

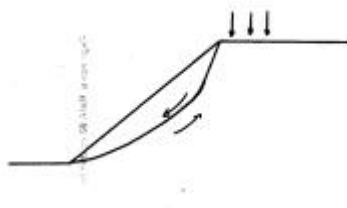
Geotecnica

E' una materia fondamentale per l'ingegneria delle fondazioni: un problema classico è la progettazione del tipo, della dimensione e della profondità delle fondazioni, in seconda battuta a quali cedimenti saranno sottoposte.

Per risolvere questo problema bisogna descrivere il terreno.

Bisogna caratterizzarlo sia dal punto di vista fisico e con prove standard.

Altro campo è la stabilità dei pendii.

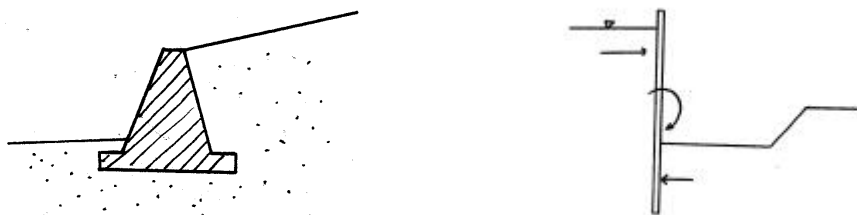


Determinata la stabilità del pendio devo vedere cosa accade quando si carica il pendio stesso.

In genere per l'acciaio, il cemento, ecc. il coeff. di sicurezza è sempre 1.1..1.3, per le rocce invece, poiché le caratteristiche non sono sempre note con precisione dobbiamo avere elevati coeff. di sicurezza (>3).

Se prendo vari provini di roccia e trovo che i carichi di rottura sono di 100;180;200 kg/cm², dovrò assumere come massimo per es. 50 kg/cm².

Altro campo è la spinta delle terre per costruzioni di muri di sostegno. Per gli scavi dei porti: si inseriscono nel terreno degli elementi di acciaio chiamati palancore.

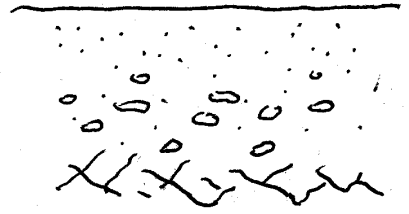


Per conoscere le spinte che agiscono sugli elementi verticali impiantati nel terreno devo considerare: la spinta laterale della terra, la reazione vincolare dell'elemento infisso nel terreno, l'altezza della falda.

Noi parleremo essenzialmente dei terreni e diremo solo qualcosa delle rocce.

Le terre derivano dal disfacimento delle rocce, per alterazione chimica, fisica e biologica.

Terreni residuali: Rimangono nel posto in cui si trovava la roccia originaria, quindi in assenza di fenomeni di trasporto. In genere sono terreni sabbioso limosi ed hanno una granulometria crescente dalla superficie in profondità.



Terreni depositati: Vengono depositati in seguito ad un'azione di trasporto. Il caso più evidente è quello alle foci dei fiumi, nei laghi ed in mare.

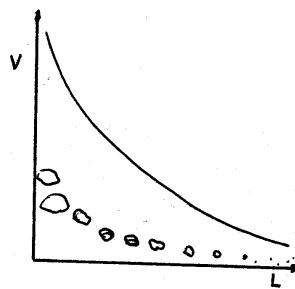
Tutti i corsi d'acqua soprattutto nella loro giovinezza hanno una energia cinetica molto elevata quindi possono trasportare grande quantità di materiale solido. Questo diminuisce man mano che il fiume diventa maturo, la pendenza diminuisce e la velocità di trasporto si riduce. Diminuendo la velocità di trasporto i solidi in sospensione sedimentano, prima quelli con dimensioni maggiori e poi i materiali di dim. via via minori in quanto.

Es:

le dimensioni di 1 cm vengono trasportate per velocità $>5\text{m/s}$

le dimensioni di 1mm vengono trasportate per $v > 2\text{m/s}$

avremo il diagramma:



Ovviamente questo dipende anche e soprattutto dal peso specifico.

La maggior parte dei minerali hanno una massa volumica di $2.6..2.8\text{ g/cm}^3$.

Se consideriamo un terreno e voglio in prima approssimazione sapere la pressione su un elementino a 5 m di profondità e so che $\rho = 2700\text{N/m}^3$; $\sigma_v = \rho h g = 2700 \cdot 10 \cdot 5 = 135000\text{N/m}^2 = \text{Pa} = 0.135\text{Mpa}$.

Terreni agrari: qualunque sia la genesi dei terreni sulla superficie del suolo risiedono dei processi biologici. Tipicamente si ha una successione per cui gli interventi superficiali sono più influenti nella parte superficiale e diminuiscono con la profondità

Strato unico

Massima asportazione

Massima deposizione

Roccia originaria in disfacimento

Roccia Madre

Per i terreni agrari, ha molta importanza la parte superficiale, i primi 3 strati. Per un ingegnere invece sono interessanti gli strati più profondi, in quanto sono quelli che possono maggiormente sopportare i carichi (portanza).

Caratterizzazione dei terreni.

Sul terreno andranno caricati i carichi, si costruiscono strutture sotterranee ed è quindi importante conoscere le caratteristiche fisico-meccaniche.

Ci vogliono sistemi standard per descrivere il tipo di terreno con cui si ha a che fare. Una delle prime caratteristiche è la granulometria. Il terreno è un insieme di grani minerali o poliminerali di piccole dimensioni e le dimensioni influenzano la resistenza del terreno. Una ghiaia ha caratteristiche diverse da un terreno argilloso.. un'argilla secca ha una consistenza a compressione semplice, la ghiaia invece no, non si può fare un cubo di ghiaia mentre lo si può fare di argilla.

I terreni hanno quindi caratteristiche di passaggio dal comportamento delle ghiaie a quello delle argille.

Si parla di:

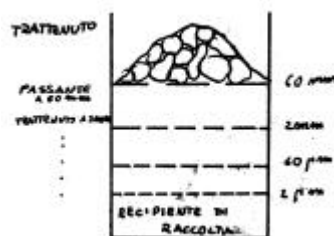
ciottoli	$d > 60 \text{ mm}$
ghiaie	$2 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$
sabbie	$60 \mu\text{m} < d < 2 \text{ mm}$
limi	$2 \mu\text{m} < d < 60 \mu\text{m}$
argille	$d < 2 \mu\text{m}$

una miscela di queste classi di i identifica considerando la classe prevalente. Supponiamo che di avere una sabbia. Se di ha una frazione granulometrica $>25\%$ di ghiaia uso il suffisso “con” e dirò “sabbia con ghiaia”. Se la ghiaia è presente in quantità $<25\%$ si usa il suffisso “oso” e dirò “sabbia ghiaiosa”.

Se questa ghiaia ha una percentuale $<10\%$ dirò “debolmente” ovvero: “sabbia debolmente ghiaiosa”.

Se ho una sabbia argillosa con ghiaia, significa che il terreno è costituito principalmente da sabbia, poi ci sarà argilla $<25\%$ e infine una frazione di ghiaia $>25\%$ in peso.

