  $\rightarrow$  prova di carico diretto

Diagramma  $\tau$ - $\sigma$  PICCO



Valori non lineari e se volessi fare un'interpolazione otterrei una curva non lineare passante per l'origine perché nel campione non ci sono punti di riboccia.  
 Il criterio più usato per rappresentare l'andamento non lineare della resistenza è di tipo empirico proposto da Barton nel 1973:

$$\tau_m = \sigma_m \tan \left[ JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_m} \right) + \phi_b \right]$$

La non linearità della curva è data dal fatto che  $\sigma_m$  è anche al denominatore.

- $\tau_m$  = resistenza al taglio (valore di picco)
- $\sigma_m$  = sforzo normale
- JRC = coefficiente di scabrezza
- JCS = resistenza alla compressione sulla parete del giunto
- $\phi_b$  = angolo di attrito di base

Criterio simile a quello delle superfici lisce in quanto JRC varia tra 0 a 20 a seconda della scabrezza, quindi se si ha una superficie liscia JRC=0  $\Rightarrow \tau_m = \sigma_m \tan \phi_b$

$JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_m} \right)$  è un termine che mi comprende tutto il fenomeno legato alla scabrezza, e in gradi sessagesimali che viene sommato a  $\phi_b$ .

Quel  $\phi_b$  può essere anche un  $\phi_r$  (residuo) dipende da che cosa abbiamo a disposizione: se si ha angolo di attrito residuo valutato su superfici naturali (caso raro)  $\Rightarrow$  metto  $\phi_r$ . Se ho angoli di attrito di picco (caso rarissimo)  $\Rightarrow$  faccio la miglior interpolazione. Se non ho nessuno dei due (caso più probabile), il  $\phi_b$  è quello legato solo all'attrito per contatto, invece stimando JRC con profilometro, e JCS con sclerometro, posso ricavare l'andamento reale non lineare di una superficie.

Criterio lineare  $\rightarrow$  superfici lisce naturali o artificiali  
 Criterio non lineare  $\rightarrow$  superfici scabre

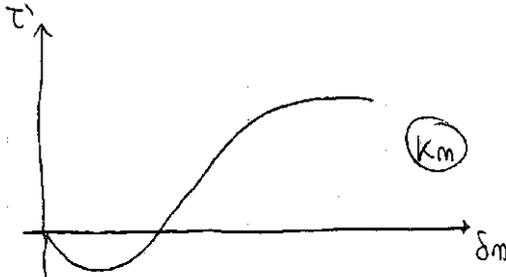
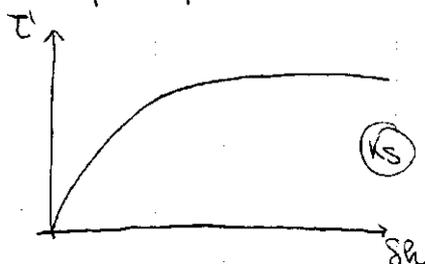
Esiste una correlazione che permette di fare una stima del  $\phi_r$  una volta noto  $\phi_b$  e una volta fatte le prove col martello di Schmidt che danno i valori  $\alpha$  = indice di Schmidt su giunto alterato  
 $R$  = indice di Schmidt su giunto sano (creato in laboratorio)

$$\phi_r = 10^\circ + \left( \frac{\alpha}{R} \right) (\phi_b - 10^\circ)$$

Ci dice, sulla base del grado di alterazione della superficie, come può essere  $\phi_r$  rispetto a  $\phi_b$

## COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO della DISCONTINUITÀ

Nel tratto di prova prima che avvenga lo scorrimento si va a valutare, considerando un comportamento di deformazione elastica, la rigidità. Dalle prove sperimentali si ottengono valori da inserire in  $\tau$ - $s_R$



La pendenza del primo tratto di curva mi definisce una deformabilità in campo elastico e indica la rigidità → quanto si può deformare la discontinuità nella direzione del taglio prima che avvenga lo scorrimento

Stessa cosa si ottiene diagrammando la  $\tau$  e lo spostamento in direzione normale ( $s_m$ ). Si avrà spostamento verso il basso e poi dilatazione e sulla base della pendenza di questa curva si ricava  $k_m$  = rigidità normale

Il modello costitutivo assegnato alla discontinuità è di tipo elasto-plastico ideale. Le facce della discontinuità sottoposte a sollecitazione di taglio si deformano elasticamente fino alla soglia di plasticizzazione, rappresentata dal criterio di resistenza, quindi iniziano a scorrere. Dal punto di vista deformativo si definiscono:

- la RIGIDEZZA NORMALE  $k_m$  = rapporto tra l'incremento della forza normale applicata e il corrispondente incremento di spostamento normale
- la RIGIDEZZA TANGENTE  $k_s$  = rapporto tra l'incremento della forza di taglio applicata e il corrispondente incremento di scorrimento

## CLASSIFICAZIONE dell'AMMASSO ROCCIOSO

Identifichiamo l'ammasso roccioso come un modello CONTINUO EQUIVALENTE; si vuole avere un unico criterio di resistenza che tenga conto dell'ammasso roccioso come insieme di matrice rocciosa e discontinuità.

Se lavoro con un mezzo continuo equivalente si avranno caratteristiche di resistenza che tengano conto di entrambi gli elementi; vengono dette CARATTERISTICHE EQUIVALENTI.

Per far ciò si usano metodi empirici che sono le CLASSIFICAZIONI dell'ammasso roccioso; permettono di dare una qualità globale all'ammasso roccioso.

I principali metodi sono =

- RHR
- Q
- GSI

Questi metodi derivano da osservazioni sperimentali di casi di scavo sotterraneo. Ogni autore ha individuato dei parametri che potessero rappresentare bene la qualità dell'ammasso roccioso: per esempio Barton col metodo Q

## AMMASSO ROCCIOSO

Criterio di resistenza dell'ammasso roccioso + CRITERIO di HOEK e BROWN

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s_b \sigma_{ci}^2)^\alpha \quad b = broken$$

$m_b$  e  $s_b$  cambiano in funzione della qualità dell'ammasso e dipendono con formule empiriche che legano questi parametri con il GSI

Col passare del tempo viene aggiunto un parametro di danno  $\Delta$  che varia da 0 a 1  $\rightarrow$  0 = ammasso roccioso perfettamente non disturbato  
1 = massimo disturbo

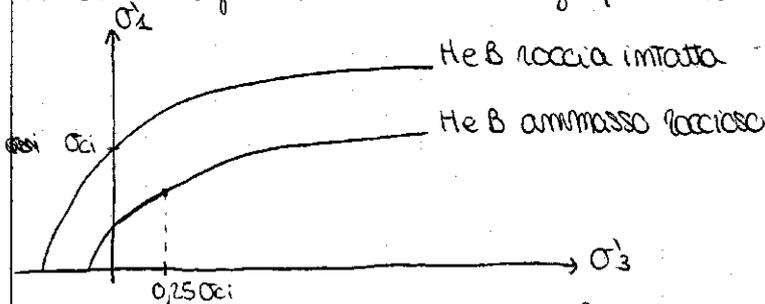
Disturbo non di origine geologica ma legato ad esempio a sollecitazioni dinamiche o antropiche. La classe classificante l'ammasso roccioso legata alla natura dell'ammasso a volte era limitativo perché poteva avere una qualità peggiore dovuta al fatto che era sottoposta a sollecitazioni.  $\Delta$  deve essere stimato in modo qualitativo

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14\Delta}}$$

$$s_b = e^{\frac{GSI-100}{8-3\Delta}}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (\approx 0,5)$$

Col passaggio di scala si riducono le caratteristiche di resistenza per il criterio. Diagramma criterio su grafico delle tensioni principali:



Bassa la resistenza a trazione e nell'ammasso e anche  $s$  molto basso, nell'ordine del millesimo

Possiamo anche stimare la deformabilità dell'ammasso roccioso conoscendo il GSI; Tutte formulazioni empiriche e scelgo quella più adatta  
 $E_d$  = modulo di deformabilità (non elastico)

Anche questo criterio può essere linearizzato, ma per piccoli tratti  
 $\rightarrow \sigma_3 = 0 \div 25\% \sigma_{ci}$  della roccia intatta

## COSTRUZIONE del RETICOLO POLARE

Si investe l'emisfero di riferimento con un reticolo di paralleli e meridiani posto in modo tale che l'equatore risulti disposto orizzontalmente. La proiezione del reticolo sul piano orizzontale costituisce il reticolo polare. Il bordo del cerchio e l'equatore, i meridiani convergono e i paralleli sono concentrici.

DIP = immersione                      SICURA?  
DIP DIRECTION = inclinazione S

ARCO → vicino al bordo ⇒ pseudo-orizzontale  
→ vicino al centro del reticolo ⇒ pseudo verticale

ESERCIZI:

IL RICO IL RICO IL RICO IL RICO

la fase di evoluzione del cinematisimo può essere vista come un processo di ridistribuzione energetica. Qualunque sia il cinematisimo, nelle 4 fasi precedenti vale il principio di conservazione dell'energia.  
 Al momento dell'inizio dell'instabilità l'ENERGIA POTENZIALE  $E_p$  dovuta alla posizione del volume di terra ad una certa quota, viene ridistribuita in

- dissipazione per attrito  $E_f$
- rottura e disgregazione del materiale instabile  $E_d$
- energia cinetica (movimento)  $E_k$

In ogni istante durante l'evoluzione dell'instabilità vale:

$$\Delta E_p + \Delta E_f + \Delta E_d + \Delta E_k = 0$$

A monte e a valle c'è solo l'energia potenziale.

### CLASSIFICAZIONE delle FRANE

Bisogna nella slide di frana per scivolamento. All'innesco della frana non si vede il coronamento. Una volta iniziato il movimento si ha una SUPERFICIE di ROTTURA ovvero una superficie su cui avviene il movimento; al di sopra tutto il volume di terra si muove. Il volume di terra si può scompaginare; si creano tante fette di terreno man mano che si muove verso il basso creando varie ~~scarpate~~ SCARPATE. Il CORONAMENTO è la linea che si vede a monte dove prima c'era il terreno e rappresenta la superficie di rottura che è arrivata fino al piano campagna. Il coronamento ci dà anche l'idea dell'estensione laterale della frana.

I FIANCHI DESTRO e SINISTRO sono scarpate laterali che si sono create su unco dando quel volume di terreno.

Il PIEDE è la base a valle del versante dove va a finire la frana.

La parte finale della frana viene detta UNGHIA.

Inoltre si hanno 3 zone: - di DISTACCO = dove la massa di volume si è staccata  
 - di PROPAGAZIONE = l'area in cui si muove la frana  
 - di ACCUMULO = zona in cui la frana si arresta

La zona di propagazione più quella di accumulo vengono chiamate AREA di INVASIONE, cioè l'area colpita dal movimento

Si distinguono 2 classi di materiale coinvolto

→ BEDROCK = substrato roccioso

→ SOIL = terreno

quindi frane che avvengono in roccia e in terreno

Il terreno è ancora diviso in

→ terra = 80% delle particelle ha una dimensione  $< 2$  mm (dimensione del setaccio che separa sabbia da ghiaia)

→ detrito = dal 20% al 80% delle particelle ha dimensione  $\geq 2$  mm e il resto  $< 2$  mm

Si individuano 5 tipologie di movimento

→ CROLLO = rientra la caduta massi

→ RIBALTAMENTO

→ SCORRIENTO

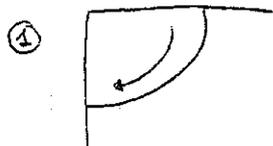
→ ESPANSIMENTO

→ COLATA

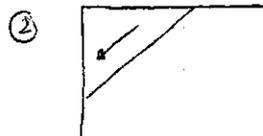
## FRANA PER SCORRIMENTO o SCIOLAMENTO

Il fenomeno prevede lo scioglimento di un volume di roccia o terreno lungo una o più superfici a diverse profondità, da superficiali a quelle più profonde. Possono avere diverse velocità di movimento.

