

## TERRENI E CLASSIFICAZIONE:

**Il terreno** è il materiale naturale, costituito da aggregati di granuli non legati tra loro. Possono separarsi con elevate sollecitazioni oppure al contatto dell'acqua.

**La roccia** è un aggregato di minerali, che ha una coesione elevata anche dopo un prolungato contatto con l'acqua.

Perciò al contatto con l'acqua: se si scioglie si parlerà di roccia sciolta, altrimenti di roccia lapidea.

**L'argilla** ha consistenze variabili e questo dipende dal contenuto di acqua. Se l'acqua è elevata allora risulterà essere liquida, se il contenuto di acqua è minore allora risulterà solido

Le **dimensioni dei granuli** sono visibili:

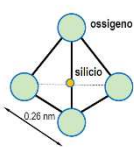
- occhio nudo se  $d > 0.1$  mm.
- Microscopio ottico  $1 \mu m < d < 0.01$  mm
- Microscopio elettronico  $d < 1 \mu m$

I principali termini per descrivere un terreno sono:

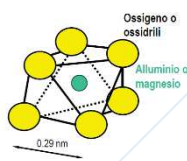
argilla	limo	sabbia	ghiaia	ciottoli	Massi/sassi
0.002 mm	0.06 mm	2 mm	60 mm	20 cm	>20 cm

I terreni naturali sono una miscela di questi. I limi e le argille sono definiti terreni a grana fina, denominate anche coesivi perché presentano una resistenza a trazione. Mentre sabbia e ghiaia sono definiti incoerenti perché hanno resistenza a trazione sempre nulla.

**I terreni a grana fina: minerali argillosi (fillosilicati)** sono costituiti da 2 unità strutturali: tetraedro di silicio e ottaedro di alluminio (o magnesio). Hanno uno sviluppo planare.



Tetraedro di silicio



Ottaedro di alluminio (o magnesio)

Il caolino è costituito da tetraedri alternati da ottaedri tramite un collegamento molto forte, l'ossigeno.

L'illite è costituito da un ottaedro alternati tra due tetraedri, sono uniti da ioni  $K^+$  (ione positivo netto). Il Montmorillonite è costituito da uno strato ottaedrico alternato tra 2 strati tetraedrici ma legati tra loro con legami deboli, l'acqua.

Il montmorillonite è un materiale di ostruzione pessimo, nell'acqua si scioglie ma resta ugualmente solido.

Più è piccola la dimensione e più è grande la superficie specifica (es. montmorillonite ha una dimensione di  $10^{-6}$  mm; la sua massa è di circa 9 g:  $S_{sp} = \frac{s}{m} = 800 \frac{m^2}{g}$  circa un campo da calcio).

Una particella di argilla è caricata positivamente sul bordo e negativamente sulla superficie. si possono distinguere:

**granuli inattivi:** la sua dimensione massima è superiore a 0.002 mm, sono privi di carica superficiale. Interagiscono tra loro e con l'acqua solo per forza di gravità. sono costituiti da frammenti di roccia (ghiaia e sabbia rossa) e frammenti di minerali (sabbia fina).

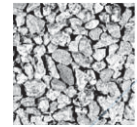
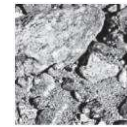
**Granuli attivi:** la sua dimensione massima è minore di 0,002 mm. L'attività superficiale è molto intensa e interagiscono non solo per forza di gravità ma anche per la loro attività superficiale. Sono costituiti da minerali argillosi (fillosilicati).

Distribuzione granulometrica:

Terreni incoerenti

Assortita

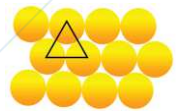
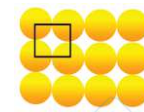
Uniforme



Terreni grana grossa

Massimo addensamento

Minimo addensamento



Terreni a grana fina (granuli attivi):

acqua dolce  
Dispersa non orientata

acqua marina  
Flocculata non orientata



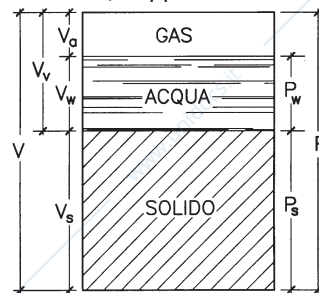
È importante **identificare e classificare** i terreni per individuare classi di comportamento. Identificare, significa descriverne l'aspetto e osservare il comportamento in prove semplici. Classificare, significa dividere il terreno in classi nella quale si riscontra un comportamento omogeneo (meccanico).

Proprietà fisiche:

**Composizione del terreno:** natura e dimensioni dei granuli (composizione granulometrica, peso specifico, caratteristiche di plasticità)

**Struttura:** rapporti tra pieni, vuoti e la presenza di acqua negli interstizi (peso dell'unità di volume, contenuto di acqua ecc).

Terreni sono mezzi polifase costituiti da una fase solida, liquida e gassosa. Si introducono grandezze definite in terreni di Rapporti tra i volumi delle fasi, Rapporti tra i pesi delle fasi, Rapporti tra i volumi e i pesi delle fasi.



Quindi:  
 $V = V_s + V_v$   
 $V_v = V_a + V_w$   
 $P = P_w + P_s$   
 $P_a = 0$

RAPPORTI TRA I VOLUMI:

- indice dei vuoti:  $e = \frac{V_v}{V_s}$

se  $V_v > V_s$  si avrà un  $e$  elevato ( $e > 1$ ) = terreno sciolto (min addens)

se  $V_v < V_s$  si avrà un  $e$  elevato ( $e < 1$ ) = terreno addensato (mass)

- grado di saturazione:  $S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$

Se  $W = V_w$  allora  $S_r = 100\% \rightarrow$  terreno saturo

Se  $V_w = 0$  allora  $S_r = 0 \rightarrow$  terreno asciutto

- Densità relativa (per terreni a grana grossa)

$$D_r(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100$$

0-15 Molto sciolto

15-35 Sciolto

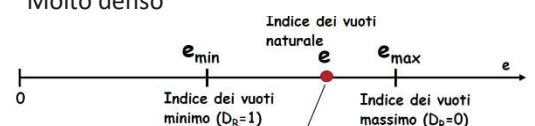
Se  $e = e_{max} \rightarrow D_r = 0$

35-65 Medio

Se  $e = e_{min} \rightarrow D_r = 1$

65-85 Denso

85-100 Molto denso



## RAPPORTI TRA I PESI:

- Contenuto di acqua:  $W(\%) = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100 = \frac{P - P_s}{P_s} \cdot 100$

## RAPPORTI TRA I PESI E VOLUMI:

- peso dell'unità di volume

$$\gamma = \frac{\text{Pesocampione}}{\text{Volume totale}} = \frac{P}{V} \quad (\text{kN/m}^3)$$

- peso dell'unità del terreno secco

$$\gamma_d = \frac{\text{Pesosolido}}{\text{Volume totale}} = \frac{P_s}{V} \quad (\text{kN/m}^3)$$

- peso specifico dei grani

$$\gamma_s = \frac{\text{Pesosolido}}{\text{Volume solido}} = \frac{P_s}{V_s} \quad (\text{kN/m}^3)$$

- peso specifico dell'acqua =  $9.81 \cong 10 \text{ kN/m}^3$

- peso dell'unità di un volume immerso

Equivale all'applicazione del principio di Archimede: un corpo immerso in un liquido riceve una spinta verso l'alto che equivale al peso del liquido spostato, uguale al volume del corpo.  $F_w = V \cdot \gamma_w$   $P' = P - F_w$

quindi:

$$\gamma' = \frac{P'}{V} = \frac{P - F_w}{V} = \frac{P - (V \cdot \gamma_w)}{V} = \frac{P}{V} - \frac{(V \cdot \gamma_w)}{V}$$

$$= \frac{P}{V} \cdot \gamma_w = \gamma - \gamma_w$$

Il peso specifico dei granuli, il contenuto dell'acqua, il peso dell'unità di volume sono direttamente determinabili in laboratorio con prove specifiche. Le altre grandezze vanno ricavate dalle prime 3 con alcune relazioni analitiche

- Indice dei vuoti

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

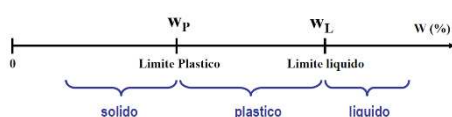
- Il peso del volume del secco:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = \frac{P_s P}{V P} = \frac{P P_s}{V P} = \gamma \frac{P_s}{P_s + P_w} = \gamma \frac{P_s / P_s}{P_s / P_s + w / P_s} = \frac{1}{1 + w}$$

- Condizioni di saturazione

$$e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{V_w P_s P_w}{V_s P_s P_w} = \frac{P_s P_w V_w}{V_s P_s P_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} W$$

## CARATTERISTICA DI PLASTICITA' DEI TERRENI A GRANA FINA:



Quanto più un'argilla è attiva dal punto di vista chimico-fisico tanto più grande è la quantità di acqua libera che può trattenere. Si può perciò indirettamente riconoscere la costituzione mineralogica di una terra argillosa misurando il contenuto d'acqua in condizioni fisiche precisamente definite. Il contenuto di acqua influenza il comportamento meccanico:

$$I_p (\%) = W_L - W_P$$

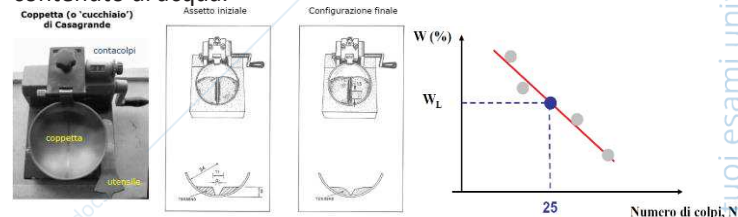
0-3	Non è plastico
3-15	Bassa plasticità
15-30	Media plasticità
>30	Alta plasticità

$$I_c (\%) = \frac{W_L - W}{I_p}$$

In un'argilla omogenea, andando in profondità tra W, WL e WP chi varia? Più si va in profondità e la quantità di acqua diminuisce e quindi è più solido. Questo perché vi sono meno spazi vuoti. Mentre WL e WP non variano all'aumentare della profondità

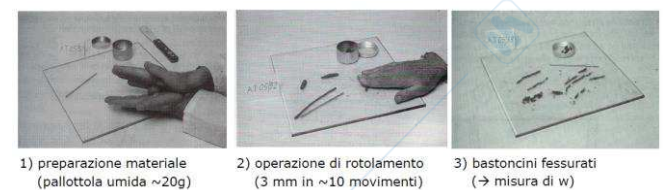
## Principio per determinare il limite liquido di WL:

il provino di terreno: viene posto in una coppetta, suddiviso in 2 parti. Viene fatto rimbalsare per 25 volte ad una altezza di 10 mm, e si determina la chiusura del solco per la lunghezza di 13 mm. Almeno 4 ripetizioni. va registrato il numero di colpi N a cui si richiude il solco e misurato il contenuto di acqua.