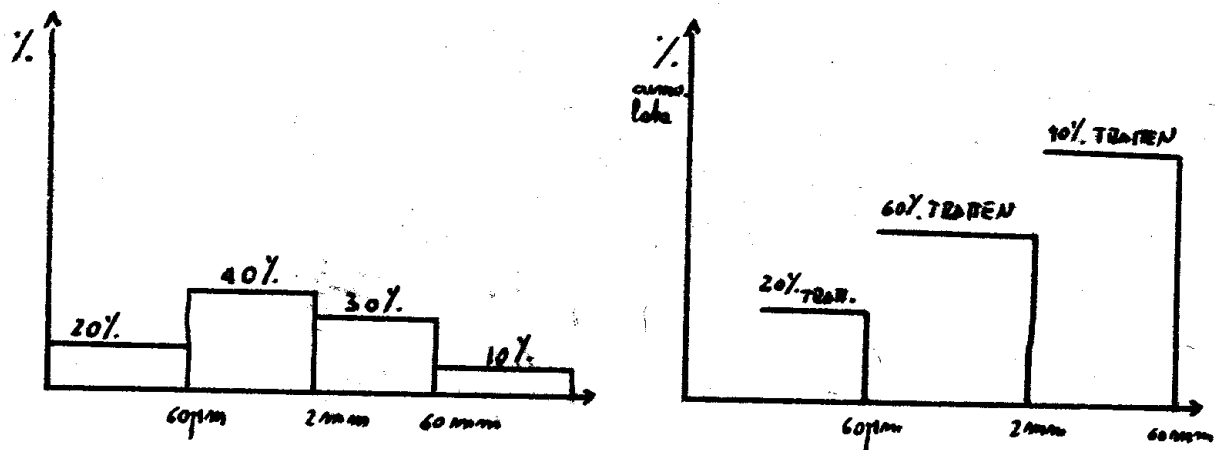
Le classi granulometriche si determinano utilizzando i vagli. Si usano una serie di vagli di luce nota e si misura il trattenuto di ogni vaglio. La granulomentria che passa per tutti i vagli si accumula in un recipiente di raccolta, e verrà vagliata ad umido.



Se voglio distinguere le argille dai limi sfrutto il fenomeno della sedimentazione.

Se prendo un recipiente e metto in sospensione un solido in acqua saranno sedimentate le parti più grosse e in sospensione ci saranno le più fini. Per es. dopo un'ora avranno sedimentato quelle $>30 \mu\text{m}$.

Con i sistemi di vagliatura a secco, ad umido e con sedimentazione, faccio tagli granulometrici. Rappresento il tutto con una curva granulomentria che potrà essere relativa o cumulativa.



Un altro indice che si utilizza è il D10, ovvero il 10% del passante. Il resto è trattenuto.

Ci dà una indicazione sulla dimensione granulometrica della terra. Quindi se dico che $D_{10}=1 \text{ mm}$ vuol dire che solo il 10% della terra ha diametro inferiore a 1mm.

Posso anche calcolare il D60. se faccio il rapporto

$U=D_{60}/D_{10}$, avrò il coeff. di uniformità della terra..

Se D60 e D10 sono molto vicini, questo coeff. di uniformità sarà vicino ad 1 e la mia terra sarà molto classificata. Se u è molto distante da 1 avrò il 50% di grani con dimensione molto differente.

Nei terreni non coesivi, la differenza granulometrica > da > resistenza al taglio.

Proprietà fisiche.

La massa volumica di un grano può essere orientativamente di $2600..2800 \text{ kg/m}^3$, questo non si traduce in uguale massa volumica della terra essendo in questa presenti anche i vuoti. La terra può avere massa volumica nell'ordine dei $2000..2200 \text{ kg/m}^3$.

Se il terreno è costituito da solido, liquido e gas, il volume dei vuoti sarà la somma del volume del liquido più il volume del gas.

$$V_{tot}=V_g+V_w+V_s = V_v + V_s.$$

Si utilizza la porosità che è data dal volume dei vuoti diviso il volume totale:

$$n=V_v/V_{tot} \quad \text{Porosità (compresa tra 0 e 1).}$$

Un altro indice che si usa è l'indice dei vuoti "e".

$$e=V_v/V_s \quad \text{indice dei vuoti.}$$

Esiste una relazione tra porosità e indice dei vuoti.

Se considero il $V_{tot}=1$ allora $n=V_v$.

Avrò che $e = n/(1-n)$

Ossia

$$e = e_n + n = n(1+e)$$

$$n = e/(1+e).$$

Esprimiamo ora il contenuto d'acqua:

$$W = P_w/P_s \quad \text{contenuto d'acqua.}$$

Indica quanta acqua c'è per unità di peso di solido.

Un altro indice è il grado di saturazione

$$s = V_w/V_v \quad \text{grado di saturazione } (0 < s < 1)$$

0 se non c'è acqua, 1 se il terreno è saturo.

I terreni sotto falda sono sempre saturi, questo vale sia per terreni grossi che per terreni fini.

Per i terreni sopra falda, l'acqua è comunque presente per capillarità

Le argille possono essere sature anche quando si trovano sopra falda, in quanto la capillarità è molto importante a causa della dimensione dei granelli.

Possiamo ancora parlare del peso del volume secco:

$$\gamma_d = P_s/V_{tot}$$

P_s : peso del solido

V_{tot} volume totale

γ_d è sicuramente minore di γ_s , dove $\gamma_s = 26000 \dots 28000 \text{ N/m}^3$; $\gamma_d < 26000 \dots 28000 \text{ N/m}^3$ per effetto della porosità

Vediamo che rapporto c'è tra γ_d e γ_s :

$$\gamma_d = \gamma_s V_s/V_{tot}.$$

Il volume di solido può essere espresso come $V_s = V_{tot} - V_v$: da cui

$$\gamma_d = \gamma_s (V_{tot} - V_v)/V_{tot}$$

ossia:

$$\gamma_d = (1-n) \gamma_s$$

come si vede γ_d dipende dalla porosità

Un terreno allo stato naturale avrà un peso dato dal peso proprio e dall'acqua contenuta.

$$\gamma_0 = (P_s + P_w)/V_{tot} \quad \text{peso specifico del terreno allo stato naturale.}$$

$$\gamma_0 = (V_s \gamma_s + \gamma_w V_w)/V_{tot} = (1-n) \gamma_s + \gamma_w n$$

si definisce quindi con i vuoti e il solido un sistema plurifase che avrà un peso specifico allo stato naturale (γ_0) e un peso specifico del secco.

Per trovare il peso del secco, si mette nella stufa.

Si pesa il campione al naturale, si mette in stufa a 105°C fino a quando si raggiunge peso costante.

L'acqua nel terreno può essere libera, adsorbita e interlaminare, ovvero quella fissata per esempio tra gli strati che formano l'argilla di delle dimensioni di 20..200 μm . Ci sarà poi un'acqua di cristallizzazione che fa parte del minerale.

A 105°C l'acqua libera, adsorbita e interlaminare evaporano. L'acqua cristallizzata scompare a 300°C.

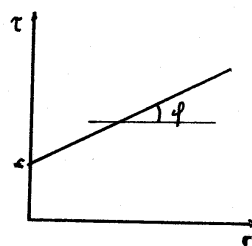
A questo punto il peso del secco è noto, possiamo trovare il peso dell'acqua per cui posso determinare anche la porosità dalla $\gamma_d = (1-n) \gamma_s$.

Se per esempio ho $\gamma_d = 1500$ e $\gamma_s = 2700$ ottengo $n = 1 - 1500/2700 = 0.45$.

