



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1845A -

ANNO: 2016

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Fondazioni - prof. Costanzo

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

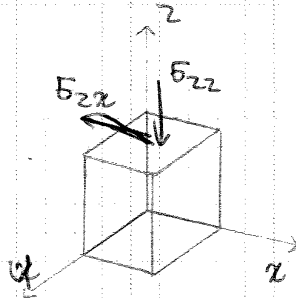
PREMESSA: TENSIONI GEOSTATICHE

1 La prima operazione è calcolare lo stato tensionale nel terreno, con le tensioni geostatiche.

2 Tensioni

Per descrivere lo stato tensionale nel terreno in un punto, si considera un elemento infinitesimo di terreno intorno al punto considerato.
 Nell'ingegneria ed ogni problema trattato è un problema tridimensionale, con 3 dimensioni.

⇒ lo stato tensionale è caratterizzato da un tensore con 9 componenti, non tutte legate tra loro ma con 6 indipendenti e la matrice è simmetrica



$$[\sigma]_A = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}_A$$

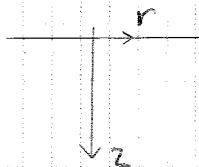
Per convenzione, poiché il terreno ha natura granulare e non sopporta tensioni di trazione, si prevede che le tensioni efficaci siano positive se di compressione. Ciò equivale a moltiplicare per (-1) la matrice (così le tensioni normali hanno segno opposto) e dunque anche le tensioni tangenziali hanno segno opposto e sono dirette opposte agli assi.

Esiste un'altra notazione (più ingegneristica e meno corretta dal punto di vista matematico), dove si riserva la lettera σ alle sole tensioni normali, che hanno bisogno di una sola lettera a dire a chi sono parallele. Invece gli sforzi di taglio sono indicati con τ .

$$[\sigma]_A = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}_A$$

In genere gli stati sono sempre tridimensionali ma, a semplicità, ci si cerca di ricondurre almeno a uno stato tensionale bidimensionale. Ciò è possibile quando:

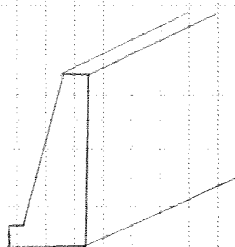
→ condizioni assialsimmetriche



Le proprietà sono le stesse lungo piani radiali e si può studiare con coordinate polari. Lo stato è sempre tridimensionale ma si possono usare solo 2 tensioni (quelle principali)

$$\sigma'_1 \quad \sigma'_r$$

→



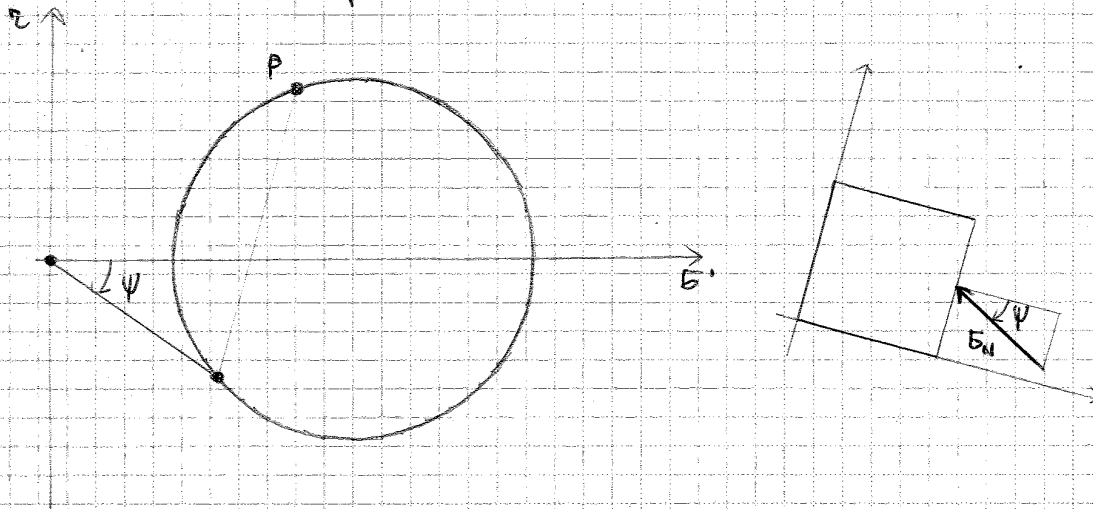
con strutture molto lunghe in una dimensione rispetto alle altre dimensioni (es. muro di sostegno e fondazione a strati) e perpendicolare a un certo piano, a simmetria non esistano deformazioni perpendicolari al piano di sezione, cioè si deforma nel piano di sezione.