Si distinguono 2 tipologie di scorrimenti a seconda della forma della superficie di rottura → per scorrimento ROTAZIONALE = superficie di rottura circolare ①  
→ per scorrimento TRASLAZIONALE = superficie di rottura lineare ②



① cinematismo di rotazione e traslazione perché terreno ruota e scivola verso il basso. Classico di terreni coesivi



② cinematismo di traslazione rigida verso il basso. Classico in roccia

Principali cause = acque di infiltrazione, eventi sismici, azioni antropiche e piani di discontinuità opportunamente inclinati

FRANE PER SCIOLAMENTO IN TERRA → la possibilità che avvenga uno scioglimento rotazionale o traslazionale dipende sia dalla presenza di acqua all'interno del terreno sia dalle caratteristiche di resistenza del materiale. Nel caso in cui si ha un terreno coesivo, la presenza della coesione fa sì che la superficie di rottura che si genera diventi curvilinea. La curvatura è tanto più marcata quanto maggiore è la coesione. Un terreno argilloso ha quindi una curvatura accentuata, un terreno sabbioso meno ed è lineare. La presenza di coesione fa cambiare anche la profondità su cui si ha la superficie di rottura e questo influenza anche il volume movimentato. Se il materiale non è coesivo (sabbie, ghiaie, detriti) → si ha una superficie di rottura quasi lineare, molto meno incurvata quindi, e più superficiale. La presenza d'acqua è sempre negativa; per terreni coesivi aumenta la profondità della superficie di scioglimento (volumi coinvolti più grandi); per terreni non coesivi fa scendere il terreno e provoca subito la frana.

SCIOLAMENTO ROTAZIONALE → il volume è soggetto a rotazione attorno ad un punto posto sopra il suo baricentro, la superficie di scorrimento è concava verso l'alto. Tali frane sono usuali in sequenze sedimentarie o in terreni alterati di rocce ignee e metamorfiche. Il corpo di frana può scomporsi in più blocchi o rimanere unito

SCIOLAMENTO TRASLAZIONALE → il volume scivola lungo una superficie corrispondente solitamente a discontinuità stratigrafiche o strutturali, avente opportuna pendenza rispetto a quella del versante. Lo scioglimento non avviene contemporaneamente in tutti i punti ma si ha un fenomeno di rottura progressiva.

## PRINCIPALI CAUSE DI FRANA

Principali CAUSE ESTERNE che variano le condizioni di stabilità del versante per accrescimento degli sforzi di taglio =

- cambiamenti della geometria = cambiare le sollecitazioni cioè cambiare il peso del materiale, le pendenze (scavi, erosioni, variazioni del profilo del versante...)
- scarichi (scavi, erosioni)
- carichi statici = si aggiungono carichi come rilevati, edifici, strutture
- carichi dinamici = evento sismico, esplosioni
- variazione del livello della falda acquifera = stagionali o antropiche (falde in pressione)
- variazione delle pressioni interstiziali = precipitazioni, sovrappressioni idrauliche
- variazione delle condizioni di vegetazione = disboscamenti

Principali CAUSE INTERNE che variano le condizioni di stabilità del versante per riduzione della resistenza a taglio del materiale =

- variazione delle caratteristiche di resistenza del materiale (comportamento fragile o rammollente)
- alterazione del materiale (perdita di cementazione, essiccazione, fratture)
- variazione della struttura interna del materiale per filtrazione (dilatamento, sollecitazioni)

Estremamente CRITICI per l'innescare e evoluzione del fenomeno franoso sono:

- i fattori meteorologici e climatici (intensità e durata delle precipitazioni)
- gli elementi di origine tettonica (faglie, zone di debolezza...)

~~Quanto~~ queste cause possono essere:

**PREDISPONENTI** = non generano movimento ma mettono il versante in una situazione critica. Ad esempio la pioggia di bassa intensità che dura a lungo  $\Rightarrow$  il terreno si satura perché la pioggia si instaura in tutti i livelli anche quelli impermeabili e si innalza anche la falda.

**INNESCANTI** = sono tali da innescare il movimento. Ad esempio pioggia di alta intensità e di breve durata che satura in modo peggiore il terreno superficiale e crea la spinta finale che mobilita il terreno.

I parametri che entriamo in gioco nello studio della pioggia in relazione alle frane sono:

- intensità = i millimetri di pioggia che cadono nel tempo
- quantità = quanta pioggia accumulata
- sia quella predisponente che quella innescante

Nell'Italia i mesi peggiori di frane e alluvioni sono quelli autunnali e primaverili (scioglimento dei ghiacciai)

## INDAGINI IN SITO

### INDAGINI IN SITO - GEOLOGICHE e GEOMORFOLOGICHE

L'indagine geologica e geomorfologica ci consente di definire la geologia del sito insieme ad un'analisi della struttura dell'ammasso roccioso con determinazione, ad esempio, delle caratteristiche delle discontinuità. eseguita attraverso un rilievo geostrutturale, sono elementi essenziali sulla base dei quali si imposta un'analisi di stabilità.

Queste indagini devono sempre essere previste ~~in relazione~~ con differenti dettagli in relazione all'importanza dello studio.

Le norme tecniche prevedono che all'interno dei documenti da produrre durante un'indagine ci sia una relazione

- GEOLOGICA = la fa il geologo; si descrive la geologia del sito e la sua storia geologica
- GEOTECNICA = la fa il progettista o l'ingegnere; si determinano le caratteristiche meccaniche

### INDAGINI IN SITO - SONDAGGI

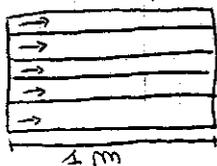
Le perforazioni di sondaggio rappresentano un metodo di indagine diretta, permettono di raggiungere notevole profondità (100-200 m) e di attraversare anche terreni sotto falda; possono essere fatte in diverse direzioni.

Oltre che ai fini della determinazione della stratigrafia e del prelievo di campioni rappresentativi, i fori di sondaggio possono essere usati per l'esecuzione di prove in sito e per l'installazione di strumentazione geotecnica di monitoraggio (piezometri, inclinometri, ...).

Quindi vengono effettuati sia sondaggi stratigrafici, per definire la stratigrafia, sia sondaggi geotecnici per poi essere sottoposti a prove di laboratorio. Possono essere fatti insieme allora e un sondaggio stratigrafico-geotecnico.

Per l'esecuzione di prove in sito si intende ad esempio prove sismiche.

Dalle perforazioni di sondaggio è possibile ottenere le carote di materiale recuperato alle diverse profondità che consentono la definizione della stratigrafia del terreno e forniscono i campioni per le prove di laboratorio. Tali carote di materiale vengono messe in apposite cassette di lunghezza 1 m con 5 spazi (quindi 5 m di profondità). In alto a sinistra c'è il materiale più superficiale e in basso a destra quello più in profondità.



Il materiale estratto viene riposto su un tubo in PVC e il geologo lo osserva e definisce la stratigrafia; poi ripone questo materiale nelle cassette. Queste cassette sono in legno o in plastica.

L'attrezzatura per i sondaggi è costituita da un carotiere che crea un foro all'interno del terreno e questo foro viene sostenuto da un cilindro

estendimenti, i dati raccolti vengono utilizzati per il diagramma stereografico che ci permette di capire la struttura dell'ammasso roccioso, in quanto ci permette anche di conoscere i vari piani di scorrimento.

Nello stereogramma, le discontinuità presenti ai bordi sono verticali e "continuano" dall'altra parte frontalmente; le discontinuità al centro sono orizzontali.

Per misurare la geometria di un versante è possibile utilizzare teodolite, stazione totale, mappe oppure laser scanner.

### LASER SCANNER

Emette un raggio laser che colpisce il bersaglio e riferisce la posizione del punto colpito in quanto da come informazioni le distanze dallo strumento al punto colpito. È possibile ~~anche~~ ricostruire la geometria di ciò che è stato rilevato.

È possibile calcolare la distanza in funzione al tempo che l'onda impiega per andare al colpito il punto e tornare indietro.

In questo modo è possibile ricostruire il profilo DEM = DIGITAL ELEVATION MODEL che sarebbe un profilo 3D del versante rilevato. Questo è utile in quanto dal modello è possibile ad esempio ricavare la sezione 2D.

È possibile usare il laser scanner anche per il rilievo geostrutturale (si può fare anche con la rotella metrica in sito) in quanto riconosce le discontinuità che poi vengono rappresentate nel modello.

### STEREOSCOPIA

Simile al laser scanner, ma vengono utilizzate le fotografie. Questo metodo è utilizzato se le dimensioni da rilevare non sono molto grandi, ad esempio per le gallerie. Vengono scattate più foto da posizioni diverse e poi viene ricostruito il profilo analizzato. Si può fare anche il rilievo geostrutturale.

### INDAGINI GEOFISICHE

Servono ad indagare ciò che c'è in profondità ricorrendo la stratigrafia e alcune caratteristiche meccaniche.

Una sorgente meccanica eccita il sottosuolo inviando onde che si propagano nel terreno; si ha quindi un emettitore e un ricevitore per calcolare la velocità di propagazione. Si differenziano tecniche diverse a seconda degli strumenti utilizzati. Le onde generate possono essere:

- di compressione (P) = il moto delle particelle avviene nella direzione della propagazione dell'onda
- di taglio (S) = il moto delle particelle avviene nella direzione perpendicolare a quella della propagazione dell'onda

Le più usuali prove geofisiche sono sismica a rifrazione o riflessione, prove in foro, SASW e MASW.

31 OTTOBRE - BARLA

## MONITORAGGI

Il monitoraggio è l'ultimo step del processo di progettazione per vedere come si comporta ciò che abbiamo progettato o ciò che vogliamo studiare. Questo tipo di approccio viene anche definito METODO OSSERVAZIONALE in geotecnica in quanto si osserva e si verifica il comportamento dell'opera costruita per vedere se rispetta la previsione fatta in precedenza.

Lo scopo del monitoraggio è quindi quello di verificare che le assunzioni fatte durante il progetto o le previsioni siano verificate. un altro scopo è quello di assicurare che la struttura rispetti i requisiti delineati in fase progettuale.

Si misurano: deformazioni, spostamenti, pressioni interstiziali nel terreno, tensioni e deformazioni negli elementi strutturali (tiranti di ancoraggio), forze e temperatura.

### OSSERVAZIONE e CONTROLLO di SITI INSTABILI

Qualora il sito sia già sede di instabilità occorre installare strumentazione per monitorare =

- MOVIMENTI IN SUPERFICIE (spostamenti) = osservazioni visive, metodi topografici, fotogrammetrici, sistemi radar, laser scanner, strumenti rimovibili o estensimetri fissi installati in superficie. si misurano anche le velocità.
- MOVIMENTI IN PROFONDITÀ = estensimetri multibase, inclinometri (spostamenti)
- CONDIZIONI IDRAULICHE = misura delle pressioni interstiziali a diverse profondità mediante piezometri
- SOLLECITAZIONI NEL TERRENO e in strutture di sostegno = celle di pressione di carico

## STRUMENTI di MONITORAGGIO

### OSSERVAZIONI VISIVE

Ispezioni per osservare aspetti morfologici connessi a potenziali dissesti, forma, orientamento e altre caratteristiche delle fratture. il principale strumento è la persona stessa facendo un sopralluogo. Ispezioni e fotografie devono ripetersi periodicamente.

### METODI TOPOGRAFICI

Monitoraggio di vaste aree con bassi costi.

Misura dello spostamento verticale effettuata con la tecnica delle LIVELLAZIONI; si usa per controllare opere ad andamento lineare (strade) che attraversano il pendio in esame

Misura dello spostamento di un punto nello spazio eseguita con diversi metodi =

- TRIANGOLAZIONI = la posizione di un punto è data dalla combinazione di misure angolari e di distanza eseguite da 2 stazioni diverse.
- TRIPLATERAZIONI = la posizione di un punto è data dalle misure di distanze eseguite da 3 stazioni diverse
- TRIANGOLATERAZIONI = la posizione di un punto è data dalle misure di distanze e posizione angolare rispetto ad 1 stazione

Stamenti di opere geotecniche con precisione sub-millimetrica ed in ogni condizione atmosferica. Alta frequenza di acquisizione delle immagini (una immagine ogni 30 secondi). L'interpretazione dei dati è semplice la quale può essere automatizzata in modo tale da avere subito i risultati. Gli output sono mappe di velocità e spostamento che possono essere georeferenziate e integrate nell'analisi strutturale e geotecnica. Disturbo della vegetazione perché in continuo movimento, si usano allora dei riflettori di materiale metallico da posizionare nella vegetazione. Vengono inoltre ricavati grafici dati SERIE TEMPORALI in cui si ha lo spostamento in funzione del tempo.