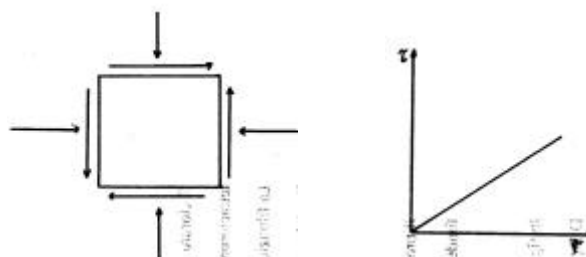
Uno dei termini per definire lo stato di un terreno è il grado di addensamento. L'addensamento è legato alla massa volumica.

Nei terreni granulari, distinguiamo i terreni coesivi. Allo stato secco sabbie e ghiaie sono privi di coesione e non hanno forma propria oltre a non avere plasticità.

I terreni coesivi, invece sono quei terreni fini che hanno caratteristiche coesive. La coesione si definisce come resistenza al taglio in assenza di azione normale ed hanno un comportamento plastico.



Un materiale sottoposto ad un stato di sforzo, può essere pensato come soggetto ad uno sforzo normale ed uno tangenziale.



I terreni e le rocce si rompono al raggiungimento di uno sforzo di taglio. La resistenza al taglio non è un valore unico perché dipende dall'azione normale che esercito.

I terreni possono avere resistenza al taglio anche in assenza di azione normale, e chiamiamo coesione questa proprietà.

I terreni granulari (con più del 50% dei granuli con $d > 60 \mu\text{m}$) hanno un comportamento espresso dalla $\tau = \sigma \tan \phi$.

con $c=0$ e sono rappresentati da una retta per l'origine.

I terreni coesivi sono quelli in cui una certa percentuale è composta da argille o limi, sono le piccole particelle che determinano la coesione dei terreni.

Uso grandezze diverse per i terreni granulari o coesivi.

Per il terreno granulare uso la densità relativa "Dr"

$$Dr = (e_{\max} - e_0) / (e_{\min} - e_{\max}) \text{ con } e \text{ l'indice dei vuoti.}$$

e_{\max} è il valore massimo dell'indice dei vuoti;

e_{\min} è il valore minimo ottenuto compattando artificialmente.

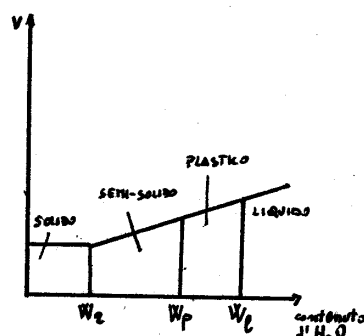
e_0 è l'indice dei vuoti in situ e si determina con il metodo del "cono di sabbia".

Voglio misurare e_0 , vado in campagna, alla profondità alla quale voglio misurare l'indice. faccio un pozzetto. Metto una piastra di ferro 50x50 con al centro un foro. Misuro il peso della terra asportata. Ora per calcolare il volume ho un recipiente graduato con della sabbia silicea del quale conosco il peso specifico e il volume. So che il volume del cono è 0.5 l, se prima nel contenitore c'erano 7kg di sabbia ed ora ce ne sono 5.3 allora nel cono e nel terreno ci sono andati 1.7 kg. Conosco il volume che è uscito dal contenitore, conosco il volume del cono, e per differenza posso calcolare il volume dello scavo.

Del terreno conosco perciò il volume occupato ed il peso.

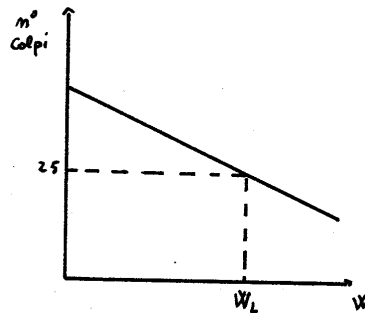
Per i terreni fini il grado di addensamento è dato dal contenuto d'acqua.

L'argilla allo stato secco è litoide, plastica o liquida a seconda del contenuto d'acqua. Si parla di limiti di consistenza caratterizzati dal contenuto d'acqua. Se consideriamo un'argilla o un terreno coesivo, e consideriamo un diagramma nel quale mettiamo il volume della terra e la quantità d'acqua:



I valori limite di W_L si trovano usando il “cucchiaio di casagrande”. E si contano il numero di colpe servono per far chiudere il solco aperto con apposito strumento.

Il valore di questa prova è quello relativo a 25 battute e da il contenuto d'acqua W_L della terra.

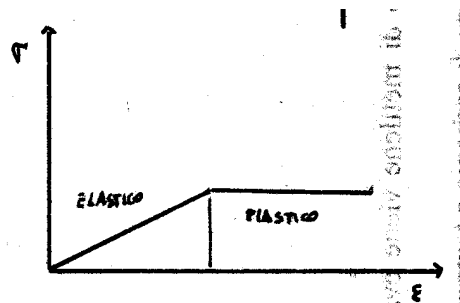


Il limite liquido non è un passaggio di stato, mentre W_r lo è.

Il limite plastico si effettua rullando la terra che deve avere un diametro di 3.2 mm.

Lo studio di questi limiti è importante perché se ho per es. un W_L molto basso per poca acqua, questo tende a diventare subito liquido. E' importante per valutare se un pendio è franoso o meno.

Questo è molto impostato anche per le fondazioni. Se faccio una fondazione sull'argilla si ha per lo stato plastico una deformazione continua a carico costante. Anche senza aumentare il carico la deformazione continua.



Chiamo $I_p = W_L - W_p$ indice di plasticità ed indica il campo di plasticità. Se I_p è piccolo basta poca acqua per passare da uno stato plastico ad uno liquido.

Classificazione dei terreni,

si classifica attraverso la granulometria. Ma questo non basta in quanto per es. non tutti i terreni (argille) hanno lo stesso comportamento ma dipende dai limiti W_r, W_p, W_L .

Ci sono metodi che classificano i terreni, uno di questi è la classificazione AASHO recepita dalle norme UNI-CNR.

La classificazione viene fatta in funzione della granulometria e degli indici di Atterberg (di consistenza).

Principio degli sforzi efficaci

Un terreno può essere considerato un sistema plurifase. Un elementino di terreno ad una certa profondità è sottoposto ad un certo carico. Il carico è sopportato solo dal solido o anche dalle altre fasi che compongono il terreno? (acqua e aria).

Se c'è acqua tra un grano e l'altro, questa trasmette le forze in quanto è incompressibile.

Se faccio una sezione $A_t = A_s + A_w + A_g$, da un punto di vista meccanico le forze che agiscono sulla sezione A_t sarà

$$N_t = N_s + N_w + N_g.$$

Dividendo per A_t ottengo:

$$N_t/A_t = N_s/A_t + N_w/A_t + N_g/A_t$$

$$\gamma = \sigma_s A_s/A_t + \sigma_w A_w/A_t \quad \text{il termine } \sigma_g A_g/A_t \text{ è trascurabile.}$$

In un terreno saturo, quasi tutta l'area è costituita dall'acqua perché è stato appurato sperimentalmente che i grani sono sempre a contatto puntualmente quindi gli scambi avvengono attraverso una superficie acqua-acqua.

La mia equazione diventa:

$$\sigma = \sigma_s A_s/A_t + \sigma_w \quad A_w/A_t = 1$$

e la scrivo come

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{Espressione del Terzaghi.}$$

$\sigma' = \sigma_s A_s/A_t$ sforzo efficace;

u pressione dell'acqua alla profondità che considero e nelle condizioni in cui mi trovo (pressione neutra).