Si parla così di stato di deformazione piana.

Qui c'è sempre tridimensionalità ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) ma le tensioni principali σ'_1 e σ'_2 giacciono nel piano di sezione e σ'_3 è ortogonale (non è nullo perché la deformazione è piana ma

PROPRIETÀ DEI CERCHI DI MOHR

→ si ha una completa sintesi grafica dello stato tensionale tracciando il cerchio di Mohr con l'origine dei punti.



Prendendo poi un generico punto N, si ottengono le quantità σ e τ . Componendoli, si ottiene il vettore $\vec{\sigma}_N$, che non è ortogonale alla faccia ma ha una certa obliquità ψ . Ciò accade a tutti i punti sul cerchio eccetto quelli sull'asse delle ascisse.

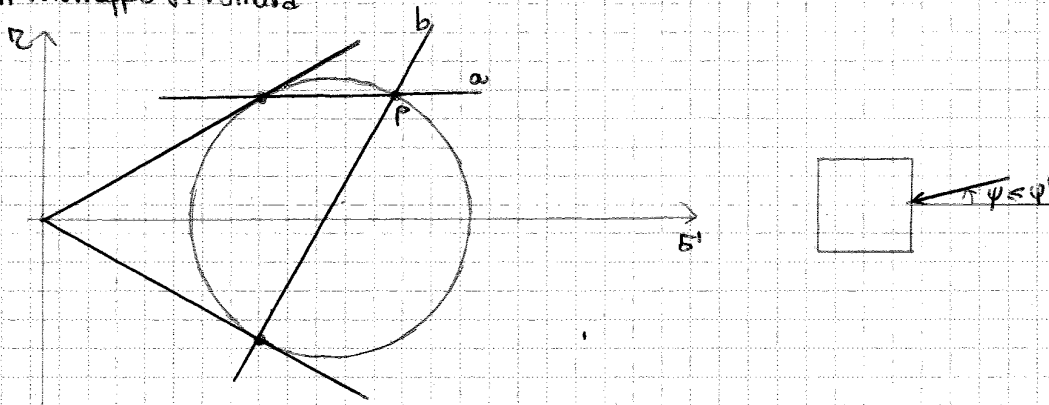
ora, dal cerchio si possono leggere immediatamente

→ MODULO: componendo ascisse e ordinate del punto N, si ottiene il vettore \vec{ON} , la cui lunghezza non è altro che il modulo del vettore $\vec{\sigma}_N$

→ OBLIQUITÀ: l'angolo ψ corrisponde all'angolo di \vec{ON} rispetto alle ascisse

Dunque il grafico dà l'idea dell'aliquota di tensione mobilitata ^{sul} piano.

→ si consideri uno stato di tensione come STATO LIMITE, con cerchio tangente all'involuppo di rottura



I punti a rottura sono caratterizzati da essere l'intersezione con le rette d'involuppo e hanno il massimo rapporto τ/σ , pari a $\tan \psi'$.
Dunque le giaciture a rottura (non perpendicolari) sono a e b e qui si mobilita la massima resistenza a taglio.

Se poi il materiale è puramente attritivo, non esistono tensioni con obliquità maggiore di ψ' .

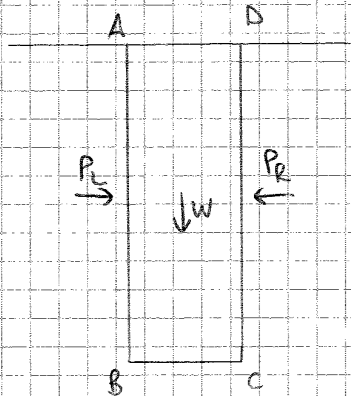
3 Stato delle tensioni geostatiche in un terreno omogeneo con piano campagna orizzontale e in assenza di falda

Si consideri un punto P alla profondità z

TENSIONI VERTICALI

Qui si è in condizione di simmetria che deriva dal fatto che si considera un emisfero infinito senza effetti al bordo:

ogni punto sul piano orizzontale ha la stessa stato tensionale.