## Principio per determinazione del liquido plastico

Il limite plastico è convenzionalmente fissato dal contenuto d'acqua Wp in corrispondenza del quale un provino di terreno, ridotto in mastoncini fatti arrotolare sotto il palmo della mano su una superficie liscia cominciano a fessurarsi ad un diametro di 3 mm

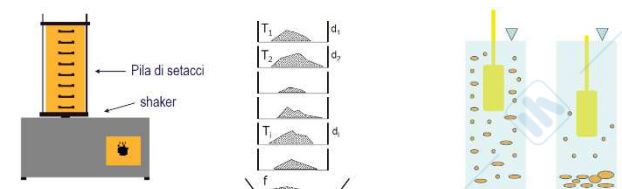


## CLASSIFICAZIONE GRANULOMETRICA:

serve a determinare la dimensione delle particelle che compongono un campione di terreno e stabilire le percentuali in peso delle varie frazioni granulometriche:

- terreno a grana grossa: vagliatura meccanica
- terreno a grana fina: sedimentazione

il materiale essiccato è posto su una pila di setacci a maglie di dimensione decrescente, agitata da una macchina vibrante. Per dimensione si determina il peso del trattenuto e del passante.



$$P_1 (\%) = \frac{P_w - T_1}{P_w} \cdot 100$$

$$P_2 (\%) = \frac{P_w - (T_1 + T_2)}{P_w} \cdot 100$$

$$P_i (\%) = \frac{P_w - (T_1 + T_2 + T_3)}{P_w} \cdot 100$$

$$P_{tot} = \sum T_i$$

La velocità di sedimentazione delle particelle dipende dal diametro delle particelle, dalla viscosità del fluido e dal rapporto tra le loro densità (legge di Stokes)

Il materiale viene posto in un recipiente contenente acqua e deflocculante. Attraverso un densimetro tarato si misura la variazione di densità della miscela dalla quale si risale alla velocità di sedimentazione.

### L'ACQUA NEL TERRENO

Più si va in profondità, rispetto la superficie del suolo, i terreni naturali sono saturi: l'acqua nel terreno si può trovare in due condizioni: condizioni idrostatica in quiete o in condizioni idrodinamica in movimento.

Se ci troviamo in condizioni di moto, il flusso può essere:

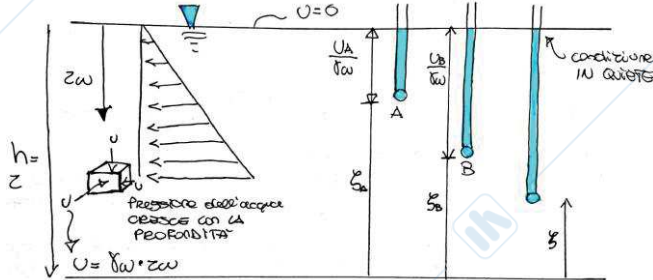
- stazionario, parametri del moto costanti nel tempo; la quantità di acqua è pari a quella uscente.
- Non stazionario, variabile nel tempo. L'acqua entrante è diversa da quella uscente: varia nel tempo il contenuto di acqua, e se parliamo di terreno saturo questo fenomeno è associato alla variazione di volume dei vuoti (fenomeno della consolidazione).

#### Acqua in quiete:

le pressioni dell'acqua cresce aumentando la profondità. La pressione dell'acqua è una pressione relativa valutata rispetto alla pressione atmosferica.  $U = P_a = 0$

Vi possono essere 3 diverse situazioni di acqua in quiete in un terreno saturo:

1. pelo libero al di sotto del piano campagna,
2. pelo libero al di sopra del piano campagna
3. pelo libero dell'acqua al di sopra del piano campagna

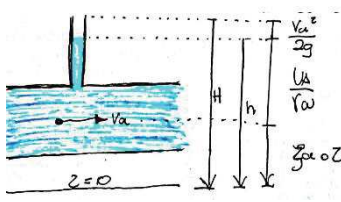


**La quota piezometrica** rappresenta l'energia che possiede l'acqua soggetto ad una certa pressione. In condizioni idrostatiche in quiete la quota piezometrica è costante ( $h_a = h_b$ ).

Si definisce la quantità:  $h = \xi + \frac{U}{\gamma_w}$  quota geometrica, rispetto ad un piano arbitrario di riferimento  $\frac{U}{\gamma_w}$  altezza di pressione dell'acqua.

#### In condizioni di moto (filtrazione)

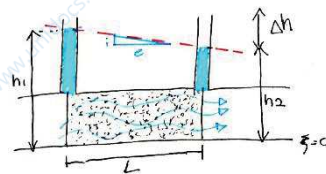
Il comportamento di acqua nel terreno è regolato dalle leggi idrauliche. L'energia meccanica associata ad una particella liquida di peso unitario può essere espressa come somma di diversi termini aventi le dimensioni di una altezza:



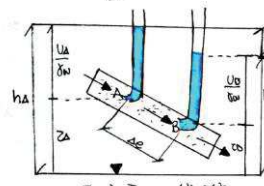
$H = \xi + \frac{U}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$   
 $\frac{v^2}{2g}$  Altezza cinetica  
 v è la velocità con cui si muove il volume elementare di liquido, g è l'accelerazione di gravità

Si definisce filtrazione il movimento dell'acqua da un punto, cui compete una certa quantità di energia, ad un altro punto, cui compete una quantità di energia inferiore.

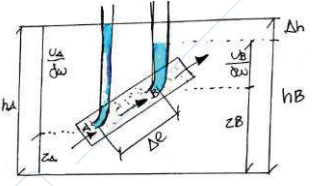
La differenza di quota piezometrica ( $\Delta h$ ) rappresenta la perdita di carico cioè l'energia persa dal liquido per effetto della resistenza opposte al moto. Queste resistente sono tanto maggiori quanto più piccoli sono i pori del terreno attraverso cui avviene la filtrazione.



la pendenza piezometrica è la perdita di carico per unità di lunghezza  $i = \frac{\Delta h}{L}$

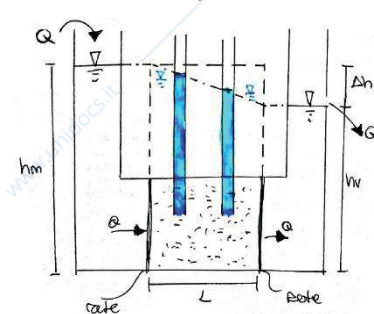


Filtrazione dovuta ad una differenza di altezze



Filtrazione dovuta ad una differenza di altezze di pressione.

#### LEGGE DI DARCY (FILTRAZIONE MONODIMENSIONALE)



La portata per unità di superficie (velocità apparente) è direttamente proporzionale alla perdita di carico e inversamente proporzionale alla lunghezza del percorso considerato:

$$v = \frac{Q}{A} = K \frac{h_m - h_v}{L} \rightarrow v = k \cdot i$$

v è la velocità di filtrazione rappresenta la velocità media che il fluido avrebbe se attraversasse l'intera sezione di area del provino intesa come vuoti + pieni: è quindi una velocità fittizia (apparente). In realtà la velocità reale del fluido si ottiene dividendo la portata per l'effettiva sezione di filtrazione (solo vuoti) ( $A^* =$ fittizia)

k è il coefficiente di permeabilità: tiene conto della resistenza che il terreno oppone al passaggio dell'acqua attraverso gli interstizi dello scheletro solido. Dipende dalla dimensione degli interstizi e quindi dalle dimensioni

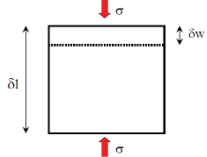
#### capillarità:

è il fenomeno per cui l'acqua soggetta alla tensione superficiale ed alle forze di attrazione con i materiali presenti è sottoposta ad una forza la cui risultante si oppone alla gravità. In un tubo di acqua molto piccolo immerso in un acqua: l'acqua risale nel tubo per una altezza che è funzione del diametro del tubo stesso e della natura del materiale che lo costituisce. L'altezza di risalita capillare  $h_c$  cresce al decrescere diametro del tubo. È ragionevole assumere che i vuoti tra le particelle di terreno di diametro differente si comportino in maniera simile ai tubi capillari: al diminuire della dimensione dei vuoti nel terreno l'altezza di risalita capillare aumenta; i terreni a grana grossa anche poco al di sopra della superficie libera della falda sono parzialmente saturi, mentre i terreni argillosi possono essere saturi anche per altezze notevoli al di sopra di tale superficie. Nella frangia capillare la pressione dell'acqua è minore della pressione atmosferica ( $u < 0$ )

## TENSIONI E DEFORMAZIONI NEL TERRENO:

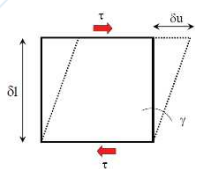
il terreno è un mezzo polifase avente una fase solida, costituita da granuli solidi (=scheletro solido) e la fase fluida costituita da aria e acqua che va a riempire i vuoti. Nello studio del comportamento meccanico, il terreno indipendentemente dalla sua natura e caratteristiche viene associato ad un mezzo ideale continuo. Perciò al sistema delle forze intergranulari e degli spostamenti dei granuli si sostituiscono le tensioni e le deformazioni di un mezzo continuo.

immaginiamo un elementino su piano (x,z) con altezza  $\delta l$ ,  
**Sforzi normali:**



l'elementino verrà sottoposto ad una tensione assiale: il rapporto tra una tensione  $N$  e l'area della superficie su cui agisce  $\sigma = \frac{N}{A}$  [Pa]

l'elementino sottoposto a questa tensione subirà una deformazione assiale neutra (uno spostamento)  $\epsilon = \frac{W}{l}$   
 in meccanica delle terre prevalgono i fenomeni di compressione  $\rightarrow$  ed essi si attribuisce segno positivo  
**sforzi tangenziali:**



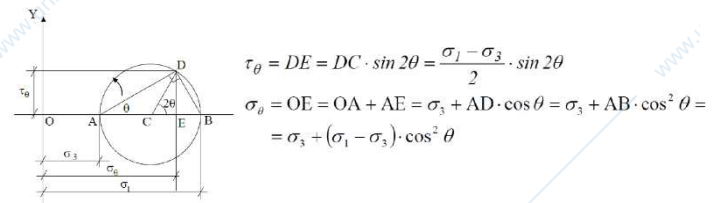
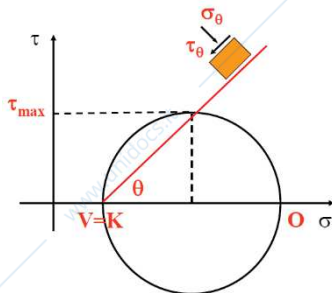
applico all'elementi una forza di taglio, otterrò ovviamente uno sforzo di taglio  $\tau = \frac{T}{A}$ . Questo sforzo darà luogo ad una deformazione di taglio (distorsione)  $\gamma = \frac{\delta u}{\delta l}$ , uno spostamento orizzontale.