### MISURE LOCALI CON STRUMENTI RIMOVIBILI

e non più su una vasta area

Sono misure puntuali. Sono strumenti relativamente economici e richiedono personale che esegua le misure. Non consentono di cogliere movimenti improvvisi e imprevisti e le condizioni meteorologiche possono falsare le misure quindi occorre misurare sempre alla stessa ora e nelle stesse condizioni meteo.

Si misurano i movimenti delle fratture mediante caposaldi, installati a cavallo della frattura o in altri posti; estensimetri removibili o distometri.

Si possono misurare anche i movimenti di innalzamento relativo tra le 2 facce della frattura mediante inclinometro portatile.

### ESTENSIMETRO PORTATILE - STRUMENTO RIMOVIBILE

È costituito da 2 ganci posti alle 2 estremità e una rotella metrica. Si fanno misure di convergenza ovvero di quanto sono le variazioni tra 2 opere opposte.

### MISURE LOCALI CON STRUMENTI FISSI

Si installano estensimetri fissi in superficie per misurare la distanza tra 2 caposaldi a cavallo di una frattura per esempio. La lettura degli spostamenti è eseguita con comparatori o trasduttori elettrici collegati ad un sistema di acquisizione dei dati automatica.

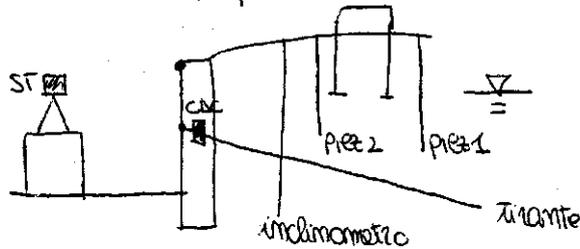
ESTENSIMETRI MULTIBASE = 1 o più ancoraggi posti a diverse profondità nel foro di sondaggio e una testa di riferimento posta alla bocca del foro. Gli ancoraggi sono uniti alla testa tramite astine e i trasduttori misurano gli spostamenti relativi tra ancoraggi e testa di riferimento.

### INCLINOMETRO

Dentro il foro di sondaggio viene inserito il cilindro che ha scalature in cui viene fatta scorrere i trasduttori. Ci dà la misura dello spostamento sul piano orizzontale.

## RETE WSN

Quando si fa un piano di monitoraggio e si installano sul sito un certo numero di sensori, è possibile collegarli tramite la rete WSN (wireless sensor network). Sono reti di sensori collegati con protocolli di comunicazione che utilizzano frequente radio.



Tutti questi strumenti possono essere collegati tra loro tramite frequente radio. Ogni strumento avrà un modo radio e trasmetterà tra loro tramite onde radio. Le mesh sono uno chiamato modo coordinatore che raccoglie tutti i dati trasmessi tramite onde radio.

In maniera periodica, ogni modo trasmette il suo dato al modo coordinatore. Si crea così una rete di sensori che trasmettono i dati al coordinatore e quale ~~li invia~~ <sup>li invia</sup> per un router con una scheda SIM contenente i dati li invia ad un server. Infine con un programma si potranno leggere tutti i dati raccolti. Di questa rete, l'anello debole è la SIM poiché può saltare la connessione. con la rete WSN se non troviamo la connessione insistono finché non riesce ad inviargli. Altro problema è la corrente elettrica, quindi occorre usare batterie ecc. Comunque il consumo di questi modi deve essere molto basso.

Se un singolo modo si guasta, i protocolli di trasmissione ~~non~~ <sup>non</sup> identificano un percorso alternativo per raggiungere il modo coordinatore.

## RAPPRESENTAZIONE GIS

Mappa della zona con inserimento della posizione reale degli strumenti di misura. si può dunque scegliere lo strumento, cliccarci sopra e si guarda la foto e si monitorano i dati.

## PIANO DI MONITORAGGIO

Il piano di monitoraggio va progettato e tiene conto:

- geometria della zona e posizionamento degli strumenti
- scopo = perché stiamo facendo il monitoraggio
- configurazione = manuale o automatica in base alle esigenze
- sezioni e planimetrie
- precisione = a seconda della precisione scelta si fanno costi diversi
- range di lettura = per quanto tempo si misura e ogni quanto misuriamo
- persone interessate
- costi

## STRAIN-GAUGES = misuratori di deformazione

Gli allarmi si impostano andando a definire ~~degli~~ delle soglie, una di allerta e una di allarme.

una volta individuate queste due forze occorre fare il rapporto tra le forze resistenti e quelle instabilizzanti e ricavare il fattore di sicurezza FS.

$$FS = \frac{R}{I}$$

R = forze resistenti  
I = forze instabilizzanti

Il FS è costante per tutto lo sviluppo della superficie di rottura potenziale.

FS può avere → 1 = condizioni di equilibrio limite  
→ > 1 = condizioni di stabilità  
→ < 1 = collasso

Se si vuole aumentare FS occorre diminuire i carichi agenti (forze instabilizzanti) oppure aumentare le forze resistenti o fare entrambe le cose. siccome ho quantizzato, posso quantizzare anche l'efficacia del mio intervento ad esempio se volessi ~~diminuire~~ diminuire le forze instabilizzanti posso applicare un tubo di drenaggio per l'acqua in modo da ridurre la spinta idraulica o toglierla del tutto. se invece volessi aumentare R occorre posizionare tralci di ancoraggi per esempio.

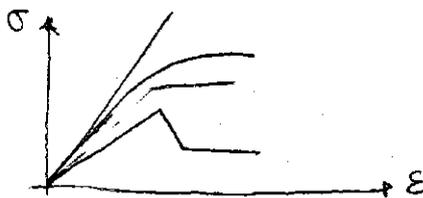
### METODO delle TENSIONI

Prendo lo stesso esempio di prima con la valutazione delle due forze, ma considero il volume come un corpo rigido che ~~non~~ si muove (ipotesi implicita fatta). Nella realtà però non è così perché il volume è deformabile; quindi il metodo dell'equilibrio limite è un metodo semplificato.

Il metodo delle tensioni è più completo perché consente di conoscere in ogni punto del problema tensioni, deformazioni e spostamenti ( $\sigma, \epsilon, u$ ). Una volta conosciuti, conoscendo anche le caratteristiche di resistenza del materiale, si possono quindi individuare le aree dove le caratteristiche di resistenza sono tali da non soddisfare le azioni in gioco, si individuano dunque le aree che non danno la stabilità del problema. ~~con~~ con questo metodo lo studio viene fatto in modo locale su tutti i punti del problema.

con questo metodo viene considerata la deformabilità del mezzo, calcolando tensioni e deformazioni significa che si ha una legge costitutiva associata al materiale.

la legge costitutiva è una relazione nel campo delle tensioni e deformazioni e ce ne sono di vario tipo:

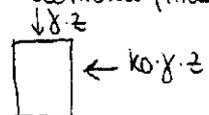


- elastico-lineare
- elastico non lineare
- elasto-plastico ideale
- elasto-plastico con rammolimento
- elasto-plastico con fragilità
- elasto-plastico con incollamento

elasto plastica = si ha un punto di snervamento, resistenza di picco e residua

Nel metodo delle tensioni entrano tutti i metodi numerici → elementi finiti, differenze finite, elementi distinti

In questo metodo occorre conoscere lo stato tensionale



## ANALISI A RITROSO

Sono analisi che vengono condotte quando il fenomeno di instabilità è già avvenuto. Non si conoscono le caratteristiche di resistenza e viene posto come fattore di sicurezza  $\lambda$  e poi si va a calcolare  $\phi$  e  $C$ .

Ad esempio conosciamo la geometria e sappiamo che c'è stato un fenomeno di instabilità, non conosciamo però la resistenza del materiale e quindi la lasciamo come incognita. Essendo stata instabilità  $FS=1$ , allora si può calcolare coesione e angolo di resistenza al taglio.

È quindi un processo nel quale si simula un fenomeno reale cercando di far sì di riprodurre ciò che abbiamo osservato.

Però dobbiamo osservare il fenomeno, poi lo riproduciamo e eventualmente cambiamo i parametri finché non riproduciamo il fenomeno così come è avvenuto, analisi parametrica. Per far tutto ciò, una cosa fondamentale è il MONITORAGGIO.

Nell'analisi a ritroso i coefficienti parziali devono essere unitari in quanto si sta riproducendo la realtà.

Quando si ha scivolamento siamo oltre il picco, siamo in condizioni residue allora la coesione è nulla.

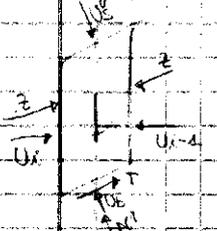
In una sezione prossima all'instabilità invece, in cui ancora non è venuto giù nulla, le condizioni di resistenza sono quelle di picco. Si avranno così tante coppie  $C$  e  $\phi$  che soddisfano  $FS=1$ . Una volta ricavata un'ipotetica coppia di valori posso progettare un intervento ad esempio aggiungendo dei tiranti che in modo quantitativo aumentano  $FS$ . Quindi anche se quella coppia di  $C$  e  $\phi$  non fosse completamente esatta sono sicura che col mio intervento ~~ho~~ migliorato le condizioni di instabilità.

Stesso discorso vale col metodo delle tensioni anche se io non avrò un incremento quantitativo ma il mio intervento di miglioramento (micropalo o tirante per esempio) andrà a condizionare tutta l'idea interessata in quanto ~~valore~~ l'intervento avrà una propria legge costitutiva che farà cambiare il risultato della ~~della~~ avuto precedentemente.

## METODI delle STRISCE

Si considera tutta una striscia di materiali che sta per scivolare, ma il FS viene calcolato dividendo la striscia in tanti conci, strisce verticali; si fa poi l'equilibrio di tutti questi conci. Si impone poi un'equazione di equilibrio globale e alla fine si ottiene il FS per tutto il versante. nella differenziazione dei materiali.  
 Questo viene fatto per rafforzare l'analisi andando in dettaglio. Inoltre viene fatto perché se considerassi tutto il volume di terreno e calcolassi FS, a numerazione devo trovare un'area di appoggio della superficie di rottura e quindi il peso del volume diviso l'area di appoggio della superficie di rottura; troverei così una pressione distribuita lungo tutta questa superficie, questo però è un errore perché la pressione normale è diversa in ogni concio perché i volumi dei conci sono diversi; quindi si va a fare un'analisi di dettaglio.

Ogni striscia è soggetta a delle forze:



- peso proprio  $W$
- reazione del terreno normale sotto  $N'$
- resistenza a taglio  $T$  che si oppone allo scivolamento
- forze di contatto tra i conci  $z$
- pressioni idrauliche  $u_i$  sulle pareti verticali,  $u_b$  alla base inferiore,  $u_s$  sulla faccia superiore; tutto questo se il concio è immerso nell'acqua

ci serve inoltre sapere la pendenza  $\alpha$  del pendio e le dimensioni geometriche del concio e la profondità  $z$

### PENDIO SOVVERSO - caso ①

- Sollecitazioni agenti:  $W, N', T, u_i, u_b, u_s, u_{i-1}, \Delta u = u_{i-1} - u_i$
- Dimensioni concio:  $b \cdot h$
- Parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci:  $c' \neq 0$  e  $\phi' \neq 0$

Si impongono delle equazioni di equilibrio traslazione e rotazione.