Parte dello sforzo viene assorbito dal contatto solido-solido (sforzo efficace) e parte viene assorbito dall'acqua.

σ' (sforzo efficace) è la σ che avrei se il contatto solido-solido avvenisse solo sull'area di contatto grano-grano come nei terreni asciutti.

Tutte le azioni di taglio invece vengono assorbite dal solido perché acqua e gas non hanno possibilità di opporsi agli sforzi di taglio.

$$\tau = \tau_s A_s/A_t + \tau_w A_w/A_t + \tau_g A_g/A_t = \tau_s A_s/A_t$$

$$\tau = \tau'$$

siccome la resistenza a taglio si genera per contatto di attrito allora chi genera attrito è solo il solido.

Nell'equazione $\tau = \sigma' \tan \phi$, non devo considerare σ ma solo σ' .

$\sigma = \sigma' + u$ Espressione del Terzaghi.

σ' sforzo efficace

u pressione neutra.

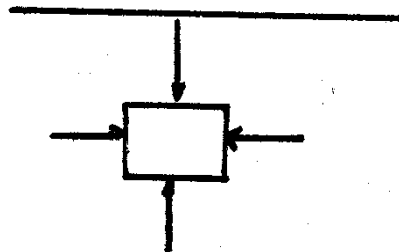
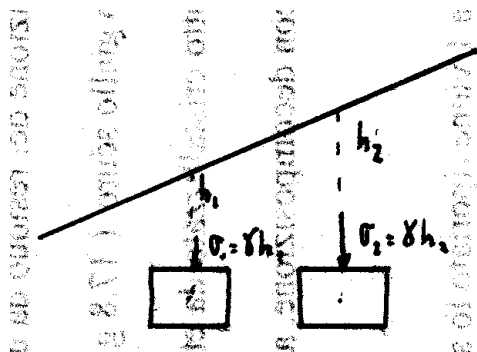
Vediamo come è configurato lo stato di sforzo all'interno di un terreno.

Consideriamo un elementino. Le tensioni sulle superfici dell'elementino sono definite quando sono definite in modulo le tensioni principali (quelle che agiscono nei piani in cui è nulla l'azione di taglio) dobbiamo studiare come sono le tensioni principali all'interno del terreno.

Cominciamo con il determinare le direzioni. Se prendiamo un piano orizzontale, se il terreno è omogeneo se non ci sono tensioni di carattere tettonico, se prendiamo un piano verticale questo risulta essere un piano di simmetria per quanto riguarda le tensioni. Le tensioni principali sono massime in verticale e minime in orizzontale.

Sui piani verticali non ci sono sforzi tangenziali, e se il materiale è omogeneo non ci sono tensioni tangenziali all'interno del materiale.

Se invece il piano di campagna è inclinato, le direzioni principali non sono più le verticali ed orizzontali.



Nel primo caso le tensioni verticali ed orizzontali definiscono uno stato di tensione detto "stato di tensione geostatica".

La tensione verticale si calcola come $\sigma_v = \gamma h$.

Ora devo calcolare la σ orizzontale ed è uguale a

$\sigma_o = k_o \sigma_v$ dove k_o è il coeff. di spinta a riposo e deve essere calcolato in situ ($k_o < 1$)

$\sigma_v = \gamma h$

Consideriamo ora un terreno con una falda.

$$\gamma \quad H_0$$

$$\gamma_{\text{sat}} \quad H$$

voglio calcolare $\sigma_v = \gamma H_0 + \gamma_{\text{sat}} H$.

la pressione neutra u invece è uguale alla pressione dell'acqua

$$u = \gamma_w H.$$

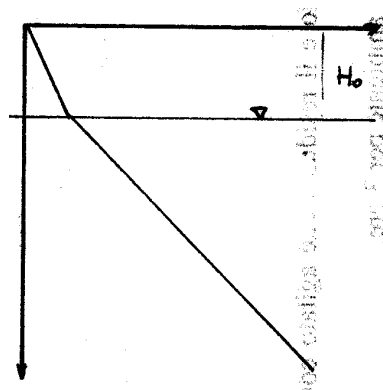
la tensione efficace sarà

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma H_0 + \gamma_{\text{sat}} H - \gamma_w H = \gamma H_0 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) H.$$

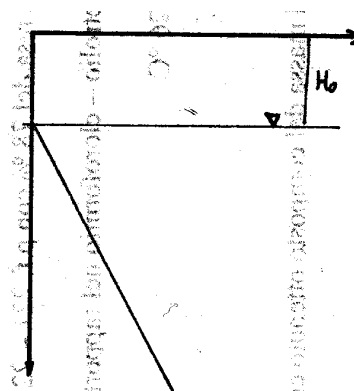
chiamo $(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) = \gamma'$ peso sommerso;

$$\sigma'_v = \gamma H_0 + \gamma' H.$$

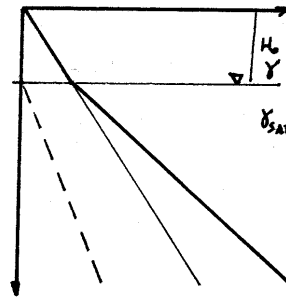
Variazione della σ_v con la profondità



Variazione della u con la profondità



Variazione della σ'_v con la profondità



Permeabilità

Se ci sono dei vuoti e sono comunicanti la velocità del moto sarà data da

$$v = (k/\eta) (\gamma_w \Delta h)/L$$

$$\text{chiamo } K = k \gamma_w / \eta$$

$$\Delta h/L = i.$$

$Q = Av$ è la portata attraverso la sezione A.

Se ho due terreni diversi con K_1 e K_2 allora:

$$v_1 = K_1 i_1$$

$$v_2 = K_2 i_2$$

per continuità dovrà essere $v_1 = v_2$; $K_1 i_1 = K_2 i_2 = v = K i$

nella legge di Darcy si definisce un coeff. di permeabilità K .

Nei terreni K varia da 100 cm/s per le ghiaie a 10^{-8} cm/s per le argille.

Resistenza al taglio dei terreni

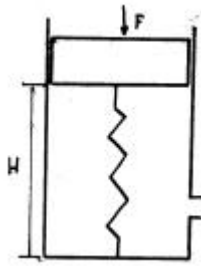
In geotecnica quando si calcolano le spinte si ragiona in 2 situazioni:

in condizioni drenate

in condizioni non drenate

Quando imponiamo in carico su un terreno si avrà un carico totale σ_{tot} , l'acqua che si trova al di sotto tenderà a muoversi, e la forza applicata si scarica sul terreno solido con riduzione del volume.

Posso usare come modello una molla con uno stantuffo.



Se il carico è applicato ad una argilla la permeabilità è molto piccola quindi tutto lo sforzo si scarica sul terreno, la molla (lo stato solido) per assorbire i carichi deve deformarsi.

$$\Delta u = F/S$$

le condizioni non drenate si hanno per terreni fini, per brevi periodi (anche anni)

se ho invece un materiale grosso (sabbie e ghiaie) l'acqua se ne va subito sono quindi in condizioni di riduzione di volume. L'applicazione del carico va a determinare un aumento della σ efficace.