Per convenzione le tensioni tangenziali sono positive in senso antiorario.

È sempre possibile individuare una terna di assi rispetto alle quali le tensioni tangenziali sono nulle. Restano solo le direzioni principali di tensione:  $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$   
 Nelle maggiori parti dei problemi pratici è possibile ignorare gli effetti della tensione principale intermedia  $\sigma_2$  e considerare solo la massima e la minima  $\sigma_1, \sigma_3$

A cosa serve il cerchio di Mohr? A conoscere le tensioni in qualsiasi piano dell'elementino. Il cerchio rappresenta la sua sollecitazione. Si chiama piano di Mohr il piano su cui agiscono le 2 tensioni: sollecitazione tangenziale e normale.

1. Una volta noti i valori delle tensioni principali può essere tracciato il cerchio di Mohr corrispondente
2. Trovare il centro:  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  e troviamo  $\tau_{max}$
3. Un altro punto importante è il il punto di giacitura, si traccia una retta passante per uno dei due punti ( $\sigma_2 \sigma_3$ ) usati per tracciare il cerchio, la retta deve essere parallela al piano su cui agiscono le tensioni  $\sigma_\theta$  e  $\tau_\theta$



## RELAZIONI COSTITUTIVE

Il comportamento meccanico dei materiali è espresso dalle relazioni costitutive che rappresentano il legame tra le tensioni applicate al mezzo e deformazioni subite.



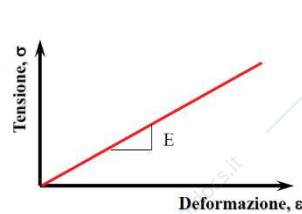
**TIPICA CURVA TENSIONI-DEFORMAZIONI DI UN TERRENO**

RIGIDEZZA: Collega le variazioni di sforzo alle variazioni di deformazione

Ci sarà una prima parte dove il terreno sarà più rigido. All'aumentare della sollecitazione la curva si incrementa fin quando il terreno si rompe.  
 Il valore della resistenza è lo sforzo massimo o lo sforzo di taglio che il terreno riesce a sopportare. Quando noi siamo lontani dalla rottura si parla di deformazione del terreno, se siamo vicini alla rottura ci interesserà sapere la resistenza.  
 SLU – stabilità dell'opera - siamo vicini alla rottura  
 SLE – cedimenti del terreno

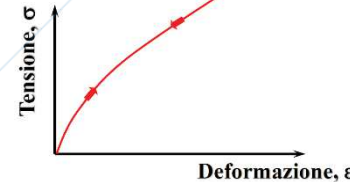
Si hanno diversi modelli per rappresentare il comportamento del terreno:

### MEZZO ELASTICO LINEARE (modello più semplice):



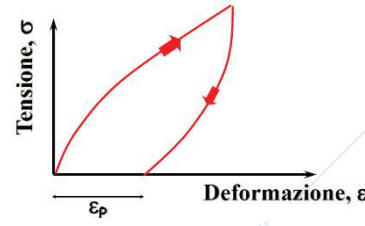
qualsiasi forza che applico si deforma e quando rimuovo il carico la deformazione torna a 0 sempre con un comportamento lineare. La rigidezza è costante (non cambia). Quanto si spacia?  
 $\epsilon a = \frac{\Delta l}{l}$

### MEZZO ELASTICO NON LINEARE



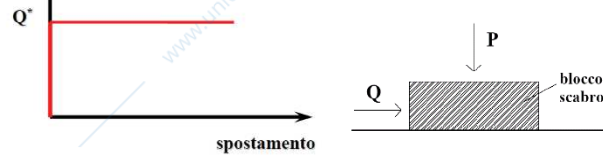
Il comportamneto tesio-deformativo di un terreno è non lineare e elasto plastico e quindi dipende dalle sollecitazioni applicate

### MEZZO NON LINEARE ELASTO PLASTICO



Se sottopongo il mio materiale un carico e poi lo rimuovo non segue un comportamento lineare, ma rimane un comportamento permanente

### MEZZO PLASTICO PERFETTO



**PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI**

Di un terreno saturo è possibile studiarlo in 2 modelli: unico continuo indifferenziato (il terreno nel suo complesso) e separando le fasi (scheletro solido e acqua+vuoti):  
 se le tensioni agiscono in un punto del continuo indifferenziato si chiamano tensioni totali;  
 se le tensioni agiscono in un punto del continuo scheletro solido si chiamano tensioni efficaci  
 le tensioni che agiscono in un punto del continuo "acqua" si chiamano pressioni interstiziali (l'acqua non trasmette sforzi di taglio)

$$\sigma = \sigma' + u$$

rappresenta l'equazione fondamentale della geotecnica, ci mostra che una sollecitazione applicata ad un terreno è per una parte sopportata dallo scheletro (tensioni efficaci) e per un'altra, dal fluido interstiziale.

È una legge di interstizione tra le fasi indica come una sollecitazione si ripartisce tra le fasi che costituiscono un terreno. Un terreno asciutto essendo  $U=0$  la tensione efficace sarà uguale dalla tensione totale.

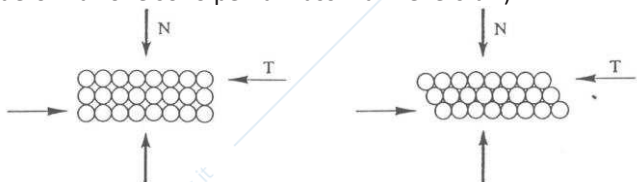
$u$  e  $\sigma$  si possono misurare e calcolare sperimentalmente  $\sigma'$  si può ricavare solo dai valori della tensione totale e dalla pressione interstiziale  $\sigma' = \sigma - u$

**DEFORMAZIONI DEL TERRENO:**

la deformazione di un elemento di volume di terreno sotto l'azione di un sistema di forze applicato (variazione di tensioni efficaci) è dovuta da 2 cause:

deformazioni elastica e plastica dei granuli; per effetto delle tensioni di contatto;

e per spostamenti relativi dei granuli, ove, i granuli, spostandosi, ruotandosi o scavalcandosi assumono un assetto diverso ottenendo una variazione di volume (tale deformazione sono per la massima irreversibili).



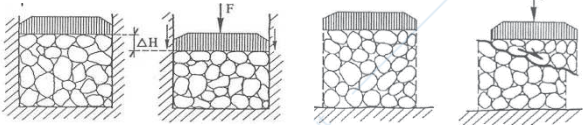
**CONDIZIONI EDMOMETRICHE**

Se il terreno è sollecitato in condizioni edometriche, quindi deformazioni a laterali impediti, si può avere solo una riduzione di volume, cioè i granuli si dispongono secondo una configurazione di maggior addensamento. Se l'elemento è sollecitato in condizioni edometriche Parziali, può portare allo scorrimento dei granuli, quindi ad una variazione di volume, ma anche a rottura.

Rottura= fenomeno di scorrimento indefinito dei granuli, con sensibili spostamenti.

Quando si verificano nella realtà le condizioni edometriche?

Nella formazione di un deposito di terreno s deforma solo verticalmente



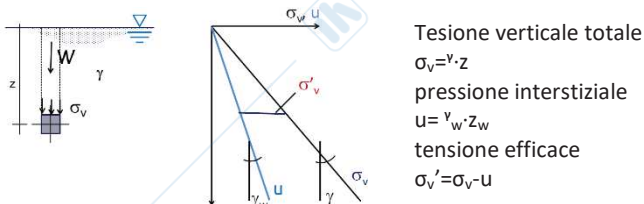
**STATO TENSIONE GEOSTATICO:**

si intende le tensioni che esistono nel sottosuolo dovute al solo peso proprio del terreno. È importante perché per risolvere un generico problema geostatico necessita la conoscenza dello stato tensionale geostatico.

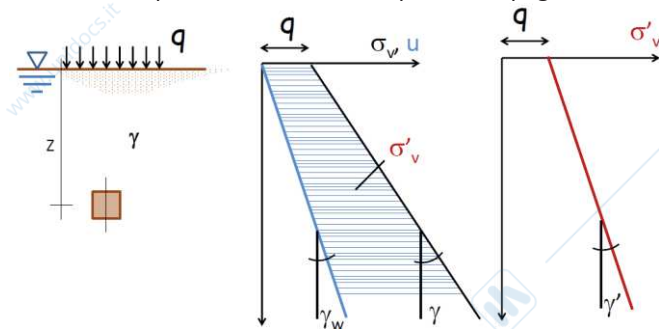
**Sottosuolo indefinito e omogeneo ( $\gamma = cost$ )**

lo stato tensionale non varia in direzione orizzontale non ci sono tensioni tangenziali ma solo quelle principali

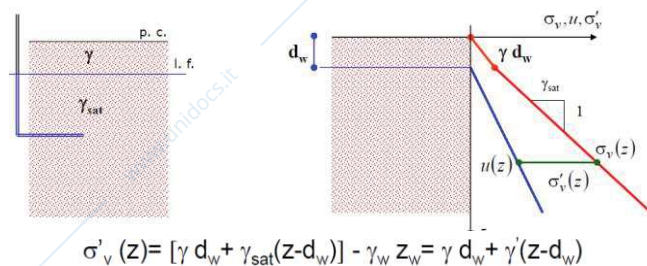
- Se è presente la falda in quiete al piano campagna



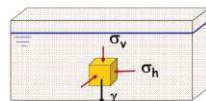
- se è presente un carico sul piano campagna.