- Equilibrio perpendicolare alla base di traslazione, qualora ci fosse bisogno occorre proiettare

$$N' = W \cos \alpha - u_b + u_s - \Delta u \sin \alpha$$

possiamo ricavare  $N'$  in quanto conosciamo tutti gli elementi a secondo membro

- Equilibrio alla traslazione tangente alla base

$$T = W \sin \alpha + \Delta u \cos \alpha$$

$\Delta u$  è positiva perché scivolante

Ricaviamo  $T$ .

$$\text{Si impone } FS = \frac{T_{\text{resistente}}}{T_{\text{agente}}} = \frac{N' \cdot \text{tg} \phi' + c' \cdot A}{W \sin \alpha + \Delta u \cos \alpha} = \frac{(W \cos \alpha - u_b + u_s - \Delta u \sin \alpha) \cdot \text{tg} \phi' + c' \cdot \frac{b}{\cos \alpha}}{W \sin \alpha + \Delta u \cos \alpha}$$

l'area di contatto è la base del concio in quanto l'altra direzione la si ipotizza uguale a 1 m

le  $T$  agenti sono le forze agenti nella direzione dello scivolamento

Si ha sempre:  $FS = \frac{\text{criterio di resistenza}}{\text{sollecitazioni}}$  e deve essere riferito sia a numeratore

che a denominatore a sollecitazioni di taglio come in questo caso, o di compressione.

se la superficie di scivolamento non è lineare e parallela al pendio, quindi non c'è più l'ipotesi del pendio indefinito, per il metodo delle strisce si hanno geometrie diverse e nascosto incognite in più rispetto al numero di equazioni di equilibrio.

Il volume instabile viene sempre diviso in strisce verticali e quindi in  $m$  canci.

- Si hanno:
- forze idrauliche alla base
  - forze idrauliche laterali che alcune volte si elidono
  - forze ~~parallele~~ di contatto con gli altri canci che si ~~elidono~~ scompaiono in verticali  $X_j$  e  $X_{j-1}$  e orizzontali  $E_j$  e  $E_{j-1}$ . queste forze sono date dal fatto che ogni cancio rispetto a quello prima e quello dopo ha a disposizione una resistenza di attrito lungo la superficie di contatto
  - peso proprio del terreno

Ipotesi le dimensioni geometriche e l'angolo  $\alpha$  di pendenza.

Cio che non conosco sono i blocchi delle forze orizzontali di contatto  $X_j$  e  $E_j$  (m-1) la forza normale  $N_j$  alla base e il FS.  $m-1 =$  perché doppi (m-2)

le incognite sono quindi  $4m - 2 = 2$ .

- le equazioni risolutive sono:
- equilibrio alla traslazione verticale (m)
  - " " " " orizzontale (m) " " "
  - " " " " rotazione (m) " " "

Quindi si ha  $3m$ .

$4m - 2 = 3m$  per  $m > 2$  incognite sovraabbondanti e quindi si ha un problema indefinito

Si usano quindi dei metodi che permettano di eliminare tali incognite mediante ipotesi sulle forze laterali, sul punto di applicazione delle forze o sulle forze normali.

### METODO di FELLENIUS

Per determinare  $N_j$  si considera l'equilibrio alla traslazione normale alla base del cancio:

$$N_j = W_j \cos \alpha - U_{bj} + (\Delta x_j \cos \alpha_j - \Delta E_j \sin \alpha_j)$$

Allora FS =  $\frac{\sum (N_j \tan \phi_j + c' \Delta E_j)}{\sum W_j \sin \alpha_j}$   $\Delta E_j =$  area di appoggio =  $\frac{b_j}{\cos \alpha_j}$

$\sum$  sommatoria perché è estesa a tutti i canci che non sono tutti uguali come nel pendio indefinito.

Fellenius considera che non ci siano forze di contatto perché ogni cancio che si considera è come se fosse un blocco a se e non confinato, approssimazione molto cautelativa a favore di sicurezza.

$$\text{Allora FS} = \frac{\sum [(W_j \cos \alpha - U_{bj}) \tan \phi_j + c' \Delta E_j]}{\sum W_j \sin \alpha_j}$$

Tale metodo ci permette di trovare un FS cautelativo.

viene usato per superfici quasi lineari di scivolamento, se fosse invece profonda e curvilinea il FS si allontana molto da quello reale diventando molto cautelativo. È un metodo molto rapido.

se la superficie di scivolamento è curvilinea si usano altri metodi.

## METODO di JANBU RIGOROSO

Introduce un fattore di correzione  $F_0$  <sup>che</sup> ~~corregge~~ moltiplica a  $F_S$  <sup>del Janbu semplificato</sup> in funzione dell'approfondimento della superficie e l'ampiezza.

Quindi si usa per superfici molto profonde e curve linee.

Aggiunge anche l'equilibrio alla rotazione della superficie rispetto al suo centro. Si aggiungono quindi i punti di applicazione delle forze siccome si lavora con dei momenti. Tali punti vengono definiti introducendo una linea nel volume instabile la cui posizione viene individuata con suggerimenti qualitativi. Tale linea quando interseca il conico trova il punto di applicazione delle forze di contatto. Si fanno dunque le 3 equazioni di equilibrio.

Il  $F_S$  viene calcolato iterativamente.

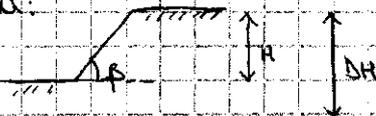
La linea della di SPINTA deve individuare un centro di spinta per ognuno dei conici, ovvero il punto di applicazione delle forze, posto in prossimità del terzo medio inferiore dell'altezza nei terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e più in alto nei terreni coesivi o più in basso a seconda che il conico si trovi in testa o al piede della frana. Intanto le punto di applicazione non ~~ha~~ influenza molto le  $F_S$ . Quindi in generale tale linea si mette al terzo medio inferiore.

## LE CARTE di STABILITÀ

Sono degli abachi che si usano per fare una stima speditiva della stabilità di un versante artificiale, cioè quando si fa uno scavo.

Attraverso alcune caratteristiche geometriche e di resistenza del pendio si ottiene  $F_S$ . Si possono usare facendo un'ipotesi della geometria dello scavo e una stima delle caratteristiche di resistenza e si ricava  $F_S$  oppure definiamo le  $F_S$  e poi si ricava la pendenza che deve avere lo scavo.

Si basa su un NUMERO di STABILITÀ che è dato dal rapporto tra la coesione (potenziale) e il prodotto tra  $\gamma$  del terreno e l'altezza dello scavo  $N = c/\gamma H$ , tale  $N$  lo definiamo scavo.



$\beta$  = pendenza scavo

$H$  = altezza scavo

$DH$  = dice la profondità della superficie probabile di rottura rispetto al pc

Le CARTE di TAYLOR sono molto vecchie e si basano su metodi grafici di analisi di stabilità senza considerare le pressioni interstiziali e quindi si possono usare solo con versanti secchi. Ci sono 2 diagrammi:

- diagramma 1 = si tratta con  $N = c/\gamma H$  ed è in funzione di  $\beta$ ,  $\varphi$  e  $DH$

+ ascissa =  $\beta$  ordinata =  $N$  le curve si differenziano a seconda di  $\varphi$ , ci sono zone

• zona A = alte inclinazioni, diversi valori di  $\varphi$ , una volta letto  $N$  posso ricavare

• zona B = basse inclinazioni e a seconda di  $\varphi$  legge  $N$

Le 2 zone si differenziano sulla base della posizione della superficie di rottura che non conosciamo, se siamo in zona A la si avrà non profonda, se siamo in zona B

20 NOVEMBRE 1974

# 14 NOVEMBRE SPINTE delle TERRE

Le opere di sostegno sono opere controterra che devono sostenere la spinta del terreno qualora il terreno si mobilitasse. occorre individuare quindi queste spinte.

I muri di sostegno sono opere che trattengono un volume di terreno che si trova a monte e occorre ipotizzare che in questo terreno si crei rottura e quindi il terreno vada a spingere sul muro con una certa pressione.

Per far tutto ciò si ricorre alla teoria sulla spinta delle terre

## STATO di EQUILIBRIO LIMITE di RANKINE

È una teoria che si <sup>ricava</sup> ~~trattiene~~ dai cerchi di Mohr. Si basa su 2 ipotesi:  
- mezzo puramente attrittivo, omogeneo, delimitato superiormente da superficie libera orizzontale  
- resistenza rappresentata dal criterio di Coulomb con  $c=0$  e  $\varphi \neq 0$  (non coesivo, a grana grossa).

È possibile che si generino 2 spinte nel terreno, una nella parte di monte e l'altra, se c'è, nella parte di valle. si considera il terreno che spinge sul muro e così nel terreno si crea una superficie di rottura che secondo Rankine è bimetale. stessa cosa se il muro spinge il terreno; si crea una superficie di rottura nella parte di valle, sempre bimetale.

Rankine considera un elemento infinitesimo a monte e a valle del muro e va a vedere cosa succede dal punto di vista tensionale su questi due elementi man mano che il terreno spinge sul muro e viceversa.

si possono creare così due possibili condizioni nel muro: nel caso di monte la SPINTA ATTIVA e nel caso di valle la SPINTA PASSIVA.

ATTIVA

la spinta attiva a monte è dovuta al fatto che il terreno si rompe e quindi c'è un cuneo di terreno che si muove verso il muro. nel caso della spinta passiva, è il piede del muro che spostandosi genera una rottura a valle del terreno.

nel caso della spinta attiva se si ipotizza di partire da uno stato tensionale iniziale caratterizzato da  $\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z$ , allora sull'elemento di terra agisce  $\sigma'_{vo}$ . se pian piano avviciniamo verso rottura, ~~l'elemento~~ l'elemento subisce una COMPRESSIONE per scarico cioè anche a rottura per scarico. l'elemento si scarica, cioè ~~si scarica~~ si scarica lateralmente; il battente verticale rimane uguale, ma l'elemento si comprime e viene scaricato cioè il confinamento  $\sigma'_a$  diminuisce. il percorso tensionale passa da una  $\sigma'_{vo}$  che era la tensione principale minima agente in sito a delle tensioni di confinamento sempre più piccole. l'elemento si sta ~~lasciando~~ rilasciando lateralmente, compressione per scarico.

se si ipotizza che in quell'elemento vale il criterio di resistenza alla Mohr Coulomb con  $\varphi \neq 0$  e  $c=0$ , ci sarà un momento in cui man mano che il campione si

Essendo anzitutto alla  $\tan \phi$  deve valere il criterio di ~~resistenza~~ Mohr Coulomb con queste 2 tensioni critiche che hanno portato al terreno a rottura ( $\sigma'_{vo}$  e  $\sigma'_p$ )  
 $\rightarrow \sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$

COEFFICIENTE di SPINTA PASSIVA  $K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$  angolo di rottura =  $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} = \beta$

Quindi in ogni punto del terreno a valle del muro posso calcolare  $\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot K_p$

$K_a$  e  $K_p$  sono funzioni delle caratteristiche di resistenza del terreno, infatti dipendono da  $\phi$

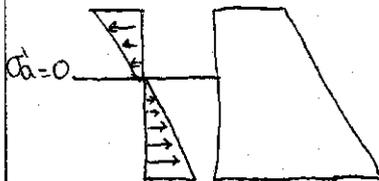
### TERRENI CON COESIONE

Nell'ipotesi di mezzo dotato di coesione e attrito, le espressioni delle tensioni limite attiva e passiva seguono l'enunciato di Coulomb in cui si possono usare le stesse formule basta traslare ~~gli assi~~ l'origine degli assi del criterio di resistenza, ovvero l'origine delle  $\sigma'$  viene traslato di  $c' \cdot \cot \phi'$ , quindi il criterio non passa più per l'origine.

$$\rightarrow \sigma'_a = \sigma'_{vo} \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot (K_a)^{0,5}$$

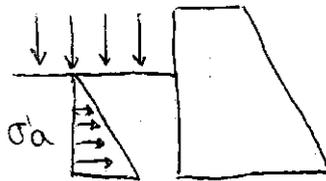
$$\rightarrow \sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot K_p + 2 \cdot c' \cdot (K_p)^{0,5}$$

Puo' capitare che la prima espressione venga  $\sigma'_a = 0$  se  $\sigma'_{vo} \cdot K_a = 2c' \cdot (K_a)^{0,5}$ , ovvero c'è una profondità (in quanto  $\sigma'_{vo}$  dipende da  $z$ ) in cui la spinta diventa nulla, tutta la situazione rimane in equilibrio. Per valori di  $\sigma'_{vo}$  più bassi la  $\sigma'_a$  diventa negativa, le pressioni  $\sigma'_a$  sono continuamente crescenti a partire dai valori positivi; e così perché è funzione di  $z$ .