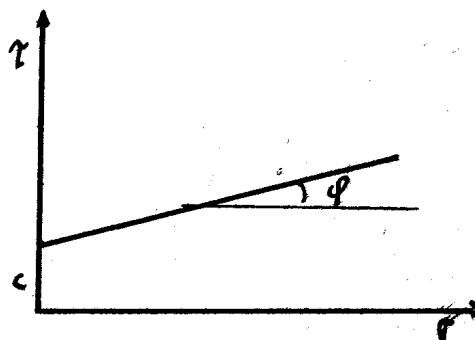
Se la valvola è aperta, l'acqua non oppone resistenza e tutta la forza si scarica sullo scheletro solido, queste sono condizioni drenate.

Criteri di resistenza a rottura

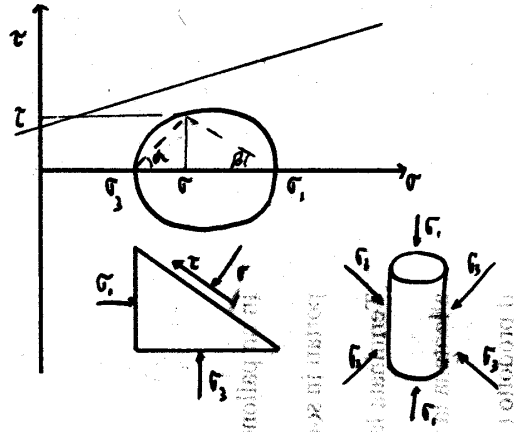
Rappresentiamo per via grafica i criteri di rottura. Per le terre si utilizza il metodo di coulomb.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi.$$

gli stati limite di resistenza si trovano sulla retta.



Gli stati di sforzo si determinano con il cerchi di Mohr.

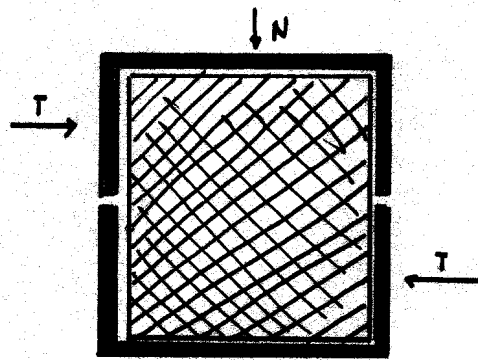


Lo stato intermedio non influenza le condizioni di rottura a taglio. Mi servono solo le σ_{\max} e σ_{\min} che sono la σ_1 e σ_2 . la rottura avverrà solo nel piano σ_1 e σ_3 . i cerchi di Mohr si ottengono rappresentando solo la σ_1 e σ_3 , la σ_2 non viene rappresentata.

Un punto del cerchio di Mohr mi dice che su un piano inclinato di un angolo α rispetto alla σ_3 , e β rispetto alla σ_1 , avrò una certa τ e σ .

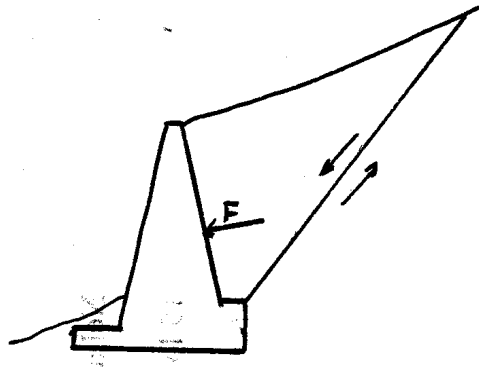
Il mio obiettivo è confrontare lo stato di sforzo presente in un certo materiale con il suo stato di sforzo limite.

Il valore di coesione “c” si ottiene con la scatola di Casagrande. Il campione viene messo in una scatola divisa in due alla quale vengono applicate due forze N (normale) e T (di taglio). Il valore di “c” si ottiene per $N=0$.



Stati limite attivo e passivo

Cerchiamo la spinta orizzontale delle terre. Se consideriamo un muro di sostegno, dobbiamo calcolare la spinta agente sul muro, in queste condizioni è una spinta attiva in quanto si suppone che sia la spinta di un cuneo che striscia lungo una superficie.



La forza F è tanto < quanto > è la coesione, in quanto > è la coesione e < è il comportamento "fluidico" della terra. La spinta attiva è tanto < quanto più è alto l'angolo di attrito.

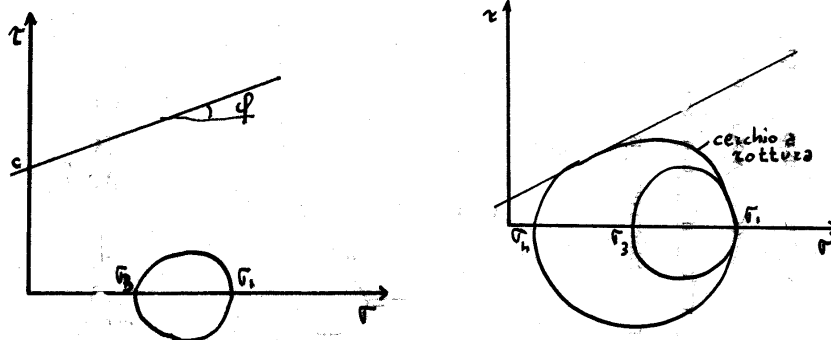
Stati di Rankine

Consideriamo un semipiano indefinito e uno stato di sforzo rappresentabile con il cerchio di Mohr.

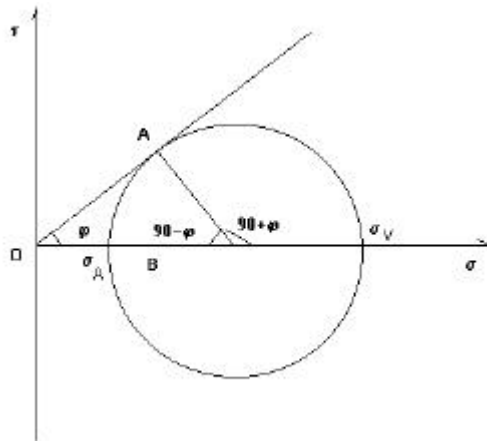
Lo stato di rottura sarà rappresentabile dalla retta $\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$.

Esaminiamo il caso in cui il terreno abbia $c=0$. l'equazione diventa $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi$, sarà una retta per l'origine. Supponiamo di premettere l'espansione laterale lasciando costante σ_v , l'altezza di terreno che agisce sull'elementino è sempre la stessa. Riducendo la σ_h , l'elementino potrà espandersi lateralmente. Chiamo la $\sigma_h = \sigma_A$, tensione attiva.

Il valore limite per cui il materiale arriva a condizioni di rottura è uguale a σ_A .



Ora voglio calcolare la σ_A . per calcolarla:



conosco il raggio $(\sigma_v - \sigma_A)/2$

conosco l'angolo φ

con considerazioni trigonometriche arrivo a definire:

$$\sigma_A = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi'/2).$$

La σ_A è la pressione minima oltre la quale il terreno si rompe. Se ho un'opera di sostegno è la pressione che agisce sull'opera di sostegno.

La direzione secondo la quale si rompe il terreno è inclinata di $(45 + \varphi'/2)$ sull'orizzontale.

Il terreno può rompersi anche in condizioni passive.

Si ha un aumento di σ_h che supera la σ_v .

In questo caso la superficie si rompe secondo un angolo di $(45 - \varphi'/2)$ rispetto all'orizzontale.