Dunque, a semplicità, si considerano 2 piani verticali distanti 1 unità in orizzontale e si isola il rettangolo di terreno (di spessore unitario) con il piano BC, posto a quota z. Per simmetria, tutto il piano BC ha lo stesso stato tensionale.

Se si considerano le forze di volume e quelle scambiate al contorno, si ha

→ peso W

→ 2 forze P_L e P_R (si considera solo la risultante perché non si sa l'andamento) a sinistra e destra che, a simmetria, sono uguali, agiscono sullo stesso punto e la stessa retta d'azione.

⇒ P_L e P_R sono orizzontali e si autoequilibrano

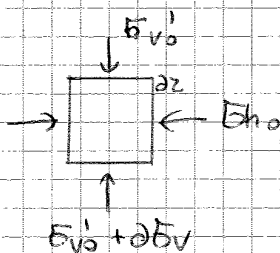
Dunque il peso W dev'essere equilibrato dalla distribuzione di tensioni sul piano BC, che è omogenea e verticale (poiché ha la stessa retta d'azione di W).

Dall'equilibrio si ha

$$\sigma_{vo} = \frac{W}{A_{bc}} = \frac{\gamma z \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot 1} = \gamma z$$

x indicare che è geostatica

$$\sigma_{vo} = \gamma z$$

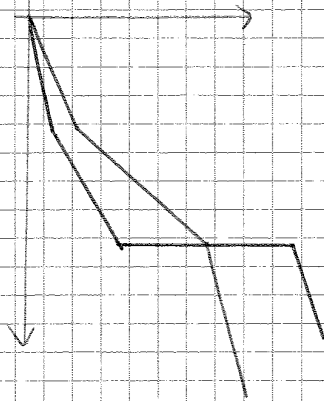


Lo stesso risultato si ottiene in modo più corretto con l'equilibrio infinitesimo dell'elemento di volume e si ha

$$\delta \sigma_{vo} = \gamma(z) dz \rightarrow \sigma_{vo} = \int_0^z \gamma(z) dz$$

Si nota che γ può dipendere da z perché in genere il terreno non è omogeneo.

Da qui, x ricostruire il profilo delle tensioni, occorre conoscere anche
→ storia tensionale (OCR)
→ angolo di resistenza al taglio φ'



Se due strati hanno lo stesso φ' , si ha lo stesso andamento rispetto a E_{vo} .
In un terzo strato, dove $k_0 > 1$, si amplifica e si ha un salto.

⇒ nel passaggio di una discontinuità dello stato tensionale perché nelle spinte orizzontali non c'è il vincolo di equilibrio (sono sempre autoequilibrate), ma c'è un contrasto di rigidità. Si parla così di discontinuità di tensione.

→ teorema statico:

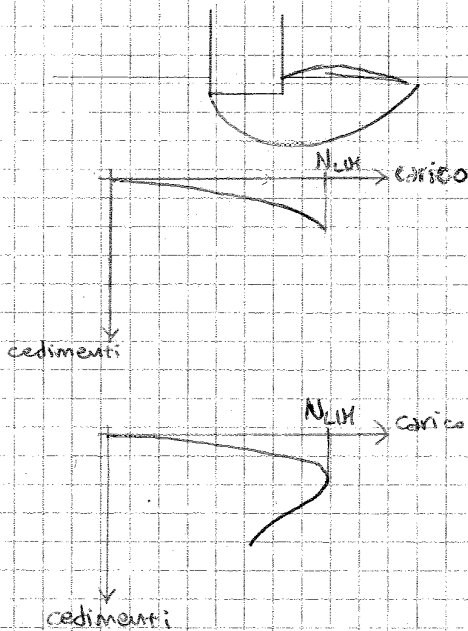
si cerca uno stato tensionale interno che equilibri i carichi esterni e non violi il criterio di rottura.
 Se questo esiste, quel carico di rottura è il limite inferiore del carico reale

⇒ questo teorema è più utile

Si ottiene la soluzione esatta dal punto di vista matematico (non reale perché intervengono anche altri parametri) quando la soluzione del teorema cinematico coincide con quella del teorema statico.