Il tratto di terreno critico in cui la  $\sigma'_a$  diventa di trazione. Questo spessore critico lo si può calcolare geometricamente.

Lo strato di trazione, siccome la resistenza a trazione è nulla del terreno, viene considerata come un sovraccarico in quanto sarebbe tutta a rottura per trazione. È quindi un peso gravitativo che non genera spinte. Allora si ha questo schema:



Per i terrapieni l'altezza del terreno di sovraccarico viene considerata come  $H_c = \frac{2,67 \cdot c'}{\gamma'} \cdot \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$

### PIANO CAMPANA INCLINATO

L'angolo di pendenza  $i < \phi'$  se terreno non coesivo, perché  $F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan i}$  per l'equilibrio limite. La  $\sigma'_{vo}$  sarà inclinata  $\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z \cdot \cos i$

Le spinte attive e passive saranno date dall'area del diagramma delle pressioni  $\sigma'_a$  e  $\sigma'_p$

perché è una pressione con cui il terreno reagisce ad un possibile movimento del muro; ferma il piede del muro.

Considerare per la spinta passiva una superficie di rottura lineare e quindi sovrasimilata, andrebbe a sfavore di sicurezza; non è possibile dunque accettare l'ipotesi di superficie di rottura lineare per la spinta passiva. Per questo ~~motivo~~ motivo se dobbiamo tenere conto della spinta passiva occorre far l'ipotesi di superficie non lineare come il grafico di NAVFAC o le formulazioni di LANCIOTTI.

Con l'ABACO di NAVFAC si entra con l'angolo  $\phi'$  di attrito del terreno e le varie curve si distinguono per il rapporto tra  $i$  e  $\phi'$  ( $i$  = angolo di inclinazione  $R$ ) tale rapporto ha un massimo di 1. Sull'ordinata si leggono poi i coeff.  $c_1$  e  $c_2$  di spinta attiva e passiva. Entrambi i coefficienti sono presi con  $i$ , denotando una superficie di rottura a spirale logaritmica.

Le formulazioni di LANCIOTTI da entrambi i coefficienti considerando la superficie a spirale logaritmica. Ci sono anche le formulazioni se il  $\phi$  è inclinato di un angolo  $i$ .

Nelle opere flessibili, rispetto a quelle rigide, è fondamentale considerare la spinta passiva.

La mobilitazione delle due spinte, attiva e passiva, cioè la possibilità che con la traslazione del muro verso valle si abbia la generazione di queste due spinte, richiede uno spostamento del muro diverso. Per avere le detentazioni occorre ipotizzare che il muro si muova rigidamente così in questo modo si libera il terreno a monte e comprimiamo quello a valle. Lo spostamento del muro necessario ad attivare poi a rottura è molto più piccolo rispetto a quello che è necessario per attivare, per successive compressioni, della spinta passiva. Questo fa sì che nel caso delle opere rigide sia altrettanto improbabile che si abbia sia la spinta attiva che la spinta passiva perché nel momento in cui il muro inizia a spostarsi si mobilita il terreno a monte e si ha quindi la spinta attiva, ma non si ha avuto ancora uno spostamento tale da generare la spinta passiva. Per questo motivo, oltre al fatto che la spinta passiva è a favore di stabilità, nelle opere rigide la spinta passiva viene trascurata perché è impossibile sostenere che le due azioni avvengano contemporaneamente. Eventualmente può essere considerato se siamo proprio al limite ~~per~~ per il calcolo del FS ed essere verificato.

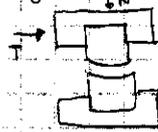
L'opera rigida ha un piccolo rientro di spessore piccolo con terreno disturbato e rimbombato quindi con caratteristiche che peggiori di quelle a monte e inoltre non si può garantire che non venga di levato o smosso per cui questo è un altro motivo che induce a non considerare, almeno inizialmente, la spinta passiva.

### SPINTA dovuta ai SOVRACCARICHI

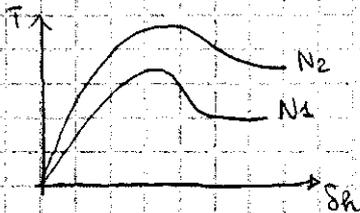
Il sovraccarico potrebbe essere una strada o una casa uniformemente distribuita. Questo carico agisce incrementando la spinta del terreno con un incremento uniforme; quindi la distribuzione delle pressioni dovute al sovraccarico è retta



scaldamento quindi si avranno due pezzi (separati dalla superficie di riscaldamento) e saranno sottoposti a prova, ovvero inglobati in una scatola e sottoposti a prova di taglio diretto. Tale prova consiste nell'ammegare i due lembi con molta cementizia per tenere i due lembi della discontinuità.

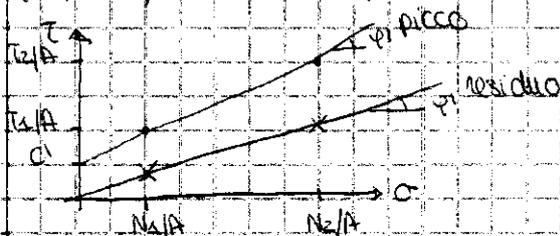


La prova di taglio diretto fornisce tale grafico



$S_h$  = spostamento nella direzione orizzontale  
 $T$  = forza di taglio

Noni meno che si aumenti la forza di taglio, ad un certo punto si ha scorrimento. Per ricavare  $c'$  e  $\phi'$  faccio diverse prove andando a modificare il valore di  $N$  ( $N_1, N_2$ ), una volta fatto ciò si spostiamo sul piano  $\tau$ - $\sigma$ . Per calcolare  $\tau$  occorre dividere  $T$  per l'area  $A$  e per calcolare  $\sigma$  devo dividere  $N$  per l'area  $A$ .



$\tau = \frac{T}{A}$      $\sigma = \frac{N}{A}$   
 Se scelgo il criterio di Mohr-Coulomb stesso i punti sul grafico e trovo la retta di intersezione. Per i valori di picco si trova più che altro una curva, mentre per quelli residui una retta.

A numeratore allora metto la componente verticale della forza peso  $W \sin \phi'$  più la coesione  $c'$  per l'area di contatto  $A$   $R = W \sin \phi' + c' A$ .  
 I parametri  $c'$  e  $\phi'$  li prendo di picco se non è ancora avvenuta instabilità; se invece c'è instabilità in atto e c'è movimento prendo quelli residui.

In realtà, oltre la forza peso, ci possono essere altre azioni sul volume: spinta idraulica, sisma, sovraccarico... Tali azioni causano l'instabilità. Le loro componenti lungo il piano di scorrimento contribuiscono infatti all'instabilità e aumentano il denominatore di FS. Le componenti normali al piano di scorrimento invece influenzano il numeratore di FS.

Ad esempio per il sisma si può applicare una forza proporzionale al peso del blocco in direzione orizzontale ( $\pm W$ ). Tale forza ha due componenti:

- // al piano di scorrimento = è instabilizzante (aumenta il denominatore)
- ⊥ al piano di scorrimento = è instabilizzante (diminuisce il numeratore)

Quando per lo scorrimento planare ci sono condizioni geometriche che andiamo a verificare sul diagramma stereografico e sono: la direzione di immersione del fronte è quasi uguale a quella del piano di scorrimento e l'inclinazione del fronte è più grande di quella del piano di scorrimento.

- INCLINAZIONE = direzione uguale
- INCLINAZIONE = fronte > superficie di scorrimento

Si va a fare un'equazione di equilibrio lungo un piano dove ~~dimensioni dei~~

21 NOVEMBRE - BARLA 2013

## SCIOLAMENTO TRIDIMENSIONALE

Analisi a utroso dello SCIOLAMENTO PLANARE col metodo dell'equilibrio limite.

- ① Definire la geometria con un rilievo laser scanner; la geometria è piana quindi si deve prendere una sezione del versante e indicare la superficie di scioglimento.
- ② Siccome non conosco le caratteristiche geotecniche sulla superficie di scioglimento, pongo  $FS=1$  affidando a esplicitare le azioni resistenti e stabilizzanti. Nelle azioni resistenti compaiono  $c'$  e  $\varphi'$  che non si conoscono, quindi si va per tentativi un modo da ottenere  $FS=1$ .

col metodo dell'equilibrio limite si definiscono le condizioni d'insacco di uno scioglimento, per conoscere la sua evoluzione dobbiamo basarci su metodi numerici.

Lo scioglimento TRIDIMENSIONALE si ha quando 2 piani si intersecano e lo scioglimento avviene lungo la linea di intersezione. spostandoci nella 3D si ha un più un confinamento laterale, il  $FS_{2D} < FS_{3D}$ .

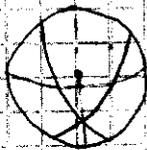
Dobbiamo ricavare il  $FS = \frac{R}{S}$  e valutando, ora però le geometrie sono diverse perché

ci sono 2 piani che hanno 2 angolazioni diverse. Esistono diversi metodi per risolvere questi problemi tra cui il METODO SEMPLIFICATO.

Si chiama semplificato perché ci sono delle ipotesi:

- l'angolo di resistenza al taglio  $\varphi$  è uguale sui tutti e 2 i piani
- la coesione  $c$  è uguale sui 2 piani ed è uguale a zero
- non ci sono altre componenti (acqua, sisma, tiranti...)

Lo scioglimento 3D nel diagramma stereografico è dato da 2 piani che si intersecano e formano una linea di intersezione su cui scivola il cuneo, c'è un fronte che crea appunto il cuneo coi due piani.



piano 1  
piano 2

- cuneo

- direzione di scioglimento

La direzione di scioglimento è ricavata dalla linea che unisce il centro con la linea di intersezione.

Quindi girare al diagramma stereografico si può capire che nell'ammasso roccioso si può avere uno scioglimento tridimensionale.

Da piano conosco immersione  $\alpha$  e inclinazione  $\varphi$  utili per la sezione verticale del problema.



$\varphi_1$  = inclinazione del fronte  
 $\varphi_2$  = inclinazione retta di intersezione

# Scritto di Statica e Resistenza dei Materiali

## SUIE

24 NOVEMBRE

### VERIFICA SISMICA

Viene fatta con diversi metodi, quello visto a lezione è PSEUDOSTATICO.

La SOLLECITAZIONE SISMICA è altamente variabile nel tempo e viene rappresentata come una forza ~~statica~~ pseudostatica proporzionale alla massa del materiale e al coefficiente sismico; e una forza d'inerzia. Il coefficiente sismico è un rapporto tra due accelerazioni: di progetto e gravità.

Dal punto di vista di spinta della terra, ciò che cambia è che la sollecitazione attiva del terreno a monte del muro aumenta proporzionalmente in funzione del coefficiente sismico. Si moltiplicano così le sollecitazioni in funzione del peso  $W$  del terreno e  $k_v$  e  $k_h$  che sono i coefficienti sismici;  $v$  e  $h$  perché relativi alla sollecitazione dinamica verticale e orizzontale.  $k_h$  relativo allo scorrimento orizzontale e  $k_v$  relativo al movimento sussultivo.

Il procedimento è lo stesso in quanto si fa l'equilibrio di tutte le forze e ricerca della superficie critica, viene fuori che la spinta massima attiva è più grande di quella statica e l'angolo  $\alpha$  è minore dell' $\alpha$  calcolato senza sisma.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione  $a_{max}$  viene normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità  $g$  e tutto ciò viene moltiplicato per un coefficiente  $\beta_s$ .