- se è presente una falda in quiete a profondità  $z = z_w$



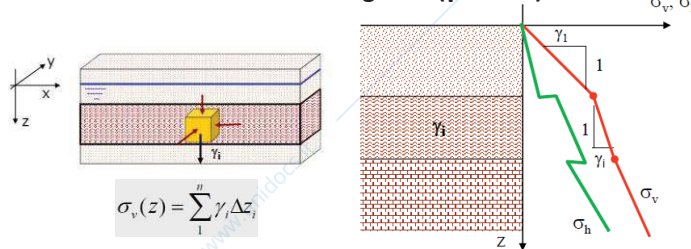
**TENSIONI ORIZZONTALI:** si introduce un coefficiente empirico



coefficiente di tensione laterale a riposo  $K_0$   
 $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$   
 riferito a condizioni di deformazione laterale impedita

Grana grossa 0.45 - 0.55  
 $K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$   
 grana fina (NC) 0.6 - 0.8  
 $K_{0OC} = K_{0NC} OCR^{0.5}$

**Sottosuolo indefinito e omogeneo ( $\gamma \neq cost$ )**



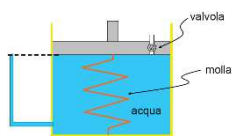
### CONDIZIONI DI DRENAGGIO E CONSOLIDAZIONE:

l'acqua si può muovere più o meno facilmente a seconda della permeabilità del terreno (=proprietà dei corpi di lasciarsi attraversare da liquidi o gas)  
 nei terreni a grana fina la permeabilità è molto bassa e l'acqua si muove lentamente  
 nei terreni a grana grossa la permeabilità è molto alta e quindi si muove velocemente. I granuli e l'acqua sono definiti incompressibili. Perciò un terreno saturo può subire una variazioni di volume solo se varia il contenuto di acqua nei pori: il processo di espulsione dell'acqua si chiama consolidazione. La velocità di scarico dell'acqua si distinguono le condizioni di drenaggio.

L'applicazione di una sollecitazione provoca una variazione dello stato tensionale efficace  $\sigma'$  accompagnato ad una variazione del volume. Questa variazione di volume  $\Delta V$  è dovuta alla riorganizzazione spaziale delle particelle. Se le pressioni interstiziali  $U$  rimangono costanti le variazioni di tensione efficace eguagliano le variazioni di tensione totale. Poiché il volume dei granuli rimane costante la variazione del volume del terreno  $\Delta V$  deve essere uguale al volume dell'acqua espulso dal terreno. L'acqua può muoversi più o meno facilmente a seconda della permeabilità del terreno è intuitivo quindi che questa proprietà del terreno influenzi il decorso del processo di consolidazione e di deformazione

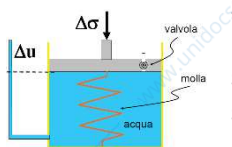
**=la consolidazione è la deformazione progressiva del terreno dovuta all'incremento di tensioni efficaci a loro volta legate alla riduzione delle pressioni interstiziali a carico costante**

La molla rappresenta lo scheletro solido del terreno. La valvola permeabilità del terreno. Più o meno aperta o più o meno chiusa ( $K$  è la permeabilità della legge di Darcy)



**Condizioni iniziali (valvola aperta):**  
 il sistema è in condizione di equilibrio

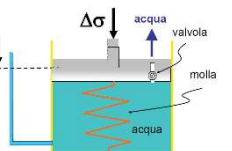
#### Fase 1 valvola chiusa (cond. non drenata):



Si generano delle sovrappressioni dove  $\Delta u$  è uguale a  $\Delta \sigma$ . Quindi tutto il carico se lo subisce l'acqua. Mentre al terreno non succede nulla quindi il terreno non si deforma

$$\Delta \sigma_v = \Delta u ; \Delta u = 0$$

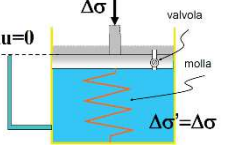
#### Fase 2 valvola aperta (CONSOLIDAZIONE)



Le  $\Delta U$  si riducono e  $\Delta \sigma$  è costante mentre  $\Delta \sigma'$  aumenta. La molla quindi si deforma.

$$\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma_v - \Delta u > 0 ; \Delta u < \Delta \sigma_v$$

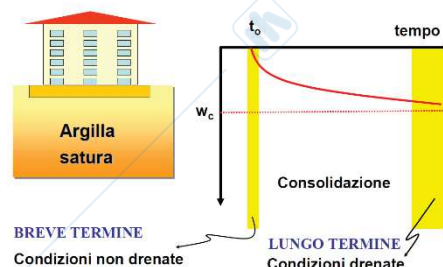
#### Fase 3 valvola aperta condizioni drenate



$\Delta u = 0$ , quindi l'acqua è fuoruscita dal terreno,  $\Delta \sigma$  è costante mentre  $\Delta \sigma' = \Delta \sigma$ . Si chiama condizione drenate.  
 $\Delta u = 0 ; \Delta \sigma_v = \Delta \sigma'_v$

Il tipo di consolidazione dipende dal terreno.

Se la valvola è molto aperta l'acqua fuoriesce velocemente (permeabilità elevata), e stiamo parlando di sabbie e ghiaie. Considerata la permeabilità del terreno a grana grossa essendo  $K$  molto elevato rispetto alla velocità con cui applico il carico allora siamo sempre in condizioni drenate. Se invece la valvola è poco aperta quindi parliamo di terreni a grana fina (argille e limi) allora in questo caso  $K$  è basso. E devo per forza distinguere le 3 fasi: cond. Non drenate, consolidazione e condizioni drenate.



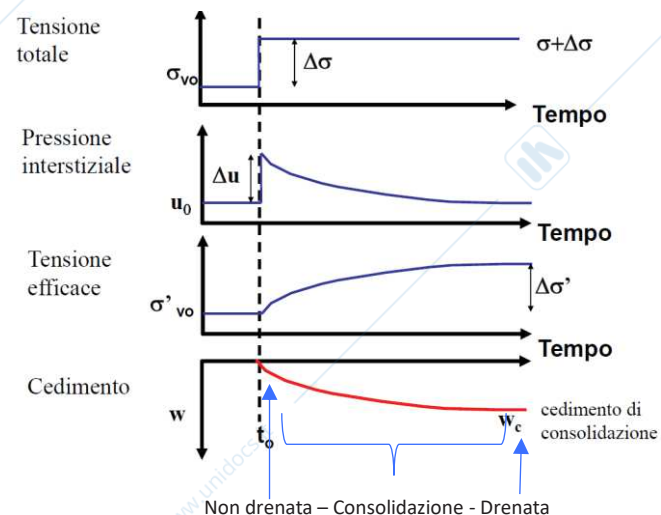
Al tempo  $t=0$  riguarda l'inizio della costruzione. quindi avrò un incremento di tensione  $\Delta \sigma$  e lo mantengo costante nel tempo.

Alle pressioni interstiziali  $u$  si fanno carico del carico, schizzano a  $\Delta u = \Delta \sigma$ , e poi si riducono nel tempo, fino a tornare ad un valore iniziale in maniera sintonica  $u=0$ . Le tensioni efficaci  $\sigma'$  sono costanti fino ad un certo punto e non variano perché non si hanno variazioni di tensione. a tempo  $T=0$  sono nulle perché il carico se lo è preso l'acqua e poi iniziano a crescere fino ad un tempo infinito fino a raggiungere  $\Delta \sigma' = \Delta \sigma$

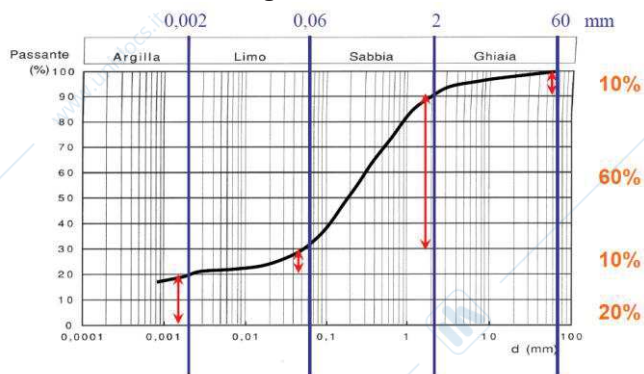
A questo punto abbiamo anche detto che siccome si ha una tensione efficace nel tempo il terreno cede. Quando le tensioni efficaci non cambiano più anche il terreno non cede più.  $w_c$  cedimento finale di consolidazione.

Fase iniziale: condizione non drenate.

Fase di consolidamento (dura nel tempo) e condizioni drenate sono quelle finali. Tutta la parte centrale è la fase di consolidazione



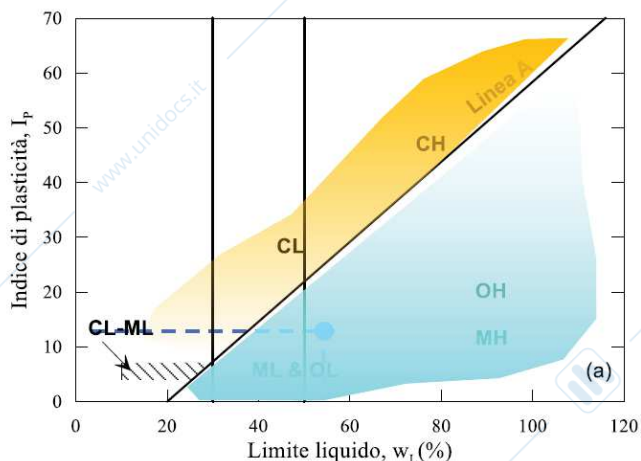
### Costruzione della curva granulometrica:



Il terreno viene denominato con il nome della frazione granulometrica più abbondante seguito dai nomi delle frazioni secondarie. La denominazione della frazione secondaria è  
 25% ed il 50% preceduta da "con"  
 10% ed il 25% seguita dal suffisso "oso"  
 5% ed il 10% preceduta da "debolmente e seguita da "oso"

### Diagramma di plasticità di Casagrande

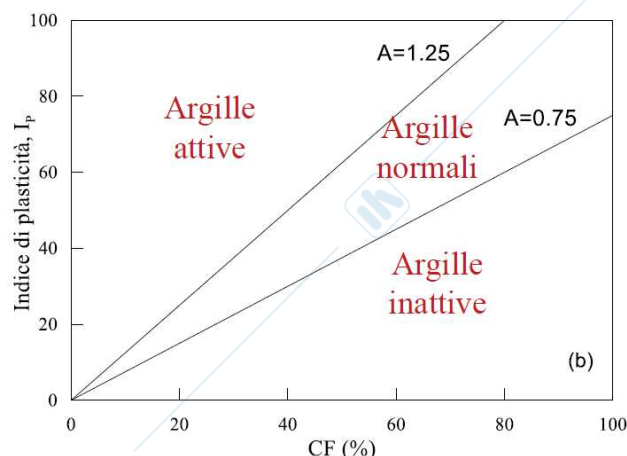
Questo diagramma costituisce un sistema di classificazione completo per terreni aventi più del 50% di fine. Esso si basa sui limiti di Atterberg ed in particolare su  $w_L$  e  $IP$ . Per fare un esempio se  $w_L = 40\%$  e  $IP = 30\%$  si ricava dal diagramma che si tratta di argille inorganiche di media plasticità. Questo diagramma è utile solo per i limi e le argille, ovvero per la matrice fine dei terreni dove siano presenti anche grani più grossi. Il diagramma di Casagrande fornisce una definizione alternativa (alla definizione granulometrica) di limo e argilla, secondo la quale il limo è il fine non plastico (indipendentemente dalla dimensione dei grani), l'argilla è il fine plastico (ovvero il fine che ha alta capacità di trattenere l'acqua). Da notare che il sistema di classifica di Casagrande non fa uso della granulometria.