3 Meccanismi di rottura

TERRENI GRANULARI ADDENSATI



Si immagini di fare una prova a controllo di carico (si mettono dei pesi).
 All'aumentare del carico, i cedimenti crescono (poiché la rigidità non è infinita) fino a un carico limite.
 Dal lì si innesca un cedimento a carico costante e ciò significa che si forma una superficie di scivolamento dal piano di fondazione alla superficie.
 Si crea dunque un blocco di terreno che si instabilizza e si sposta, rompendosi.

⇒ Si fa ora una prova a controllo di deformazione, in cui si mette un contrasto e si spinge con dei martelletti, imponendo una deformazione. Qui il carico nasce come reazione e non è fisso, ma dipende dalla reazione vincolare.
 In questo caso, si può descrivere anche un tratto di decadimento, in cui il materiale perde rigidità e offre una resistenza via via minore.

⇒ la curva è simile a quella di un MATERIALE DILATANTE, con un picco di resistenza oltre cui c'è una caduta e perdita di resistenza (come i materiali rammatellati) e ciò è tipico delle sabbie addensate.
 Questa però è una risposta media (non è una curva $\sigma - \epsilon$)

In ogni caso, si può notare che ESISTE UN CARICO DI ROTTURA BEN DEFINITO e si può definire un valore N_{LIM} , perché c'è un cinematisimo ben definito e una rottura ben definita.
 Si parla di: meccanismo di rottura generale.

5 Quando si è in un terreno a grana fine, bisogna verificare il margine di sicurezza a rottura sia a BREVE TERMINE che a LUNGO TERMINE.

Infatti, a differenza dei mezzi a grana grossa, il tempo di applicazione del carico è molto minore del tempo di consolidazione e x via della bassa permeabilità.

Dunque si può pensare che il carico sia applicato tutto immediatamente, dando luogo a condizioni non drenate e sviluppando una Δu . Ciò comporta una variazione delle tensioni efficaci, che però non si può prevedere perché non si conosce la Δu .

⇒ si fa una valutazione della resistenza in termini di TENSIONI TOTALI e non efficaci, facendo così un artificio.

Dunque bisogna stimare la quantità C_u , che però dipende da materiale, storia tensionale e anche il percorso di carico e, x valutare, occorre tener conto del percorso che si farà durante l'opera.

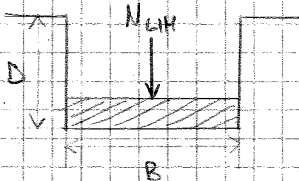
Così in un materiale a grana fine, le condizioni di rottura che possono divenire a breve termine dovendosi in condizioni non drenate e, x l'incompressibilità, non possono divenire variazioni di volume ma solo distorsioni.

Così il materiale rispetta l'ipotesi di rigidità e avviene una classica ROTTURA GENERALE.

Calcolo della capacità portante

1 Il modello presuppone delle ipotesi semplificative

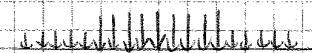
→ ci si mette in condizioni di DEFORMAZIONE PIANA, con una fondazione nastroforme, infinita in direzione perpendicolare al piano.



→ si pone una condizione di carico molto semplice, con carico verticale centrato nel baricentro della fondazione.

→ si assume l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna (pc).

Nella realtà ci sono fondazione e terreno, ma si ragiona su un modello equivalente dove l'emispazio infinito del terreno è abbassato dal PC al piano di posa e il terreno a lato è sostituito da un carico q equivalente al peso del terreno. Inoltre la fondazione reale con il suo carico è ritenuta equivalente a una distribuzione di carico costante uniforme - mente spalmata sulla superficie.



↓
si rispettano così le condizioni di rottura perché la rottura avviene quando si sono esaurite tutte le risorse e in ogni punto si è mobilitato il carico massimo disponibile del terreno e che porta a rottura.