$a_{max}$  = accelerazione massima attesa al suolo nel punto geografico che si sta analizzando. Non è quella che si deriva dalle registrazioni sismiche, è funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su un sito di riferimento rigido  $a_g$ , ovvero la massima accelerazione che si ha in quel sito in un'ipotesi di mezzo perfettamente rigido e infinitamente orizzontale, siccome il sito d'interesse difficilmente ha le caratteristiche dette precedentemente, allora  $a_g$  viene corretto sulla base di due coefficienti  $S_T$  e  $S_S$ .  $S_T$  tiene conto della topografia reale del luogo analizzato  $S_S$  tiene conto della stratigrafia. Il coefficiente  $S_S$  quindi tiene conto della massima accelerazione nel suolo rigido sulla base delle caratteristiche di deformabilità degli strati della stratigrafia. In  $S_T$  c'è un procedimento che stabilisce la così detta risposta sismica locale, relativa al sito in cui siamo, in quanto si possono avere percorsi devianti rispetto a un terreno infinitamente orizzontale. Questi coefficienti,  $a_g S_S S_T$  e  $\beta_s$ , si riferiscono ad una categoria di sottosuolo.

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

$\beta_s$  = coefficiente che tiene conto del fatto che si sta analizzando una sollecitazione variabile nel tempo, come una sollecitazione statica e che quindi ci sarà sempre nel terreno. Questo non è vero perché questa sollecitazione ci sarà magari per una frazione di secondo e poi diminuirà. Per tener conto di questo fatto, la sollecitazione  $k_h$  viene ridotta con questo coefficiente  $\beta_s$  che è  $\leq 1$ . quindi si applica la sollecitazione sismica ~~manca~~ costante nel tempo ma la si riduce con  $\beta_s$  in funzione della tipologia del terreno



per tutta l'altezza del muro (per quello è applicato a metà del muro)

**PRESENZA di ACQUA in CONDIZIONI SISMICHE**

Si utilizza la formula di Westergaard per calcolare la forza ~~resistente~~ dovuta alla presenza d'acqua in condizioni sismiche:

$$E_{wd} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_A \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

È calcolata con un battente d'acqua libero dove  $E_{wd}$  risulta essere la risultante, mentre la pressione in ogni punto è data da  $q(z) = \pm \frac{7}{8} \cdot K_A \cdot \gamma_w \cdot (h-z)$

Anche  $E_{wd}$  ha  $\pm$  perché anche ~~trasporta~~ il movimento dell'acqua verso monte può creare instabilità.  $E_{wd}$  è applicata a  $0,4 \cdot h$ . Tutto ciò vale per l'acqua libera.

Se si ha una falda, l'utilizzo della formula di Westergaard è legata alla permeabilità del terreno: se la permeabilità è alta posso supporre che nei vuoti del terreno l'acqua sia libera ( $k > 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ). Allora la sollecitazione dinamica è

$$E_d = \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot (1 \pm K_v)}_{\text{formula Mandelbrot-Crabe}} + \underbrace{E_{ws}}_{\text{spinta acqua in cond. statiche}} + \underbrace{E_{wd}}_{\text{spinta acqua in condiz. dinamiche (Westergaard)}}$$

Se la permeabilità del terreno è bassa (terreni fini) ( $k < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ) allora si ha la stessa formula di prima ma con la componente dinamica  $E_{wd} = 0$ . Quindi se la permeabilità è bassa riteniamo che l'acqua sia in condizioni statiche e quindi la sollecitazione dinamica fa muovere l'acqua come se fosse una parte del terreno e non si creano sovrappressioni idrauliche, dunque la componente di Westergaard è nulla. Ed è quindi la forza totale dovuta al terreno solido, acqua statica e acqua dinamica, nel caso in cui la permeabilità è bassa la componente dinamica = 0 perché l'acqua viene considerata statica in quanto il flusso d'acqua è molto molto lento e siccome la sollecitazione sismica avviene in brevissimo tempo, l'acqua viene considerata statica.

- MURI a CONTRAFFORTI = sono ideati da murature rivolte verso il terreno o all'esterno. Possono raggiungere grandi altezze.
- MURI PREFABBRICATI = particolarmente sottili (paccamenti di spessore < 10 cm). Sono più deteriorabili e vengono realizzati più velocemente ma sono ~~spesso~~ spesso opere provvisorie.

Queste opere essendo inserite nel terreno sono deteriorabili in quanto il terreno è un agente altamente alterante e disgregante e quindi il materiale del muro deve essere tale da garantire la vita utile dell'opera ed efficiente (50 anni)

Le sono delle proporzioni per il predimensionamento del muro partendo dall'altezza. Il processo di dimensionamento parte da questa fase di predimensionamento, si fanno poi tutte le verifiche e se non sono soddisfatte si cambia la geometria. È quindi un processo iterativo e alla fine si ottiene una geometria ideale e già verificata.

Per miglioramenti del muro mi garantiscono che se la spinta del terreno a monte o i cedimenti del muro sono differenziali, non ho insorgenza di rotture nel muro perché si tratta di opera rigida anche. ~~Per questo~~ nei contrafforti, nella parte longitudinale del muro si possono mettere dei giunti strutturali ovvero dei setti, sono materiali plastici che consentono di assorbire le sollecitazioni di taglio caso mai ci fossero dei cedimenti differenziali.

Il muro di sostegno può anche assumere la funzione di contrafforte a sostegno ad esempio di ammassi rocciosi. Sono ad impatto ambientale alto. Cambiano le sollecitazioni che il muro riceve.

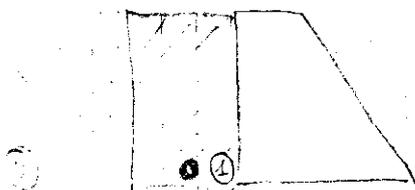
### RIEMPIMENTO A TERGO DEL MURO

A monte del muro di sostegno c'è un RIEMPIMENTO, il quale genera una sollecitazione stabilizzante.

Il paccamento a monte del muro poggia sul terreno di riporto a granulometria pensata, cioè di apposita granulometria e costipamento che ci permetta di drenare l'acqua che arriva da monte.

La spinta dell'acqua è un contributo molto negativo per la stabilità quindi si cerca di garantire che tali spinte idrauliche non si formino. Per far ciò occorre far in modo che l'acqua che arriva da monte per falda o poggia, filtri in uno strato di materiale prima di arrivare al muro e quindi non generi la spinta idraulica. Si mettono così strati drenanti a monte del muro.

La granulometria del terreno deve essere tale per cui la permeabilità che si ha nello strato ① sia >> della permeabilità nello strato ②, così l'acqua



filtra nel materiale drenante. Quindi la granulometria del materiale è funzione di quella che si ha a monte (se si ha sabbia si parte da ghiaia o ciottoli, se si ha argilla va bene sabbia..) solitamente non si fa tutto lo strato ① di materiale drenante, ma se ne fa una parte e ~~sotto~~ sopra si mette uno strato a bassa permeabilità (argilla per es) così garantisco che il materiale dello strato ① non lavori solo per le venute di pioggia.

Inoltre la spinta passiva è piccola perché non si fa un grande approfondimento al piede del muro a valle e tale terreno di approfondimento è sicuramente danneggiato perché soggetto a scavi e ricambi patimenti. Per tutti questi motivi la spinta passiva non viene considerata. Se durante la verifica a scorrimento non si riesce a soddisfare la normativa allora per pochissimo, allora si aggiunge la spinta passiva con valore dimezzato. Possibilmente però non si considera.

### VERIFICHE SU - NTC 08 cap. 6 e 6.5

I muri di sostegno a ds armato richiedono verifiche di tipo geotecnico e strutturale.

- a SU di tipo geotecnico (Geo) e di equilibrio di corpo rigido (Equ) sono stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno, scorrimento, collasso per capacità portante e ribaltamento
- a SU di tipo strutturale (STR) riguardano il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali del muro (armatura)

Nella normativa vi sono 2 APPROCCI e 2 COMBINAZIONI, ovvero vi sono diverse tabelle che danno dei coefficienti di sicurezza per le azioni di materiali e per le resistenze.

Non esiste più il fattore di sicurezza unico come nel Decreto Ministeriale 88 ma ci sono tanti fattori di sicurezza parziali che vengono applicati alle azioni e tengono conto dell'incertezza che si ha nella definizione delle azioni che agiscono sull'opera (A) o materiali che tengono conto dell'incertezza delle caratteristiche relative ai materiali (M) alle resistenze che tengono conto dell'incertezza del modello di resistenza che si utilizza. (R)

Approccio 1 - combinazione 1 ( $A_1 + M_1 + R_1$ )

Approccio 1 - combinazione 2 ( $A_2 + M_2 + R_2$ ) → stabilità globale opera-terreno

Approccio 2 ( $A_1 + M_1 + R_3$ ) → scorrimento e capacità portante perché è più corretto dal punto di vista geotecnico

Tutti i coefficienti relativi a  $M_1$  sono 1 e quindi non si fanno correzioni sul peso proprio e sui parametri caratteristici del terreno.

Per il ribaltamento si fa riferimento a SU di tipo Equ essendo una rotazione di un corpo rigido

Le azioni sono favorevoli o sfavorevoli a seconda della verifica che si sta seguendo (ad esempio peso proprio del muro → favorevole nello scorrimento, sfavorevole nella capacità portante)

I coefficienti favorevoli sono  $\leq 1$  e quelli sfavorevoli sono  $\geq 1$

I coefficienti relativi a  $M_2$  sono riduttivi perché non sono moltiplicativi ma si dividono

Tale verifica dice che il carico che va a finire sul terreno deve essere minore della resistenza del terreno.

La capacità portante del terreno viene definita con la formulazione di Burch-Hansen coi relativi coefficienti. Il  $q$  è l'approfondimento a valle del muro e per le stesse motivazioni per cui si trascura la spinta passiva, anche questo va trascurato per essere contraddittori, può essere considerato se la capacità portante non verifica di poco.

l'equazione da imporre è che la capacità portante ( $q_{lim} \cdot B_r$ ) deve essere  $\geq$  alla sollecitazione  $N$  (somma di tutte le forze normali agenti) moltiplicata per il coefficiente di resistenza.

$$q_{lim} \cdot B_r \geq N \cdot \gamma_r \rightarrow \frac{q_{lim} \cdot B_r}{N} \geq \gamma_r$$

Ogni azione viene definita a priori se favorevole o no e poi viene scomposta

$N$   $\rightarrow$  sfavorevole perché è una sollecitazione

$P_A$   $\rightarrow$  sfavorevole perché la componente verticale va a caricare il terreno di fondazione e la componente orizzontale contribuisce all'eccentricità dei carichi

nella capacità portante e fondamentale l'area di appoggio. Se la risultante dei carichi è perfettamente centrale e tutta la base  $\bullet$  reagisce al terreno, si ha la massima capacità portante in quanto si ha la reazione di tutto il terreno al di sotto della fondazione. Se si ha un'eccentricità dei carichi succede che il muro tende a muoversi in quanto la risultante dei carichi non è più al centro della base del muro, ma spostata (solitamente verso valle). Così il terreno reagisce con una reazione asimmetrica; ci sarà una zona del terreno più sollecitata e una zona meno. Questo fa sì che la capacità portante si riduca.

ci può essere una condizione di carico tale per cui il trapezio delle sollecitazioni diventa talmente sottile da diventare nullo per un certo tratto del muro e lì è come se il muro non avesse contatto col terreno; quindi l'area di reazione si riduce e si riduce anche la capacità portante.

la  $B_r$  (base ridotta) tiene dunque conto di dove va a finire la risultante degli sforzi normali, cioè tiene conto dell'eccentricità dei carichi.

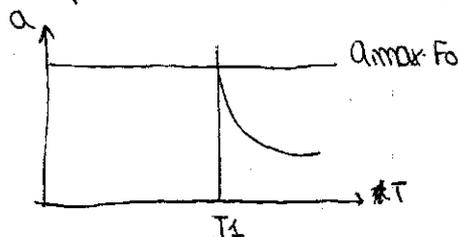
Coefficienti di Burch-Hansen

- $\rightarrow N_g$  = relativa al peso proprio del materiale
- $\rightarrow N_q$  = ~~in~~ influenza sull'approfondimento
- $\rightarrow N_c$  = relativo alla coesione
- $\rightarrow s$  = tiene conto della forma della fondazione. Per il muro si ha un rettangolo molto snello ed è mastroforme ( $L \gg B$ ) e quindi  $s=1$
- $\rightarrow i$  = tiene conto dell'eccentricità del carico;  $m=2$  perché mastroforme. Compone il rapporto tra tutte le forze orizzontali e verticali
- $\rightarrow b$  = tiene conto del fatto che il piano di fondazione non sia orizzontale, ma inclinato; così si dà più contributo all'auto stabilizzante allo scorrimento
- $\rightarrow g$  = si riferisce al fatto che a valle il versante non sia orizzontale ma inclinato e questo induce facilmente alla rottura
- $\rightarrow d$  = tiene conto dell'approfondimento della fondazione

sulla base di questi coefficienti viene calcolata la  $q_{lim}$ .