$w_L < 50$	ML	Limi inorganici e sabbie molto fini, sabbie fini limose o argillose leggermente plastiche.
	CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità, argille sabbiose, argille limose, argille a bassa plasticità.
	OL	Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità.
$w_L > 50$	MH	Limi inorganici, sabbie micacee.
	CH	Argille inorganiche ad alta plasticità.
	OH	Argille organiche da media ad alta plasticità.

### Indice di attività: $A = IP / \% < 2 \mu m$

$\% < 2 \mu m$  è la percentuale della frazione argillosa del terreno



Viene utilizzato per le rocce sciolte, dove mi divide il grafico in 3 tipi di attività: attive, normali e inattive.

## PROVE MECCANICHE DI LABORATORIO (STANDARD)

Riprodurre in laboratorio alcune situazioni che si possono presentare nella realtà. Ma lo scopo è quello di determinare soprattutto i parametri: di compressibilità, per le deformazioni e la stabilità; e di taglio per i cedimenti o rottura. Parliamo di prove standard:

- le prove edometriche, consentono di valutare le caratteristiche di compressibilità; (edometro)
- di taglio diretto consentono di valutare le caratteristiche di resistenza al taglio. (scatola di casa grande)
- triassiali consentono di valutare le caratteristiche di deformabilità e di resistenza al taglio; (apparecchio triassiale)

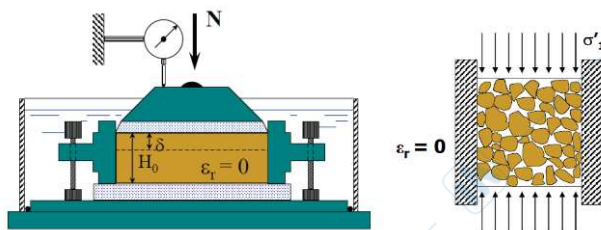
## PROVA EDMETRICA

I provini di una prova edometrica sono un cilindro con un'altezza di 2 cm e diametro di 6 cm.

Le condizioni edometriche sono quelle che si deformano verticalmente e laterali impedito. Quindi in laboratorio avremo solo una forza verticale N.

Gli obiettivi sono quelli di:

1. Determinare le caratteristiche di compressibilità
2. Determinare le caratteristiche di consolidazione
3. Ricostruire la storia tensionale del campione (sovracosolidazione)



Come si fa una prova edometrica?

Si fa incrementando il carico  $\sigma_v = \frac{N}{A}$ , e lo mantengo per un certo tempo ( $t = \text{cost}$ ).

$$\text{Per } t=0 \rightarrow \Delta\sigma_v = \Delta u \quad \Delta\sigma'_v = 0$$

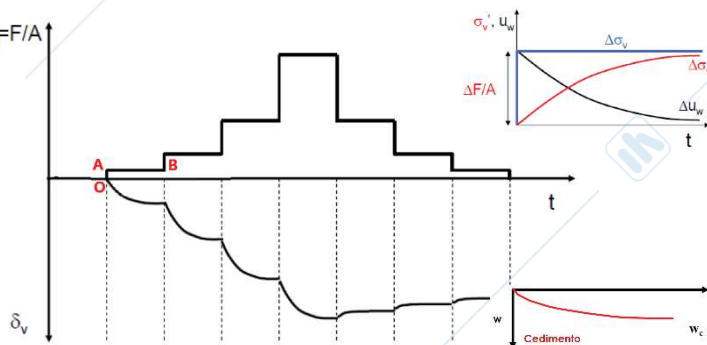
$$\text{Per } t>0 \rightarrow \Delta u < \Delta\sigma_v \quad \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \Delta u > 0$$

$$\text{Per } t \rightarrow \infty \rightarrow \Delta u = 0 \quad \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v$$

OA - è la fase in cui metto il carico. Il carico iniziale lo prende l'acqua (=condizioni non drenate);

A-B è la consolidazione

B rappresentano le condizioni drenate.



Nel frattempo l'acqua inizierà a filtrare verso gli stati drenati (verso le pietre porose che consentono il drenaggio dell'acqua per rendere la procedura più veloce). Conclusa la sequenza di carico a disposizioni ritorno indietro, esempio:

$\sigma'_v$	10	20	40	80	150	300	600	1200	2500	5000
(kPa)	5000	2500	1200	600	300	150	80	40	20	10

Graficamente vediamo che quando viene tolto il carico, il terreno si solleva di pochissimo, quindi il comportamento del

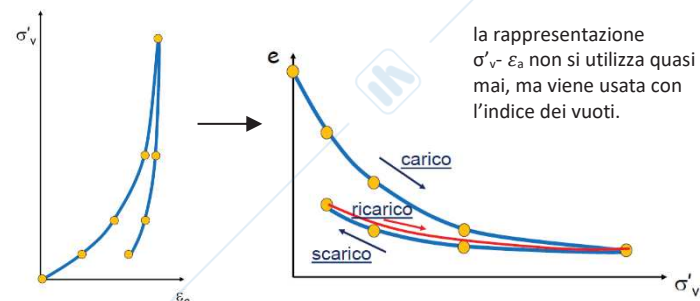
terreno è irreversibile non elastico. L'incremento avviene secondo progressione geometrica  $\frac{\Delta N}{N} = 1$

(es:  $20-10 = \frac{10}{10} = 1$ ,  $40-20 = \frac{20}{20} = 1$ ).

Per ogni incremento di carico nel corso della prova edometrica è possibile ottenere una coppia di valori:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0}; \quad \sigma'_v \cong \sigma_v \quad (u \cong 0)$$

Come si passa da  $\varepsilon_a$  a gli indici dei vuoti?



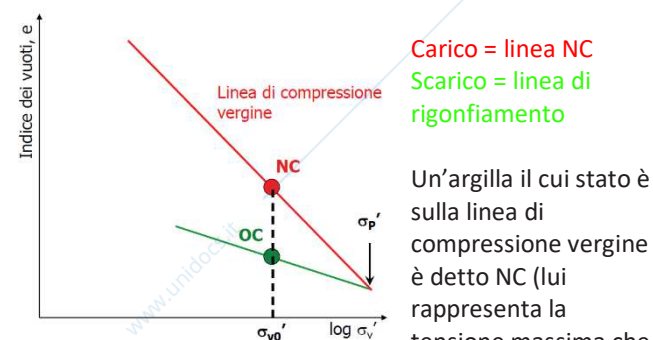
la rappresentazione  $\sigma'_v - \varepsilon_a$  non si utilizza quasi mai, ma viene usata con l'indice dei vuoti.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H \cdot A}{H_0 \cdot A} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\frac{\Delta V}{V_s}}{\frac{\Delta V_0 + V_s}{V_s}} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

La rappresentazione dell'indice dei vuoti (e) in funzione della tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ) si chiama curva di compressibilità.

Nella Fase di carico (l'acqua va via), fase di scarico (riprende l'acqua, quindi aumenta di volume). se decido di ricaricare, succede che il materiale si comporta con la stessa deformazione, quindi avviene quasi un comportamento elastico (reversibile).

Mi sposto su un piano  $e - \log \sigma'_v$  ( $\log_{10}$ ).



Carico = linea NC  
Scarico = linea di rigonfiamento

Un'argilla il cui stato è sulla linea di compressione vergine è detto NC (lui rappresenta la tensione massima che

il materiale ha subito nella storia). Se giunti ad una tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  il terreno viene scaricato fino ad una tensione  $\sigma'_{v0}$  e il terreno è detto sovracosolidato (OC)

In questo caso il terreno nella sua storia geologica è stato soggetto ad una tensione verticale efficace maggiore ( $\sigma'_p$ ) di quella attuale ( $\sigma'_{v0}$ ). Quando ricarico rimane sulla stessa linea di rigonfiamento (si può approssimare a comportamento elastico) fino a che non arriva alla tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$ . Se carico nuovamente la tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  aumenta perché subisce una tensione di preconsolidazione maggiore subito in precedenza.

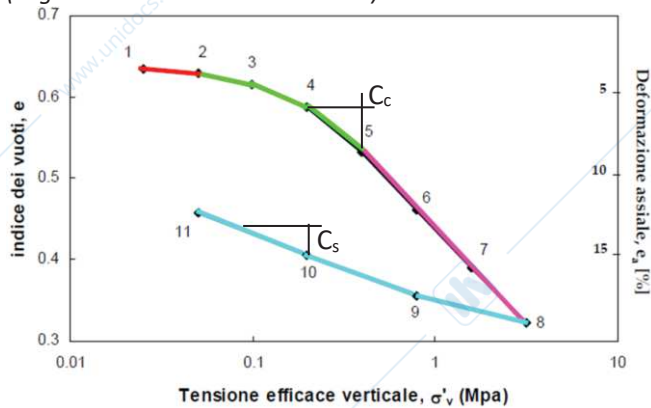
Le argille sovracosolidate hanno indice di vuoti minori e per questo sono migliori e più resistenti di una normale consolidata.