Da qui, con i teoremi della plasticità, si ottiene la soluzione esatta

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} e^{\pi \tan \varphi'}$$

Questa è una soluzione matematicamente esatta e universalmente riconosciuta e si nota che φ' compare in una funzione molto non lineare, a cui con piccole variazioni di φ' c'è una grande variazione di resistenza del terreno.

→ N_c : si ipotizza un terreno con attrito (questo c'è sempre) e coesivo e privo di peso. La fondazione è superficiale (coefficiente $\alpha = 0$) si ha dunque

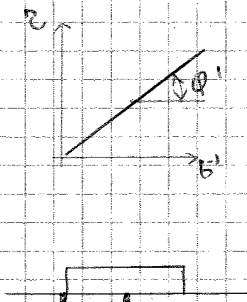
$$q_{c,111} = c' N_c$$

Da qui si ricava la soluzione esatta

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \varphi'$$

→ N_γ : si ipotizza una fondazione superficiale posta su un mezzo attritivo non coesivo (es. sabbie pulite). Si nota che non si riesce ad arrivare a una soluzione esatta significativa, poiché i teoremi della plasticità sono soddisfatti solo quando

$$N_\gamma = 0$$



Infatti, se il terreno è granulare, la sua resistenza dipende dallo stato di confinamento e allo zero non c'è resistenza a taglio. Sotto la fondazione c'è confinamento e resistenza, mentre dagli spigoli il terreno è sempre plasticizzato e a rottura. Dunque il teorema del limite inferiore dà come limite inferiore lo zero, che è corretto ma non pratico.

Così devono intervenire altre considerazioni sull'attrito, etc. e si è giunti alla formula di Caquot e Kéris, che non è esatta matematicamente ma è un' approssimazione.

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

OSSERVAZIONE, si assume che N_γ abbia soluzione esatta. Facendo la somma e scrivendo la formula trinomia si avrebbe comunque una soluzione APPROSSIMATA, anche se le singole soluzioni sono esatte.

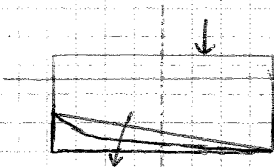
Questo perché si è in campo plastico e non elastico lineare e dunque non vale il principio di sovrapposizione degli effetti (non si possono sommare le singole componenti).

Comunque questo è fatto a semplicità e perché questa approssimazione porta ad un errore cautelativo (che sottovaluta la resistenza)

Erroneamente si scrive

$$F_s = \frac{q_{lim}}{E_{t, max}}$$

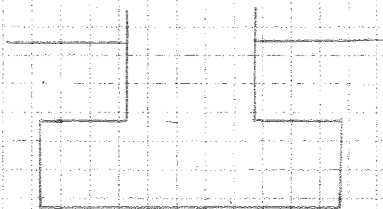
e si dice che, quando $\sigma_{p, max} = q_{lim}$ c'è rottura. Questo però è un errore concettuale perché in quel caso si inizia solo la plasticizzazione del terreno ma ci sono ancora riserve di carico.



Lì c'è solo una modifica della distribuzione, con un tratto plastico che equilibra il carico, finché tutto il tratto di terreno disponibile è plasticizzato e ci si riporta alla condizione teorica con distribuzione rettangolare (adottata x il calcolo di q_{lim})
 ⇒ il margine di sicurezza non è al raggiungimento della tensione puntuale ma al consumo di tutte le risorse di resistenza disponibili.

Dunque il fattore di sicurezza è equivalente solo se l'area è la stessa in entrambi i casi (esercizio e rottura) e dunque conviene ragionare sul carico complessivo.

Es



Si consideri una fondazione di struttura a pareti portanti, con un affondamento di 1 m rispetto al PC.

Il carico è centrato, verticale e lineare (poiché è una parete) e vale

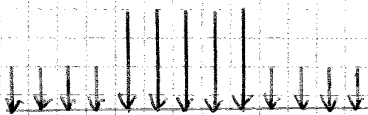
$$N_{es} = 1800 \text{ kN m}^{-1}_{prof}$$

Esso è comprensivo del peso della fondazione.