28 NOVEMBRE - 2a parte

Fo della tabella dei coefficienti sismici è un coefficiente amplificativo dell'accelerazione massima relativo alla massima accelerazione dello spettro di risposta elastico relativo all'accelerazione orizzontale. Gli spettri di risposta elastico hanno un grafico di questo tipo



Sono interpolazioni di dati  
 $a_{max} \cdot F_0$  = massima accelerazione dello spettro ed è funzione dell'accelerazione massima misurata al suolo quindi caratteristica di quel sito moltiplicata per  $F_0$  valutato rispetto al sito di analisi

è un altro coefficiente relativo alla tipologia del materiale e serve per individuare il periodo ~~minimo~~ minimo oltre il quale lo scheletro di risposta elastica grafica un tratto di velocità costante ( $T_1$ ).  
 Il periodo  $T$  è funzione del coefficiente  $C_c$ .

## TERRE RINFORZATE

Sono delle opere di sostegno che vengono ricomvertite e quindi hanno un impatto ambientale molto basso. Svolgono la funzione di opere di sostegno e barriera per caduta massi.

Le terre rinforzate sono costituite da strati di terreno compattato a granulometria controllata (solitamente si usa terreno del posto perché trasportare quelle quantità è molto costoso) e varia, per poter ottenere gradi di compattazione piuttosto elevati (95% della prova Proctor).

Si parte dalla base di quest'opera massiccia a sezione trapezoidale, e si ossano strati compattati alternati a giuglie. Tali giuglie possono essere metalliche (ultimamente non si usano più) o di materiale sintetico chiamate GEOGRIGIE fatte in PVC. Sono ~~strati~~ pannelli di rete dove gli elementi che costituiscono questa rete sono fatte da tante fibre ~~in PVC~~ in PVC unite assieme con un'elevata resistenza a trazione.

Per poter dare questa forma trapezoidale, tra uno strato e l'altro (quindi tra una geoguglia e un'altra) viene posizionato un cassero laterale, solitamente metallico, che può essere a perdere, viene messo e poi lasciato lì, o viene rimosso e usato per il livello superiore e così via.

L'angolo che viene dato  $75^\circ$ , grazie anche al fatto che la struttura viene rinforzata con geoguglie può arrivare fino a 70°. Questo è positivo in quanto, a differenza delle opere di solo terreno compattato, si riescono ad avere ingombri più piccoli. Le geoguglie quindi migliorano la resistenza del terreno complessivo.

Gli elementi di rinforzo inseriti lavorano a taglio; una volta che questi rilevati sono sollevati e quindi ci sarebbe la generazione di una frattura attraverso il corpo del rilevato dovuta al fatto che a monte si hanno spinte molto elevate,

## VERIFICHE

Si parte con un predimensionamento, poi si fanno le verifiche, eventualmente si cambia la geometria.

Le verifiche sono di due tipi. ESTERNE e INTERNE.

Le verifiche ESTERNE sono le verifiche viste per i muri di sostegno; si fa riferimento alle NTC e al capitolo delle opere di sostegno. Si può usare sia Coulomb che Rankine per il calcolo delle spinte.

Le verifiche INTERNE sono riferite al dimensionamento delle geogriglie: quali occorre mettere, con quale resistenza e con che passo. Non c'è una normativa di riferimento e quindi si fa riferimento a linee guida internazionali.

Maggiori problemi per le verifiche interne esterne si possono avere nella capacità portante o nella stabilità globale in quanto è un'opera molto pesante.

Nelle verifiche interne occorre verificare:

- non si verifichi rottura delle geogriglie
- non ci sia sfaldamento delle geogriglie
- non ci sia instabilità localizzata nel paramento esterno
- non ci sia instabilità all'interno della terra rinforzata

Instabilità all'interno della terra rinforzata vuol dire che ~~si genera~~ <sup>si</sup> genera una superficie di rottura all'interno del corpo del rilevato.

Instabilità localizzata nel paramento esterno vuol dire che uno strato si sposta leggermente e fuoriesce.

La geogriglia si può strappare o sfilare se sottoposta ad una trazione molto alta.

Viene utilizzato, siccome non c'è normativa, un metodo proposto da Jewell nel 1930 che permette di utilizzare degli abachi che in funzione delle caratteristiche del terreno di cui è costituito il rilevato e delle caratteristiche delle geogriglie permette di dimensionare la geogriglia. Sono diagrammi che derivano da equazioni di equilibrio di corpo rigido.

I diagrammi permettono di ottenere  $K_{req}$ ,  $\left(\frac{L_g}{H}\right)_{over}$ ,  $\left(\frac{L_g}{H}\right)_{ds}$ .

$K_{req}$  =  $K$  required ed è un coefficiente di spinta

$L_g$  = lunghezza geogriglia  $H$  = altezza del rilevato

$\left(\frac{L_g}{H}\right)_{over}$  = fornisce la lunghezza minima della geogriglia per evitare lo sfaldamento

$\left(\frac{L_g}{H}\right)_{ds}$  = fornisce la lunghezza minima della geogriglia affinché non avvenga lo scardinamento del rilevato ~~rispetto~~ alla base

tra le due lunghezze minime scelgo quella peggiore.

$K_{req}$  viene moltiplicato per la tensione normale agente in ogni punto del rilevato ( $\sigma_v$ ) e fornisce la resistenza ~~massima~~ minima della geogriglia.

1 DICEMBRE

## STABILITÀ di VERSANTI in ROCCIA: CADUTA MASSI

La caduta massi è un fenomeno in cui sono molto importanti i contenuti energetici. I massi che cadono danno origine a cinematismi diversi. Il danno dipende dalla velocità e dalla massa le quali determinano l'energia cinetica. Ad esempio massi con volume compreso tra  $0,02 \text{ m}^3$  e  $5 \text{ m}^3$  posseggono velocità di  $40 \text{ m/s}$ .

In generale:

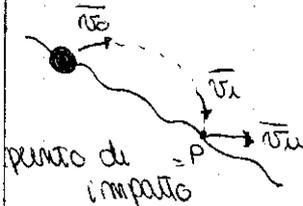
- $100 \text{ kJ}$  = energia bassissima
- $500 \text{ kJ}$  = energia molto bassa
- $8000 \text{ kJ}$  = massima resistenza delle opere contro la caduta massi

L'analisi della dinamica di caduta massi prevede di conoscere:

- L'AREA di INVASIONE = traiettorie, punti di arresto, ~~confinamento~~
- L'INTENSITÀ con cui i massi transitano nei vari percorsi = velocità, energia cinetica

Le FASI del moto sono 4:

- DISTACCO = bisogna conoscere l'area di distacco, stimata sulla base di indici, dimensioni e forma del blocco che si stacca, velocità iniziale di distacco; velocità e dimensioni sono i dati più incerti che bisogna considerare ~~anche~~ è un approccio probabilistico
- MOTO del BLOCCO in ARIA = posizione nello spazio e velocità del blocco in ogni istante del moto; è l'unica traiettoria che si può conoscere in maniera abbastanza certa
- IMPATTO del BLOCCO sul VERSANTE = si conosce la posizione del punto di impatto, in base all'equazione del moto in aria, sono affette da incertezza la dispersione energetica e la velocità del blocco dopo l'impatto



Per copertura si intende la tipologia del materiale nel primo strato di terreno. Esistono delle carte che riportano i terreni di copertura.

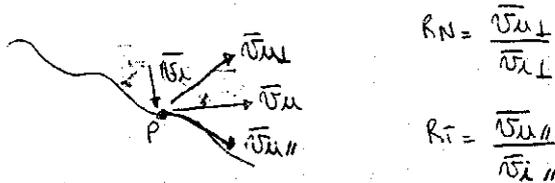
- MOTO del BLOCCO LUNGO il VERSANTE = può rotolare, scivolare o entrambi le cose; questo moto è incerto

A seconda del livello di INCERTEZZA si possono usare diversi modelli.

L'INCERTEZZA EPISTEMICA è l'ignoranza totale cioè non sapere alcuni dati d'ingresso; LA VARIABILITÀ ALEATORIA è un'incertezza naturale che non si può superare.

Se non ho idea di quanto valgano i parametri si può dare un unico valore stimato; questo è il caso peggiore. ~~Simplicemente~~ Non meno che l'incertezza diminuisce si può stimare un intervallo di valori. Si passa quindi da totale ignoranza a informazioni precise fino ad arrivare alla certezza.

Per la caduta massi si usa il METODO STOCASTICO; prevede l'analisi probabilistica e i parametri sono statistici. Si fa un'analisi probabilistica sulla base di tutta una serie di distribuzioni statistiche dei parametri che mette nell'analisi. In questo metodo rimane sempre un'aleatorietà, ma si hanno tante informazioni.



$$R_N = \frac{\vec{v}_{u\perp}}{\vec{v}_i \perp}$$

$$R_T = \frac{\vec{v}_{u\parallel}}{\vec{v}_i \parallel}$$

A tenerli separati c'è il vantaggio che le variazioni delle due componenti di velocità si riferiscono a fenomeni di dissipazione diversi; la riduzione della componente normale è legata ad una dissipazione plastica, mentre quella tangente è legata ad una dissipazione per attrito. Con ciò si riesce a trovare meglio il modello.  $R_N$  e  $R_T$  sono tabellari sulla base del materiale di copertura

Una volta che si conosce la velocità di uscita dal blocco dal versante, si deve stabilire se tale velocità permette di ripartire con un rimbalzo o se è sufficientemente bassa da non ~~non~~ rimbalzare ma continuare il contatto col versante. La scelta tra le due opzioni viene fatta sulla base dell'angolo che il vettore della velocità di uscita fa rispetto al segmento impattato; se è al di sotto di una soglia fissata dall'operatore o dal programma allora il blocco si muove a contatto col versante, se invece è al di sopra il blocco riparte con rimbalzo. Se c'è rimbalzo si riparte con moto nell'aria, punto di contatto e dissipazione. Se si muove ~~lungo~~ lungo il versante invece si ha rotolamento o scivolo o entrambi.

Questa ultima scelta viene fatta sulla base delle velocità; viene calcolato se è possibile, se no si tiene conto della velocità angolare del blocco, la velocità rotazionale e traslazionale del blocco e si va a vedere quale delle 2 è maggiore.

Se quella traslazionale è > rotazionale allora il blocco scivola lungo il versante. Se rotazionale > traslazionale si ha rotolamento.

Se il moto è misto ci sono formulazioni empiriche per calcolare la velocità del blocco. Se il blocco inizia a scivolare, la velocità con cui si muove è più alta che non se rotolasse soltanto, ma la dissipazione è maggiore perché la dissipazione per attrito latente è maggiore di quella per attrito volvente.

Quindi se scivola, scivola velocemente ma si arresta prima che non se rotolasse. Se invece rotolasse si muove più lentamente ma arriva più lontano.

Tale fenomeno vede continuamente un'equazione di equilibrio dell'energia; si parte dal blocco fermo in una posizione del versante che ha un'energia potenziale, si trasforma in energia cinetica e poi negli impatti e nei movimenti lungo il versante si trasforma in energia di deformazione plastica, di attrito fino a quando è tutta assorbita e il blocco ritorna tutto in energia potenziale e si trova in un'altra posizione.