Per quantificare la sovracosolidazione dell'argilla si definisce il rapporto tra la tensione massima a cui è stato sottoposto e la sua tensione attuale:  $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$

OCR non potrà mai essere minore di 1

OCR = 1 normalmente consolidato  
OCR > 1 Sovracosolidato  
 $1 < OCR < 4$  debolmente sovracosolidato  
OCR > 4 Fortemente sovracosolidato

Un provino di argilla indisturbata che ha una certa  $\sigma$  (*Argilla indisturbata ha una storia*)



Dal momento che lo prendo dal terreno per portarlo in laboratorio, sto riducendo le sue tensioni. Quindi quando lo esamino in lab e applico il carico, riprende le sue tensioni e l'andamento parte da 2

Da 2-5 è una curva che comprende il valore  $\sigma'_p$   
 Da 5-8 cambia pendenza, corrisponde ad una compressione edometrica vergine che ha pendenza quasi costante.

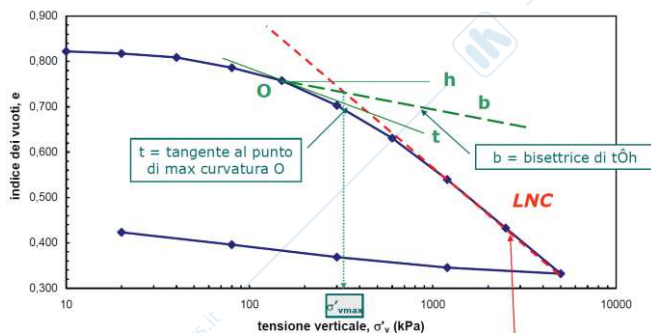
In poche parole abbiamo raggiunto  $\sigma'_{vmax}$  quindi parliamo di un terreno normalmente consolidato OCR=1  
 Da 8-11 corrisponde ad un ramo di scarico

$C_c$  e  $C_r$  Rappresentano la pendenza delle linee (equazioni):

$C_c$  - indice di compressibilità:  $e - e_0 = -C_c \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_{10}}\right)$

$C_r$  - indice di rigonfiamento:  $e - e_0 = -C_r \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_{10}}\right)$

COSTRUZIONE DI CASAGRANDE:



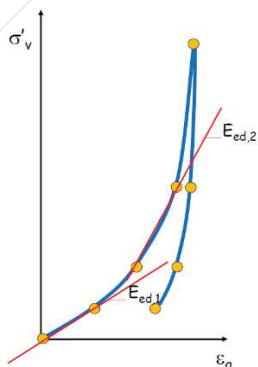
Prendere il punto O di massima curvatura della mia curvatura, traccio la tangente (t) dal punto O e l'orizzontale (h) del punto O. queste due rette mi formano un angolo (=bisettrice di toh) che chiamo "b" intersezione tra b e LNC

otteniamo la pressione di preconsolidazione

Il Modulo edometrico:

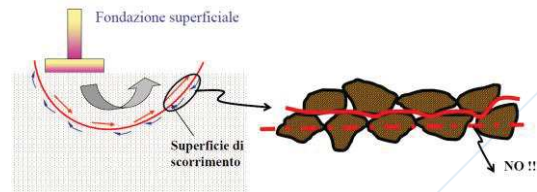
$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma'_{1v}}{\Delta \epsilon_a} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e} (1 + e_0)$$

Il modulo edometrico non è costante ma variabile e dipende dal livello di tensione.



## RESISTENZA AL TAGLIO

il materiale si rompe in genere a taglio. La resistenza è il valore massimo dello sforzo di taglio che un materiale può sopportare senza rompersi.

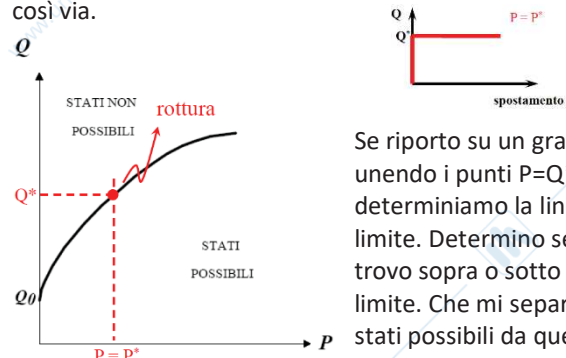


Come si rompe il terreno? La rottura avviene quando il terreno si muove lungo una certa superficie che passa lungo il contatto dei grani. La resistenza è di tipo attritiva.

Cerchiamo il criterio di rottura del mio terreno ( $\tau_f$ )

Come determiniamo il criterio di rottura?

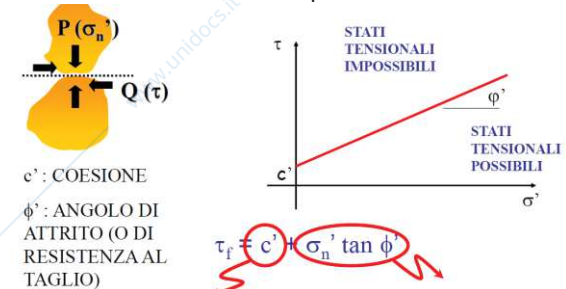
Es. Modello plastico perfetto: abbiamo un blocco che può scorrere su un piano orizzontale. Soggetto ad una forza verticale P e orizzontale Q. ammettiamo di applicare una forza  $P=P_1$ , faccio crescere la forza  $Q=Q^*$  fino a quando non si ottiene uno scorrimento  $Q^*$  (che deve vincere l'attrito). Se applico  $P=P_1 > P_2$  ottengo lo scorrimento per  $Q = Q^*_2 > Q^*_1$  e così via.



Se riporto su un grafico unendo i punti  $P=Q^*$ , determiniamo la linea limite. Determino se mi trovo sopra o sotto la curva limite. Che mi separano gli stati possibili da quelli impossibili. Se mi trovo sulla linea allora si rompe. Lo scopo è stare lontano dalla curva.

CRITERIO DI RESISTENZA  $Q=Q_0+f(P)$  ( $f$ =coefficiente angolare della retta)

Se la curva risulta lineare si può scrivere:  $Q=Q_0+uP$



$c'$ : COESIONE

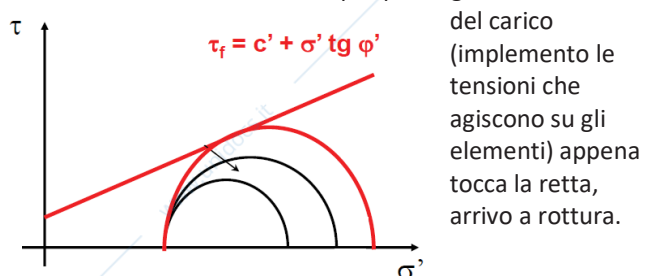
$\phi'$ : ANGOLO DI ATTRITO (O DI RESISTENZA AL TAGLIO)

aliquota "adesiva": intercetta della retta limite non dipende dalla  $\sigma'_n$

aliquota "attritiva": pendenza della retta limite dipende dalla  $\sigma'_n$

Tutto dipende dalla tensione efficace: la tensione normale alla superficie di scorrimento agisce perpendicolarmente alla superficie di scorrimento.

Il cerchio di Mohr diventa sempre più largo all'aumentare del carico



(implemento le tensioni che agiscono su gli elementi) appena tocca la retta, arrivo a rottura.

Possiamo scrivere:  $\tau = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi' = c' (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi'$

I parametri  $c'$  e  $\varphi'$  sono una misura della resistenza al taglio e vengono definiti parametri di resistenza al taglio. Più sono elevati i valori di  $c'$  e  $\varphi'$  più elevata è la resistenza al taglio del terreno.

Un incremento di pressioni interstiziali porta alla riduzione della forza al taglio del terreno e quindi ha possibilità maggiore di rottura.

Cosa succede ai terreni di grana grossa e ai terreni a grana fina?

La sabbia non ha coesione, quindi  $c'$  è nullo perché per definizione non hanno coesione. E quindi si scrive:

$\tau = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi'$  ( $\varphi'$  è l'angolo del terreno)

Ci sono dei casi applicativi nei terreni a grana grossa: quando  $\varphi' = 0$  o tende a 0 la resistenza tende anche essa a 0. Se abbiamo  $u$  molto grandi, a parità di  $\sigma_n$ ,  $\sigma'_n$  tende a 0 (L'acqua non ha resistenza al taglio, e quindi va in liquefazione).

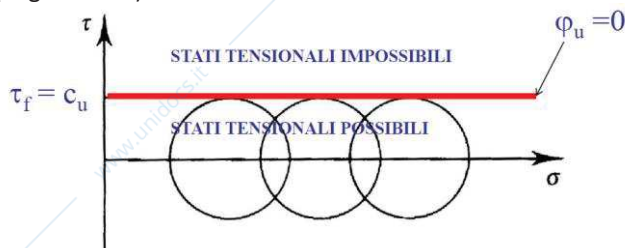
L'addensamento varia i valori di  $\varphi'$ :

molto sciolto  $\varphi' < 20^\circ$ ; molto addensato  $\varphi' > 45^\circ$  ( $\cong 50$ )

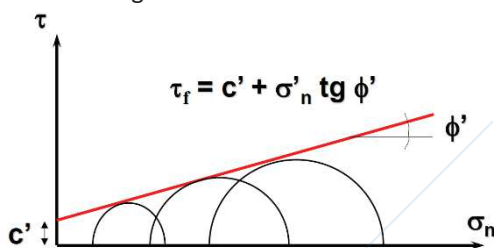
Nelle argille dobbiamo determinare 3 condizioni: Situazione iniziale dove il carico lo prende l'acqua però l'acqua non esce e quindi non si ha variazioni di volume (condizione non drenata = coincide con l'applicazione del carico)  $\Delta V = 0$  e  $\Delta u > 0$  Poi avviene il processo di consolidazione, dove il terreno inizia a deformarsi nel tempo. Fino ad arrivare alla condizione drenata in cui  $\Delta u = 0$  e  $\Delta \sigma' \neq 0$ .

Nelle condizioni di breve termine la resistenza al taglio  $\tau_f$  in tensioni efficaci non so calcolarla perché non posso conoscere le  $\Delta u$  lungo la superficie di scorrimento. In conclusione, per motivi essenzialmente pratici si è definito una resistenza in tensioni totali.