Il valore di σ_p sarà ricavabile per via trigonometrica come per σ_A , e si otterrà un valore di σ_p pari a:

$$\sigma_p = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi'/2).$$

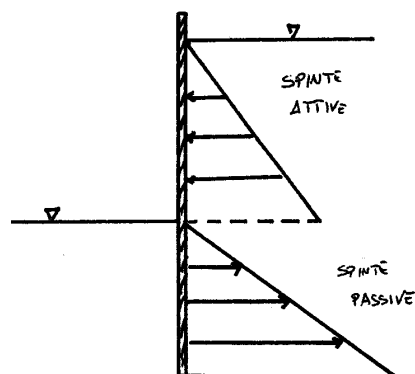
chiamo:

$$\operatorname{tg}^2 (45 - \varphi'/2) = K_A \quad \text{coeff. di spinta attiva.}$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi'/2) = K_p \quad \text{coeff. di spinta passiva.}$$

$$\sigma_A = \sigma_v K_A$$

$$\sigma_p = \sigma_v K_p.$$



Per il terreno coesivo si ha:

$$\sigma_A = \sigma_v K_A - 2c K_A^{0.5}$$

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c K_p^{0.5}$$

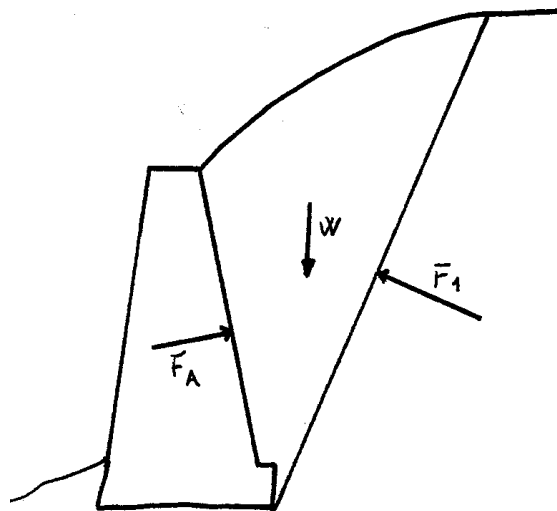
quando il terreno è coesivo, si forma una frattura fino alla profondità alla quale si ha trazione. Questa profondità è data dalla $z_0 = 2c/\gamma' K_A^{0.5}$.

per il primo tratto la terra non agisce sul muro, comincia ad agire dalla profondità z_0 in poi.

Teoria di Coulomb

Si fa riferimento all'equilibrio globale del cuneo di spinta che agisce sul muro.

Ci sarà un cuneo di terreno in equilibrio essendo sottoposto alla forza peso W , alla forza scambiata col terreno F_1 e a quella con il muro F_A .

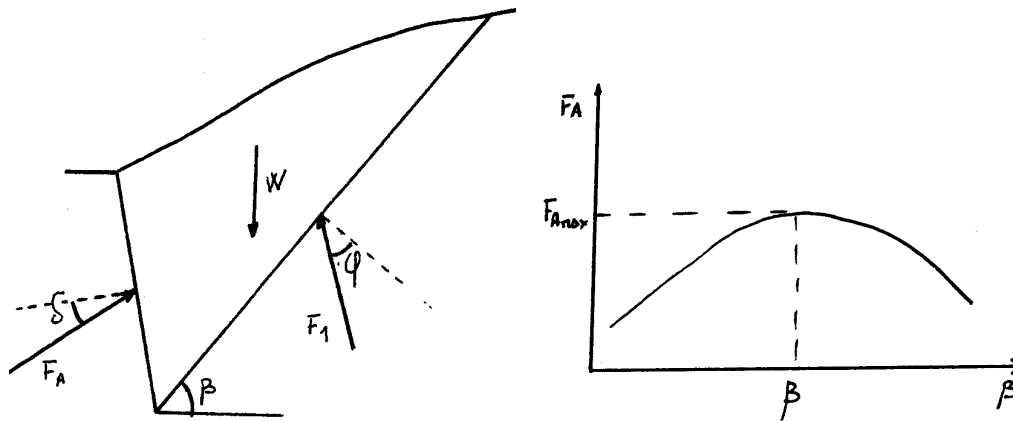


L'imposizione dell'equilibrio mi consente di calcolare la F_A .

Conosco il peso W ; non conosco F_A ed F_1 , ma conosco le linee d'azione. F_A è inclinata rispetto alla perpendicolare al muro di un angolo pari all'angolo di attrito δ terreno-muro.

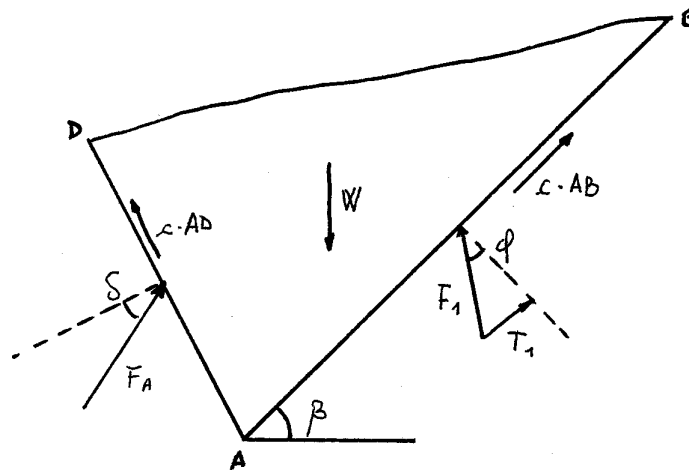
La forza F_1 è una forza inclinata di φ (angolo di resistenza al taglio) che si scambiano terreno e terreno.

La superficie del cuneo è caratterizzata da un angolo β . non è detto che la rottura avvenga lungo un'altra superficie. La sup. secondo cui si rompe il terreno è quella che mi da il valore massimo di F_A . Prendiamo una serie di β e calcoliamo le rispettive F_A .



Trovato l'angolo β , conosco W , in direzione, verso e modulo. Note le rette d'azione di F_1 e F_A con il triangolo delle forze posso calcolare i moduli.

Vediamo ora il caso di un terreno coesivo.



Quando c'è coesione le cose cambiano un po'. Consideriamo le forze applicate al cuneo. Si avrà sempre il peso, la forza F_A inclinata dell'angolo di attrito δ ; la forza F_1 inclinata di φ , ed un termine che i due volumi di terreno si scambiano per effetto della coesione $c \cdot AB$.

Sul cuneo agiranno:

$W; F_1; F_A; c \cdot AB; c \cdot AD$.

Sono noti: W , $c \cdot AD$ e $c \cdot AB$, come prima devo trovare F_1 e F_A .