La fondazione ha un margine di sicurezza, secondo il DM '88?

Per le fondazioni dirette (non di opere di sostegno), il fattore di sicurezza minimo richiesto vale

$$F_{s, min} = 3$$



Si passa allo schema equivalente, sostituendo il terreno con il suo carico dovuto al suo peso e lo stesso x la fondazione.

Innanzitutto, nota la resistenza del terreno, si ricavano i parametri di capacità portante

$$N_\gamma = 56,3$$

$$N_q = 37,8$$

$$N_c = 0$$

Da qui si ricava il valore limite

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q =$$

↓
 nelle sabbie il termine di carico è amplificato 40 volte e dunque incide molto.

5 Formula di Brinch-Hansen

È possibile rimuovere a una a una le ipotesi fatte e ottenere la formula, a cui si aggiungono dei fattori correttivi moltiplicativi

→ s = shape

Quando la funzione non è unistriforme (rettangolare, circolare, etc.), interviene questo valore. Esso vale

$$s > 1$$

cioè altre forme portano un incremento del carico limite unitario

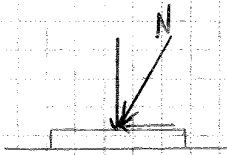
→ i = inclination

Esso si riferisce all'inclinazione del carico, quando questo non è verticale e può essere scomposto in componente normale e tangenziale.

A parità di carico N , le condizioni di resistenza peggiorano, e cui

$$i_r, i_c, i_q < 1$$

Dunque questi coefficienti sono importanti perché dimenticandoli si va a sfavore di sicurezza



→ b = base

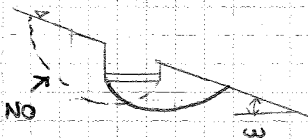
Si riferisce alla possibilità di inclinare il piano di posa della fondazione e

$$b_r, b_c, b_q < 1$$

→ g = ground

Si usa se il terreno (il PC) non è orizzontale, poiché qui lo stato tensionale prevede già una mobilitazione di resistenza a taglio, cioè è già sollecitato a taglio. Inoltre le superfici non sono equivalenti, poiché la rottura avviene dove c'è meno resistenza, e dunque dove c'è meno superficie e meno volume

$$g_r, g_c, g_q < 1$$



→ d = depth

Esso tiene conto dell'approfondimento della fondazione

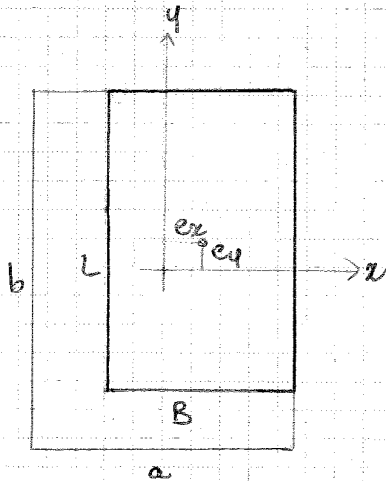
$$d_c, d_q < 1$$

Per FONDAZIONE NASTRIFORME, la dimensione della base ridotta è legata all'eccentricità

$$B_r = B - 2e$$

Il concetto chiaramente vale x altre forme

→ FONDAZIONE RETTANGOLARE



Si consideri un pilastro di dimensioni $a \times b$. Per non perdere generalità si consideri un carico applicato con doppia eccentricità e_x e e_y .

Per convenzione, le coppie prodotte sono identificate non con l'asse attorno cui ruotano, bensì all'eccentricità che portano

$$e_x = \frac{M_x}{N} \quad e_y = \frac{M_y}{N}$$

Con queste relazioni si identifica la posizione del punto d'applicazione e da qui è immediato tracciare l'area che ha come baricentro tale punto. I lati valgono

$$B = a - 2e_x \quad \rightarrow \text{lato minore}$$

$$L = b - 2e_y \quad \rightarrow \text{lato maggiore}$$

OSSERVAZIONI: tutte le relazioni ^{di capacità portante} che si vedranno saranno riferite alla base ridotta e non alla base intera