La resistenza in tensioni totali: ( $u = \text{non drenate}$ ). Se vado a disegnare i cerchi di Mohr, dove l'involuppo sarà rettilineo. (angolo nullo)



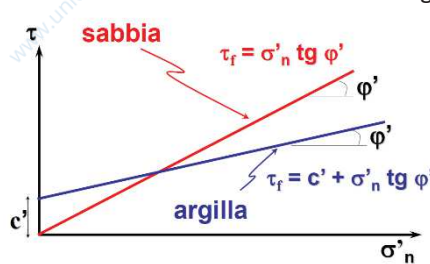
In condizioni a lungo termine:



La consistenza del terreno varia i valori di  $\varphi'$ :  $\varphi' = 20^\circ - 30^\circ$  (argille NC);  $\varphi' = 16^\circ - 26^\circ$  (argille OC)

Nelle argille normalmente consolidate hanno una coesione molto bassa, nelle sovraconsolidate hanno una coesione più elevata.

Se faccio il confronto tra sabbie e argille.



Le sabbie passano per l'origine e l'argilla è meno inclinata ma ha un termine di coesione

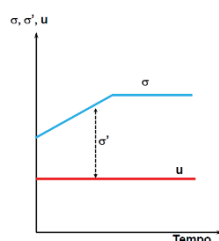
Tra le 2 quali sono le condizioni più gravose?

le condizioni di breve termine non drenate, si rischia rottura. Perché nelle condizioni non drenate: (tensioni efficaci)  $\tau_{f,u} = c_u + \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_u = c_u + (\sigma_n - u_0 + \Delta u) \operatorname{tg} \varphi_u$  le pressioni interstiziali aumentano in condizione non drenate e quindi le tensioni efficaci diminuiscono.

**PROVE IN LABORATORIO DI TAGLIO DIRETTO**

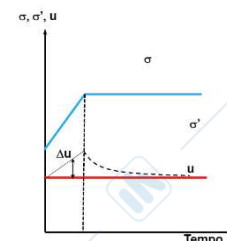
Applico il carico lo applico lentissimamente così do il tempo al terreno di drenare l'acqua. Al contrario se applico il carico velocemente succede che avrò delle variazioni di pressione interstiziale  $\Delta u$

Carico drenato



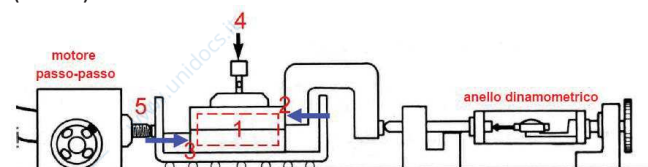
$\Delta u = 0$  e  $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$

Carico non drenato



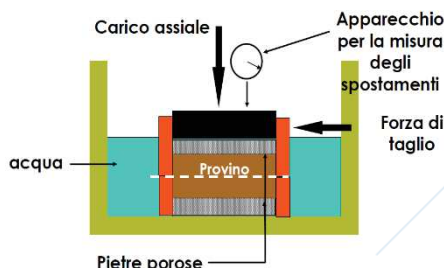
$\Delta V = 0$  e  $\Delta u \neq 0$

La retta nel carico non drenato la pendenza è più inclinata rispetto al carico drenato, questo significa che sto caricando il terreno troppo velocemente rispetto alla capacità del terreno di drenare l'acqua; quando  $\Delta V = 0$  le  $\Delta u$  si dissipano ( $\Delta u \neq 0$ ).



1. Provino (60x60x20 mm) + pietre porose
2. Semiscatola superiore (fissa)
3. Semiscatola inferiore (mobile)
4. Sistema applicazione sforzi normali
5. Sistema applicazione sforzi di taglio

L'apparecchio di Casagrande :

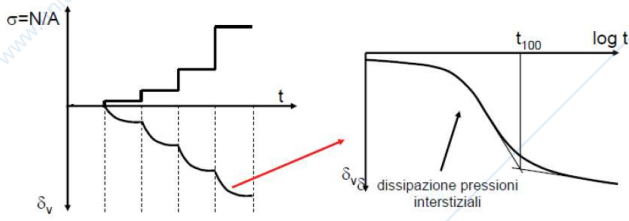


consiste in una scatola metallica, a sezione quadrata, tagliata secondo un piano orizzontale, in modo che le due parti possano scorrere relativamente in direzione orizzontale.

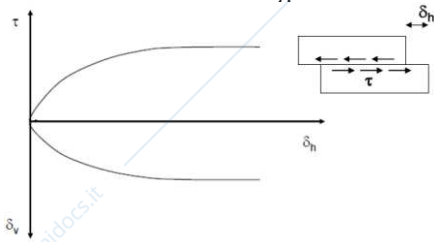
Si hanno 2 fasi:

1. **fase di consolidazione:** applico sul provino una forza normale  $N$  che corrisponde ad una certa tensione efficace  $\sigma'_n = \frac{N}{A}$  (perché lo faccio? Perché devo portare il mio provino allo stato tensionale iniziale da lì partirà la

rottura applicando un carico simile a quello che aveva in sito)



2. **fase di rottura** (il gg dopo la consolidazione) consiste nell'applicazione dello sforzo tagliante che mi provoca lo sforzo di taglio  $\tau = \frac{T}{A}$



Perciò la parte inferiore del provino è fissa. Applico la forza T, che mi fa scorrere il provino sulla superficie di scorrimento, e quindi io misurerò lo spostamento orizzontale  $\delta_h$   
La prova è sempre considerata come drenata.

**PROVE DI TAGLIO DIRETTO DISTINTE PER TERRENO:**

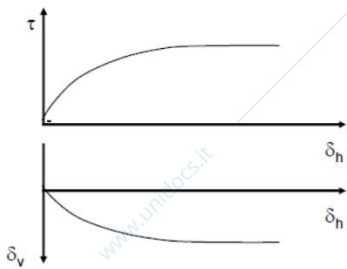
Le argille possiamo dividerle in 2 grandi categorie:

1. normalmente consolidate
2. sovraconsolidate

Anche le sabbie e ghiaie possiamo dividerle in 2 categorie:

1. sciolte
2. dense

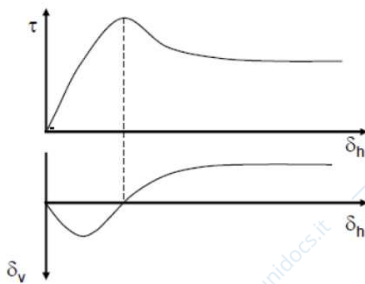
Possiamo mettere insieme le ARGILLE NC e SABBIE SCiolTE:



perché hanno un comportamento simile: la resistenza cresce fino ad arrivare ad un valore massimo che rappresenta la resistenza del materiale che poi si mantiene costante, che mi rappresenta la rottura  $\delta_{hmax}$ .

In contemporanea le deformazioni verticali crescono, nel senso che il terreno si sta comprimendo. Quando  $\delta_v$  sono positive vuol dire compressione del terreno. Il volume diminuisce fino a raggiungere un valore costante. Questo si chiama **COMPORTAMENTO DUTTILE DEL MATERIALE**

Possiamo descrivere insieme ARGILLE OC e SABBIE DENSE:



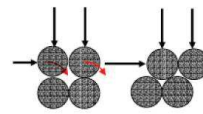
la resistenza attinge un valore di picco maggiore (per piccole deformazioni). Poi decade e va su valori molto più bassi. Il volume inizialmente

diminuisce per poi aumentare fino a raggiungere un valore costante (questo si chiama dilatanza) Questo tipo si chiama **COMPORTAMENTO FRAGILE**.

Tra i due comportamenti qual è il migliore? Il duttile! il fragile è vero che è più resistente ma si rompe immediatamente anche per piccole deformazioni. Il duttile prima di arrivare a rottura mi avverte perché mi accorgo deformazioni molto grandi.

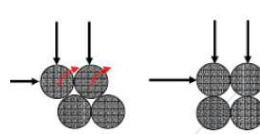
**Fenomeno della dilatanza:**

Terreni sciolti

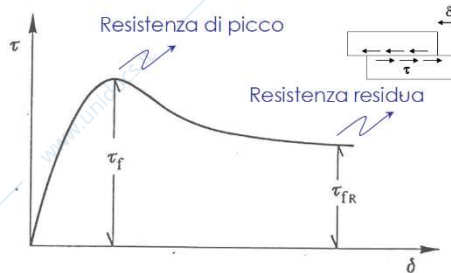


Per effetto dello sforzo di taglio, i grani scrono l'uno sull'altro e il terreno tende ad addensarsi

Terreni addensati



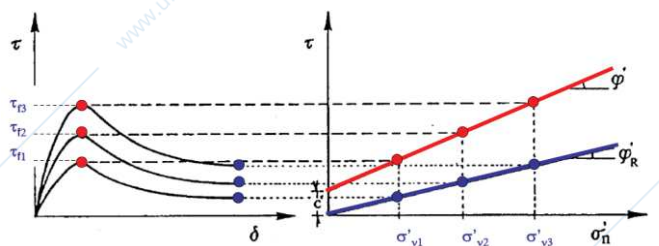
Per effetto dello sforzo di taglio, i grani tendono a scavalcare quelli sottostanti e il terreno tende ad aumentare di volume



$\tau_r$  si chiama resistenza di picco, se continuo a spingere la prova a deformazioni più elevata.  $\tau_r$  resistenza residua.

Lo scopo della prova è quella di determinare  $c'$  e  $\phi'$   
Es. Prendo 3 provini e applico 3 tensioni differenti (ne servono 3 per definire bene una retta).  
Se applico  $\sigma'_n$  crescente, anche  $\tau_r$  cresce

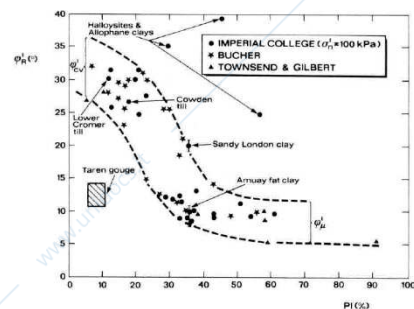
- 1° provino)  $\sigma'_{v1}$  e applico carico 100kPa e aspetto la consolidazione; e otterrò una curva  $\tau_{p1}$  di picco
- 2° provino)  $\sigma'_{v2}$  e applico carico 200kPa e aspetto la consolidazione; e otterrò una curva  $\tau_{p2}$  di picco ;
- 3° provino)  $\sigma'_{v3}$  e applico carico 300kPa e aspetto la consolidazione; e otterrò una curva  $\tau_{p3}$  di picco.



Ho 3 punti che mi devono rappresentare gli **stati tensionali di rottura**, o almeno che interpola i 3 punti.