Verifiche su un muro di sostegno

Vediamo le verifiche da compiere su un muro di sostegno a gravità

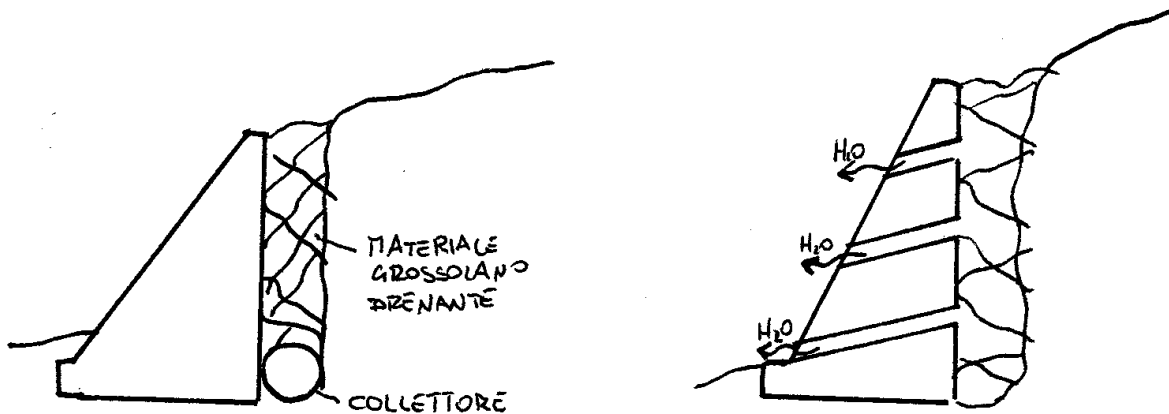
Consideriamo le forze applicate al muro: spinta attiva P_A , il peso del muro W , reazioni vincolari N, T, P_p .

Le verifiche che si fanno sono essenzialmente 3.

- Fondazione del muro: si studia la capacità portante del terreno nei confronti del carico applicato dal peso del muro.
- Ribaltamento: il muro deve essere in equilibrio alla rotazione attorno al punto O.
 - $F_R = (Wb + P_A \sin \delta B) / (P_A \cos \delta c)$ coeff. di sicurezza al ribaltamento
- Verifica allo strisciamento orizzontale.
 - $F_S = (W + P_A \sin \delta) \tan \delta / (P_A \cos \delta)$

Molte volte se il battente idraulico arriva alla sommità del muro, la spinta dell'acqua può superare la spinta attiva per cui deve essere presa in considerazione.

Devo considerare che nel caso in cui si abbia una situazione di questo tipo, costruirò un drenaggio alle spalle del muro per evitare un forte sovradimensionamento.



Capacità portate delle fondazioni

Le fondazioni scaricano orizzontalmente e verticalmente sul terreno. È chiaro che oltre a dimensionare le strutture dobbiamo verificare le capacità di resistenza del terreno. Quando si fanno i calcoli delle fondazioni bisogna dimensionare le fondazioni e analizzare la capacità portante del terreno.

Si dividono le fondazioni in

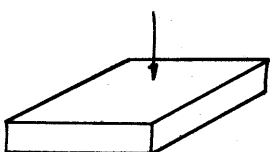
Profonde

Superficiali.

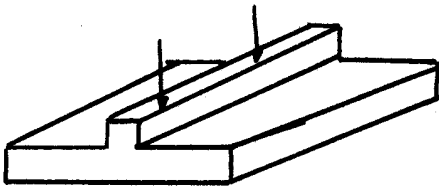
A seconda della profondità dove si scaricano i carichi.

Le superfici sono:

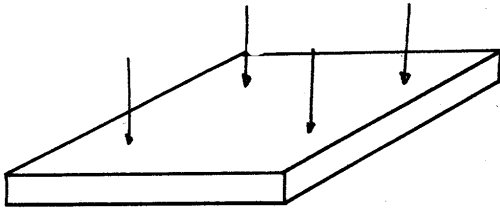
Plinti (2 dimensioni paragonabili)



Travi di fondazione (sezione a T)



Platee di fondazione, sono elemento molto esesi realmente sono piastre che stanno sotto l'area complessiva dell'edificio si si arrivano tutti i pilastri.



Si passa dai primi agli ultimi in base alla capacità di resistenza.

Fondazioni profonde:

agiscono ad una profondità considerevole rispetto al piano di campagna sono i

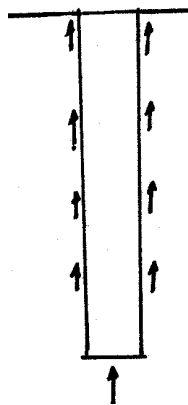
pali

pile

cassoni

diaframmi.

Fondamentalmente sono strutture che portato il carico negli strati più profondi sia perché sono più resistenti sia perché sfruttano l'attrito laterale della superficie stessa.



Le fondazioni a cassone sono grossi scavi riempiti con materiale più portante del terreno. Un esempio sono i setti, strutture a croce. Hanno la superficie sul piano di campagna e si estendono in profondità

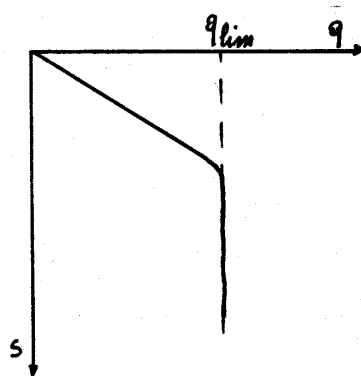
La capacità portante delle fondazioni.

Fondazioni su un plinto appoggiato sul terreno alla profondità D_f e caricato con carico Q , avremo una reazione del terreno che per l'equilibrio svilupperà una $q=Q/A$.

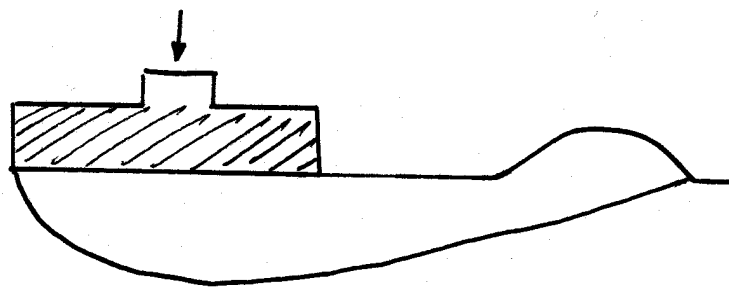
L'equilibrio è sempre tra i carichi verticali e la σ del terreno.

Se continuo a caricare faccio un diagramma q,s con s , l'abbassamento.

Al crescere di q ho un cedimento alla base della fondazione che cresce all'aumentare del carico.

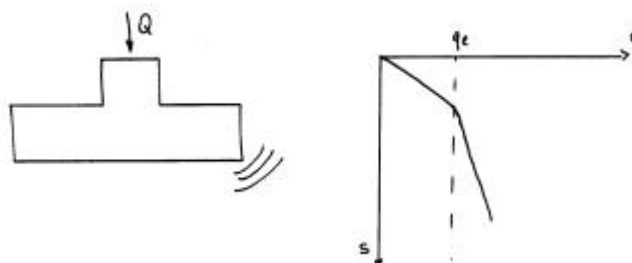


Se sono in presenza di un'argilla o un terreno addensato si avrà una rottura generalizzata con un aumento repentino dei cedimenti per un q_{limite} che si chiama capacità portante limite della fondazione.



Per le sabbie o i limi il comportamento è diverso. All'aumentare di q i cedimenti (s) crescono però ad un certo punto si formano delle rotture locali, conseguenza del basso grado di addensamento.

Continuiamo a caricare e si avrà un comportamento diverso dal precedente. Il passaggio è graduale dalle condizioni di resistenza a quelle di limite.