Il blocco si ARRESTA quando la velocità totale sia al di sotto di una soglia fissata

### METODI per l'ANALISI di PROPAGAZIONE

- Si distinguono in:
  - BIDIMENSIONALI = metodi che lavorano su una sezione di versante
  - TRIDIMENSIONALI = lavorano sulla mappa digitale, dà una traiettoria e propagazione più realistica, ma richiedono coef. fisici e parametri in più quindi si ha un maggior scoglio sull'incertezza
  - QUASI TRIDIMENSIONALI = si fa l'analisi 2D per individuare la traiettoria e da questi risultati si ricava le prof. per l'analisi 2D

o ognuna di esse ha estratto casualmente un parametro dalle ~~due~~ relative distribuzioni che sono state assegnate da noi. Ci vuol dire che ogni risultato sarà diverso dall'altro. ~~non~~

Altra fine ci sono un momento in cui avrò messo un numero di simulazioni tali che stiano sempre nel range dei risultati; in quel momento si è raggiunto la validità statistica in quanto ci si avvicina molto a quello che è il risultato reale.

Il modello deve essere tarato a causa dell'elevata incertezza dei parametri; occorre quindi fare un'ANALISI A RITROSO (back analysis). Con queste analisi si cerca di simulare col modello dei casi reali avvenuti nel passato. Per quanto riguarda la caduta massi per cercare questi eventi passati, ci sono delle regioni che hanno il catasto crolli che è una banca dati in cui sono stati archiviati tutti i crolli che ci sono stati nel tempo. Per il caso della caduta massi non si trova una legge che legghi il fenomeno con una causa particolare perché il crollo avviene per tante cause diverse e in modo improvviso, occorre quindi ricorrere ai dati storici. Stesso approccio si usa per le valanghe di neve. Da questi dati storici si fa l'analisi a ritroso in cui si riproduce col modello ciò che è effettivamente avvenuto. Se si sa anche il danno prodotto attraverso i dati storici, si può stimare il contenuto energetico che doveva avere il blocco per creare quel danno.

In generale, l'analisi del moto di un blocco richiede l'informazione di:

- area di distacco
- volume e forma del blocco
- velocità di uscita del blocco (direzione e intensità)
- topografia del versante
- caratteristiche meccaniche del materiale di copertura

Nel programma anche le coordinate possono avere una deviazione standard e si sceglie una distribuzione uniforme.

Nell'analisi 2D si possono scegliere 2 tipologie di distacco: puntuale o linea. Il punto si può usare quando si vuole studiare l'instabilità di un blocco preciso. La linea invece rappresenta un'area nella realtà, la posizione del distacco ha una distribuzione uniforme.

A parità di massa, quel che succede durante la propagazione del moto è funzione anche del VOLUME di blocco e della DIMENSIONE. Se il blocco è più grande del mezzo detritico su cui impatta, il blocco vede tale mezzo come se fosse granulare; tale mezzo può essere considerato quasi continuo, ma scabro. Il contatto tra il blocco e il piccolo pezzetto del mezzo è irrilevante, ma è rilevante il fatto che ~~si~~ trovi una superficie quasi scabra; quindi si dà una scabrezza al versante.

Se invece il blocco impatta un mezzo con detriti grandi quanto i blocchi, il contatto diventa importante perché si hanno conseguenze diverse se impatta con uno spigolo o con un lato.

Se il blocco è più piccolo ~~di~~ del mezzo importante ha possibilità di fermarsi. Quindi la dimensione è importante perché influenza i cinematismi; perciò occorre fare attenzione quando si usa l'approccio lumped mass perché si possono fare errori.

se costituito da piccoli pezzi di detrito o anche se è presente la vegetazione. Anche questo valore ha grande incertezza e distribuzione gaussiana.

Effetto impeditore gioca la VEGETAZIONE ~~anche~~ che entra positivamente in quanto blocca il masso o lo rallenta oppure lo devia. Tutto ciò è positivo nella zona di propagazione. Nella zona di distacco invece può essere negativa perché può indurre alla fratturazione attraverso le profonde e resistenti radici le quali si infilano proprio nelle fratture sollecitandole. Di ciò si può tenere conto in modo indiretto cioè variando i coefficienti di restituzione considerando che la vegetazione fa da dissipatore. Tali coefficienti sono tabellati a seconda della vegetazione.

Occorre fare tante SIMULAZIONI quando serve per aver una validità statistica dell'analisi. Le norme UNI suggeriscono 1000 simulazioni, ma non è un numero fisso.

I RISULTATI che vogliamo sono: - traiettorie  
- contenuti energetici:

Quando ci facciamo restituire dal programma = la traiettoria, le distanze di arresto in termini probabilistici se l'analisi è stocastica e l'energia cinetica e altezze di volo. Il programma, se abbiamo messo 1000 simulazioni, ha estratto a caso per mille volte tra i valori probabili dei parametri inseriti, quindi si hanno 1000 ~~simulazioni~~ risultati in ogni punto. Solitamente per ogni punto vengono restituiti dal programma i valori massimi tra i 1000 ottenuti, se per caso in un punto il programma restituisce anche tutti i 1000 risultati. Il programma ~~anche~~ restituisce la cumulata di frequenza, e la percentuale di simulazioni che mi danno i valori inferiori a quelli inseriti. Noi ci andiamo ad leggere il valore relativo al 95esimo percentile, ovvero il 95% delle simulazioni ha fornito valori più bassi. Ci interessa sapere i risultati in ogni punto per poi andarci a valutare con la posizione in cui si metterebbe la barriera paramassi. La progettazione di tale intervento viene fatta in funzione della velocità e dell'altezza di volo.

L'unico approccio serio per l'analisi di caduta massi è quello stocastico.

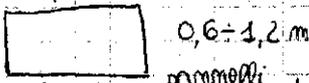
L'incertezza è nei parametri in quanto sono fenomeni aleatori e quindi bisogna fare analisi statistiche.

Occorre fare un'analisi di SENSIBILITÀ anche, cioè andare a scoprire quali sono i parametri critici che variandoli anche di poco ci fa cambiare tutto il risultato; la velocità iniziale è uno di quei parametri per l'analisi della caduta massi.

## DIAFRAMMI IN CALCESTRUZZO ARMATO

la parete in c.a. è realizzata a pannelli gettati in opera.

Per far gli scavi si utilizza ~~la~~ bentonite ~~o~~ idropresa.

I pannelli hanno forma rettangolare o a T.    
 della paratia

Il processo di realizzazione prevede la realizzazione di due ~~pannelli~~ <sup>pannelli</sup> distanti e poi solo quella in mezzo. Profondità di 20 ÷ 30 m.



Si realizza uno scavo sostenuto con la bentonite, si inserisce poi la gabbia di armatura e infine si fa il getto che butta fuori la bentonite

lo scavo è sostenuto mediante FANGO BENTONITICO, si getta <sup>più c.s.</sup> in una fase sola con un tubo che parte dal fondo e si tira su mano mano che riempie lo scavo. L'armatura viene saldata in cantiere.

durante il processo è scavo, bentonite, armatura e c.s.

Si creano cordoli di continuità in testa <sup>(scapitozzati)</sup> oppure a diverse quote.

Schemi tipici: diaframma a sbalzo  
 diaframma ancorato (anche con due ordini di ancoraggio)  
 scavo puntellato

METODO MIANO → Paratia 1, paratia 2, soletta di fondo 1, soletta in superficie 2 (due ordini cavi)



Terrano di Torino: sabbie ghiaie, depositi alluvionali. Spesso hanno un'elevata quantità di cementazione da diventare dei conglomerati (roccia tenera, 4 MPa di resistenza a compressione monoassiale); in profondità si ha argilla che separa l'ampio superficie da quello più profondo.

La cementazione deriva dall'effetto di percolazione di carbonato di calcio; la quantità di cemento che si infiltra sull'ultimo di mezzo (Torino: idropresa)

Nei primi 4 m si fa uno scavo archeologico; poi scavo con idropresa per realizzare il pannello, si riempie di bentonite, si mette la gabbia di armatura e si getta il c.s.

Le perforatrici hanno una vite a coccia che viene spinta in profondità ed estrae il materiale. una volta inserita l'armatura metallica si getta il calcestruzzo che riempie sia la parte interna che esterna grazie a dei fori presenti sull'armatura metallica.

Per il dimensionamento del micropalo non si tiene conto dell'anello esterno di calcestruzzo, si tiene conto della parte metallica e del riempimento interno. La trascuriamo perché non sappiamo quanto sarà spessa e alcune volte non si riesce neanche a completare col getto in cls.

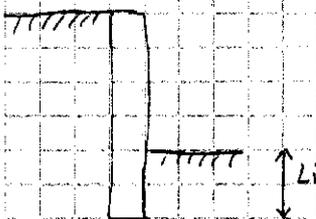
Per il posizionamento del tirante si crea una piastra perpendicolare alle travi. la berlinese può essere rivestita inserendo prima una rete metallica e poi si riveste con dei blocchi di roccia ad esempio.

Per impermeabilizzazione la berlinese posso anche mettere dei teli in PVC e poi aggiungere lo spray.

### PARATE A SBALZO

È come una berlinese, ma non è costituita da micropali, ma da pali di dimensioni molto maggiori. Sono tanti pali affiancati che vanno a realizzare un'opera di sostegno.

Non ci sono tiranti di ancoraggio, per quello viene definita paratia a sbalzo.



Nel dimensionare tale opera ciò che dobbiamo calcolare è  $L$  cioè la LUNGHEZZA di INFLESSIONE ovvero quanto più giù, rispetto al fondo scavo, occorre andare. Bisogna quindi calcolare quanto occorre approfondire affinché l'opera sia flessibile e stabile.

e studiare la stabilità

Per fare il dimensionamento possiamo usare il metodo dell'equilibrio limite o metodi numerici.

Per il metodo dell'equilibrio limite occorre scrivere un'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto ad un punto, quindi lo si immagina come un elemento rigido che ruota, occorre decidere il punto di rotazione e in base a quello occorre stabilire se agisce spinta attiva o passiva.



/// spinta attiva

/// spinta passiva

A valle → spinta passiva fino al punto di rotazione e poi attiva  
A monte → spinta attiva fino al punto di rotazione e poi passiva

19 DICEMBRE - BARIA 11.2.2015

PARATA ANCORATA

ci sono due tipologie: ① diaframma libero al piede  
② diaframma incastrato

LIBERO AL PIEDE - FREE EARTH SUPPORT

Occorre determinare la lunghezza di infissione, ovvero il tratto di paratia infisso nel terreno.

Em poi si considera un tirante di ancoraggio che esplica una forza  $T$  nella direzione di installazione, tale forza è incognita



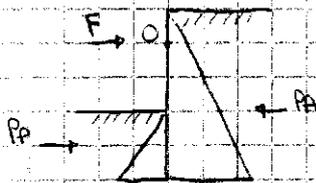
L'angolo di inclinazione  $\alpha$  del tirante è una scelta progettuale. Solitamente  $\alpha = 10^\circ - 20^\circ$ . Il punto di applicazione  $O$  del tirante è una scelta progettuale

Si può utilizzare il metodo di equilibrio limite considerandolo come un vincolo semplice di appoggio (isostatica), come un corpo rigido che ruota.

Viene considerato come punto di appoggio che rimane fisso nella rotazione, il punto di applicazione del tirante

La si ottiene con l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto  $O$  di applicazione del tirante

$T$  si ottiene con un equilibrio alla traslazione orizzontale

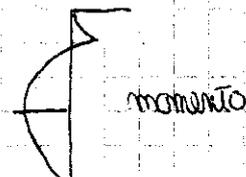
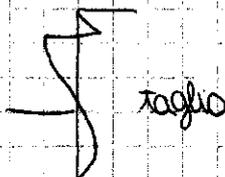
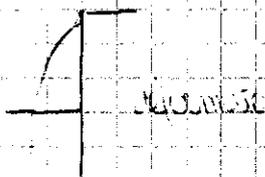


Forza nulla SPINTA PASSIVA

In realtà sopra il punto  $O$  a monte si scrive la spinta passiva, ma viene trascinato per essere a favore di sicurezza e quindi si prende spinta attiva a monte e spinta passiva a valle

Una volta ricavato  $E$ , con l'angolo  $\alpha$  ottengo il valore di  $T$

Tenere conto di un'eventuale folla calcolando così le tensioni efficaci  $\sigma'$



Il calcolo di  $T$  e  $M$  deve essere condotto dall'alto verso il basso per il dimensio-  
namento strutturale