Vedo dove mi intercetta l'asse delle coordinate e troverò  $c'$  e la pendenza che mi rappresenta  $\phi'$

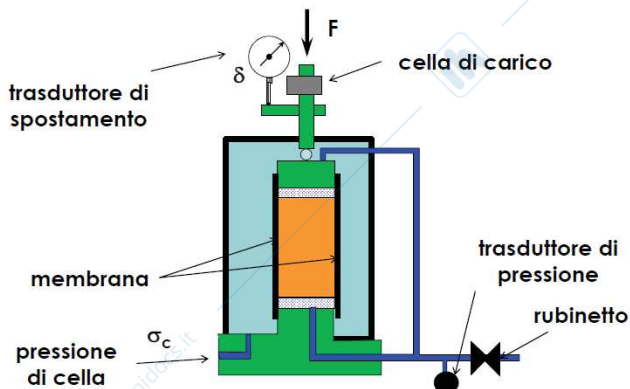
Lo stesso discorso lo posso fare per l'involuppo residuo



## PROVE TRIASSIALI:

il progettista è il responsabile di programmazione non il geologo

Un provino cilindrico ( $D \geq 35 \text{ mm}$ ,  $2 \leq D/D \leq 2.5$ ) viene sollecitato in condizioni di simmetria assiale tramite un fluido in pressione e un pistone che agisce in direzione assiale. Una membrana isola il campione dall'acqua contenuto nella cella.



C'è la possibilità di controllare le condizioni di drenaggio. Le estremità del provino sono in contatto con due pietre porose collegate al circuito di drenaggio con due tubicini flessibili.

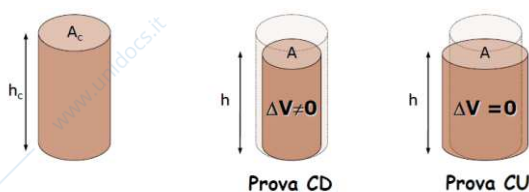
valvola aperta: l'acqua può liberamente uscire o entrare nel provino (possibile dissipazione delle  $\Delta u$  e le variazioni di volume  $\Delta V$ )

valvola chiusa: l'acqua non può uscire o entrare nel provino e il volume si mantiene costante ( $\Delta V = 0$ ); si possono misurare le variazioni di pressione interstiziale con un trasduttore di pressione

Si misurano gli spostamenti del provino. È quindi possibile, nota l'altezza iniziale del provino  $H_0$ , m.

$$\epsilon_a = \frac{\delta}{H_0}$$

deformazione in caso di rottura

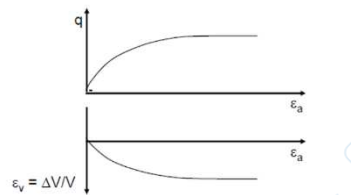


dal punto di vista drenate si riconoscono 3 prove

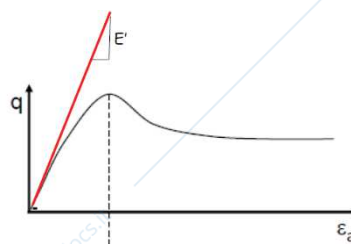
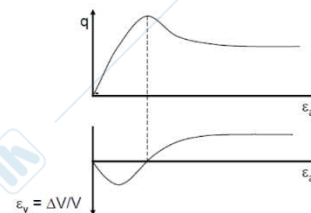
1. prova consolidata drenata (prove CD) il provino viene consolidato sotto una pressione idrostatica, misurando la variazione di volume ed il tempo di consolidazione. Conclusa la consolidazione, viene incrementato la tensione assiale e si misura la deformazioni assiali e la perdita o assorbimento di acqua.
2. Prova consolidata non drenata (Prove CU), la procedura iniziale è la stessa. Successivamente dopo la consolidazione, il provino viene isolato dall'esterno chiudendo la valvola, viene applicata la tensione assiale e si misura la variazione assiale e le variazioni di pressione interstiziale.
3. La prova non consolidata e non drenata (Prove UU), viene esaminato il provino nel suo stato iniziale, viene chiusa la valvola e quindi il provino non potrà subire

variazioni di volume ma avverrà un incremento di pressione interstiziale. Successivamente viene applicata la forza assiale e si misura sempre la deformazione assiale.

Risposta di argille NC

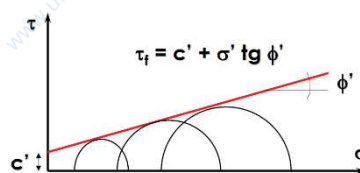


Risposta di argille SC



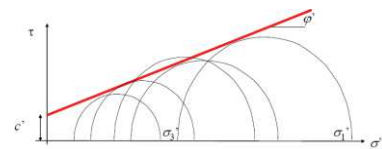
PARAMETRI DI DEFORMABILITA'

$E' = \frac{q}{\epsilon_a}$   
(Modulo di young in tensioni efficaci)



PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

la retta tangente ad almeno 3 cerchi di Mohr a rottura consente di determinare i parametri di resistenza al taglio  $c'$  e  $\phi'$



Involuppo di rottura e parametri di resistenza al taglio in tensioni totali

$$\tau_{f,u} = c_u + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi_u = c_u$$

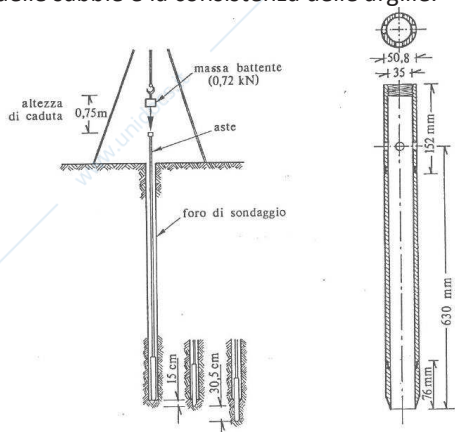
$c_u$  resistenza non drenata (resistenza in tensioni totali)

$$\phi_u = 0$$

## PROVE IN SITO

### PENETROMETRO DINAMICO (SPT-Standard Penetration Test):

la prova penetrometrica dinamica consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di un campionario cilindrico con dimensioni e caratteristiche standard. L'infissione avviene tramite percussione e vengono memorizzati i numeri di colpi per l'avanzamento di 30 cm di campione. Questa tecnica permette di prelevare un campione nel sottosuolo e portarlo in superficie. Può essere applicata su terreni coerenti e incoerenti, anche se si preferisce quest'ultimi. Per le ghiaie ad esempio risulta scomodo semplicemente per il diametro del campione di 10 cm<sup>2</sup>. La distanza di più campioni non può essere inferiore al metro. In base ai risultati è possibile già definire l'addensamento delle sabbie e la consistenza delle argille.



TERRENI SABBIOSI	N	stato di addensamento
	0 - 4	non addensato (sciolto)
	4 - 10	poco addensato
	10 - 30	moderatamente addensato
	30 - 50	addensato
	> 50	molto addensato
TERRENI ARGILLOSI	N	consistenza
	< 2	privo di consistenza
	2 - 4	poco consistente (tenero)
	4 - 8	moderatamente consistente
	8 - 15	consistente
	15 - 30	molto consistente
	> 30	estremamente consistente (duro)

### PENETROMETRO STATICO (CPT-Cone Penetration Test):

la prova penetrometrica statica consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica in acciaio a velocità costante. Mi permette di misurare la resistenza laterale attraverso un manicotto scorrevole. Il diametro del campione di 10 cm<sup>2</sup>. L'infissione avviene per mezzo di un'asta protetta da una tubazione di rivestimento. Le informazioni che fornisce la prova sono di tipo praticamente continuo perché le misure di resistenza alla penetrazione sono eseguite a distanze molto ravvicinate (20-50cm).

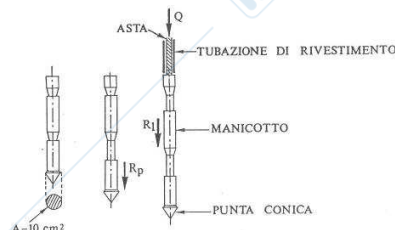


Fig. 8.9 - Penetrometro statico CPT: punta con manicotto

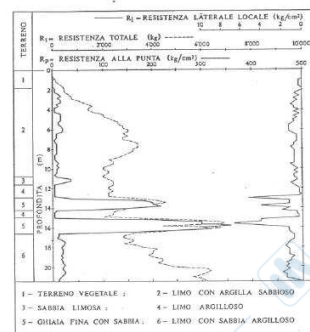
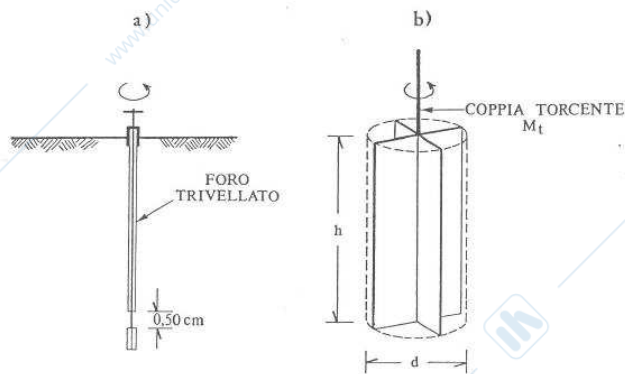


Fig. 8.10 - Risultati di una prova penetrometrica statica in un sottosuolo eterogeneo

### SCISSOMETRO:

Le prove scissometriche consente di misurare la resistenza al taglio del terreno. È costituita da alette rettangolari che consiste di far ruotare nel terreno. Non può attraversare strati di terreno molto consistenti o contenenti ghiaia.



## FONDAZIONI

In geotecnica in molte situazioni è necessario contenere il movimento laterale del terreno. In condizioni geostatiche il rapporto tra la tensione efficace orizzontale e la tensione efficace verticale è pari al coefficiente  $K_0$  coefficiente di spinta laterale a riposo:  $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$  la spinta del terreno in condizione di riposo varia linearmente con la profondità secondo  $K_0$ .

man mano che la paratia si allontana dall'elementino il cerchio di Mohr aumenta fino ad arrivare all'involuppo di rottura (il piano forma 45° di angolo +  $\frac{\phi'}{2}$  rispetto all'orizzonte).

Quando la paratia si allontana dall'elementino  $\sigma'_h$  diminuisce fino a quando non avviene la rottura.

La rottura avviene lungo un piano inclinato  $\alpha = 45^\circ - \frac{\phi'}{2}$

La paratia si avvicina all'elementino:  $\sigma'_v$  rimane invariato  $\sigma'_h$  aumenta fino a quando arriva a rottura (sforzo limite passivo, perché l'opera si appoggia al terreno)