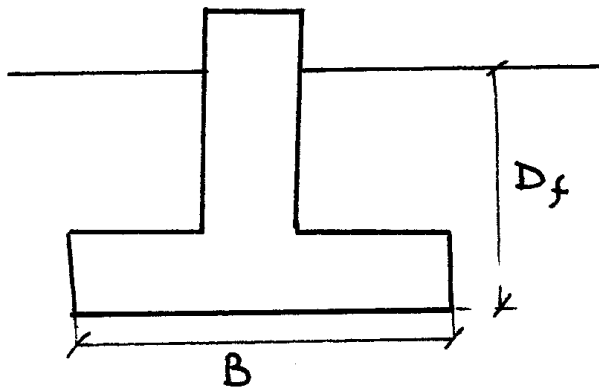


In questo caso i cedimenti sono molto superiori a quelli del primo caso. Io cedimento cresco con il carico fino ad un punto in cui ad un piccolo incremento di q si avrà un grande cedimento.

Dobbiamo ora calcolare i valori limite. Facciamo delle ipotesi di lavoro:

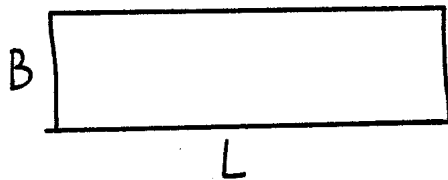
fondazioni superficiali:

$$D_f/B < 1$$

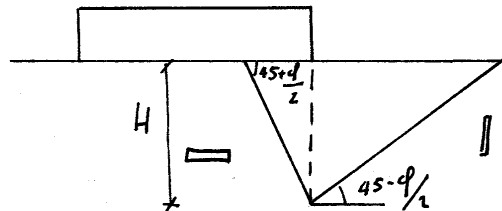
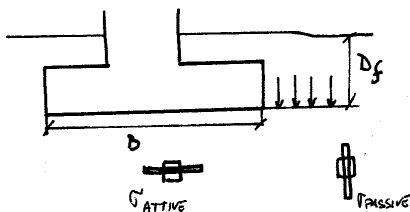


fondazioni nastroformi

$$L/B > 5$$



Consideriamo due elementini di terreno uno sotto e uno a lato della fondazione. Quello sotto la fondazione è sottoposto ad una tensione attiva e tende a schiacciarsi, il terreno a destra (p.es.) si trova in condizioni passive perché viene spinto e si deformerà come in figura.



$$P_A = 0.5 \gamma_0 H^2 K_a + q_{lim} H K_a \quad \text{pressione attiva}$$

$$P_p = 0.5 \gamma_0 H^2 K_p + q_0 H K_p \quad \text{pressione passiva}$$

dove q_0 = sovraccarico del terreno

Per l'equilibrio deve essere $P_a = P_p$ da cui ricaviamo q_{lim} .

In realtà questa impostazione proposta dal ranking non dà risultati validi. Il q_{lim} viene calcolato con la formula di Terzaghi:

$$q_{lim} = q_0 N_q + c N_c + 1.2 \gamma B N_\gamma.$$

c = coesione

γ γ terreno

B larghezza della fondazione

q_0 γD_f

$$N_q = K_p e^{\pi \tan \phi}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = N_q \cdot 1/\tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

q_{lim} è il carico oltre il quale si ha la rottura del terreno, si misura in P_a ; i coeff N_q, N_c, N_γ sono dimensionali.

q_{lim} non è una caratteristica del terreno, dipende dalla fondazione.

La capacità limite di progetto è molto minore con coeff. di sicurezza molto alti:

$$q_{ammiss} = q_{lim}/F_s \quad F_s = 2.5-3$$

per fondazioni profonde bisogna moltiplicare ogni addendo per un coeff. d_q, d_c, d_γ .

$$q_{lim} = q_0 N_q d_q + c N_c d_c + 1.2 \gamma B N_\gamma d_\gamma .$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \gamma (1 - \sin \phi)^2 D_f/B \quad D_f/B < 5$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \gamma (1 - \sin \phi)^2 \arctg(D_f/B) \quad D_f/B > 10$$

$$d_c = 1 + 0.35 D_f/B \quad D_f/B < 5$$

$$d_c = 1 + 0.35 \arctg(D_f/B) \quad D_f/B > 10$$

nel caso in cui la fondazione non sia nastroiforme la formula di q_{lim} viene corretta con coeff. Di forma (S_q, S_c, S_γ). può avere un rapporto tra i lati L e B: $L/B < 5$, in questo caso dobbiamo applicare la:

$$q_{lim} = q_0 N_q d_q S_q + c N_c d_c S_c + 1.2 \gamma B N_\gamma d_\gamma S_\gamma .$$

con:

$$S_q = 1 + B/L \sin \phi$$

$$S_c = 1 + 0.2 B/L$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

Bisogna sapere:

come si ha la rottura

schematizzazione degli sforzi del terreno

formula di Terzaghi

formula di Terzaghi e coeff. Correttivi.

Vediamo le fondazioni profonde.

Consideriamo in particolare i pali di fondazione.

Sono di 3 tipi

Pali infissi

Pali con cassaforma infissa

Pali trivellati.

I pali infissi sono costruiti fuori opera, sono prefabbricati di forma generalmente conica in cemento armato e vengono infissi con il battipalo. I pali metallici possono avere diversa sezione.

I pali con cassaforma infissa invece sono diversi. Si infigge la cassaforma, il palo viene gettato e alla cassaforma viene estratta.

Pali trivellati: sono costruiti in opera. Vengono costruiti in due fasi. Si trivella il terreno, si crea il foro, una volta fatto il foro si inserisce l'armatura del palo e poi si fa il getto di calcestruzzo.

La capacità portante limite del palo è data dalla somma di 2 termini: portata limite di base più la portata laterale, che si genera per attrito meno il peso del palo.

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l - W_p$$

W_p è noto (2.3 T/m^3)

$$Q_b = q_{lim} S_b$$

$$Q_l = \tau_{lim} S_b.$$

la q_{lim} può essere calcolata con la formula di Terzaghi perché è una portata alla base della fondazione.

$$q_{lim} = q_0 N_q d_q S_q + c N_c d_c S_c + 0.5 \gamma \phi N_\gamma d_\gamma S_\gamma.$$

per i terreni saturi

$$q_{lim} = q_0 + 9.46 c_u$$

così per terreni non coesivi $c=0$ e la formula si semplifica notevolmente.

$$q_{lim} = q_0 N_q d_q S_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

Dobbiamo ora calcolare la portata laterale limite che dipende dalle modalità di realizzazione del palo.

Se ho un palo infisso il terreno in cui vado ad infiggere il palo va verso uno stato limite passivo, il terreno viene compresso.

$$\tau_{lim} = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

$$c_a = 0.7 C_{\text{terreno}}$$

il problema è ricavare σ_v in condizioni passive

$$\sigma_h = \sigma'_v K_p$$

$$\tau_{lim} = c_a + \sigma'_v K_p \tan \delta$$

$$\sigma'_v = \gamma' z$$

$$c_a = 0.7 C_{terreno}$$

$\tan \delta$ angolo di attrito palo - terreno

$\delta = \varphi$ se il palo è di calcestruzzo

$\delta < \varphi$ se il palo è di ferro

se il palo è trivellato non si hanno spinte passive

calcoliamo la σ_h

$$\tau_{lim} = c_a + \sigma'_h \tan \delta$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad K_o = 1 - \sin \varphi'$$

$$\tau_{lim} = c_a + \sigma'_v K_o \tan \delta$$

oppure fatto il foro, faccio il getto di calcestruzzo, il calcestruzzo è fluido ed agisce con una pressione laterale sulla superficie laterale del tubo.

$$\tau_{lim} = c_a + \gamma'_{calc} z \tan \delta \quad \text{palo trivellato}$$