→ FONDAZIONE CIRCOLARE:

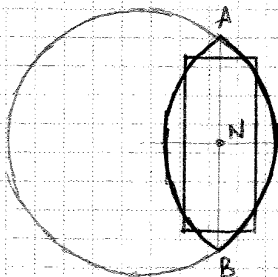
La formula di Brinch-Hansen vale solo x fondazioni rettangolari o nastroformi

⇒ dunque si cerca prima la base ridotta, poi si riconduce a una fondazione rettangolare equivalente



Dato così lo sforzo normale N con un certa eccentricità, si considera il tratto AB perpendicolare al raggio passante x il suo punto d'applicazione. Questo definisce uno spicchio che, ribaltato lungo AB , fornisce la base ridotta

↓ infatti il punto di applicazione diventa baricentro di quest'area



Questo procedimento ha VALIDITÀ GENERALE:

in presenza di forme più complesse, si definisce uno "spicchio" e poi lo si ribalta, ottenendo così la base ridotta.

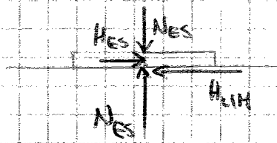
In presenza di componenti orizzontali, si tratta la verifica a scorrimento che è un meccanismo di rottura:

La fondazione può rompersi x compressione e una anche x semplice scorrimento sul piano di posa.

Negli edifici civili, essa è quasi sempre soddisfatta perché i carichi prevalenti sono verticali.

Esistono però casi in cui il carico è molto più obliquo, come nei muri di sostegno dove si cerca di ridurre il peso (x il costo) e la spinta orizzontale è alta. Infatti, in quei casi, essa è la verifica più gravosa.

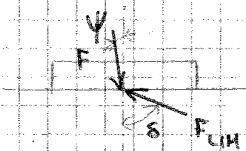
Ragionando in termini di coefficienti globali, bisogna confrontare 2 forze, una di azione e una di resistenza. Chi tende a far scorrere la fondazione è H_{ES} , chi resiste è la massima resistenza H_{UH} che il terreno offre, contro.



$$F_s = \frac{H_{UH}}{H_{ES}}$$

Detto δ l'angolo di attrito, che è sempre (mentre ψ , se c'è), è fluttuante e difficile da valutare), il rapporto si può esprimere come

$$F_s = \frac{N_{ES} \tan \delta}{N_{ES} \tan \psi} \quad \psi = \text{obliquità}$$



Quindi, basandosi sul solo attrito, il coefficiente di sicurezza è solo funzione dell'angolo tangente di 2 angoli e deve essere maggiore di 1,5.

$$F_s = \frac{H_{UH}}{H_{ES}} = \frac{\tan \delta}{\tan \psi} \geq 1,5$$

Però, quale valore si assume x δ ?

In genere il muro (in calcestruzzo) ha superficie rugosa e all'interfaccia con il terreno, l'attrito può essere alto una pochi millimetri più in basso, si trova solo terreno e dunque, al massimo, δ è pari a ψ (e non lo supera). In realtà, si assume

$$\frac{\delta}{\psi} \approx \frac{2}{3} = 1$$

Questo perché il valore ψ assunto è lo stesso calcolato usato nel calcolo di capacità portante ($\psi_{operativa}$), tale che

$$\psi_{ov} < \psi_{op} \leq \psi_{picco}$$

ψ a volume costante (proprietà del terreno)

ψ di picco, che non è proprietà del terreno (dipende da stress path, confinamento e addensamento)

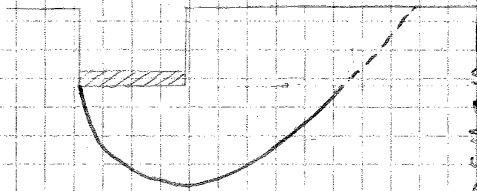
Quello che si usa (ψ_{op}) è un valore intermedio.

Infatti, nel meccanismo di scorrimento, si sviluppa una certa dilatazione in una certa quantità e dunque usare ψ_{ov} sarebbe troppo cautelativa.

Il Approfondimento della fondazione

Esso tiene conto dell'approfondimento del piano di posa e, a differenza di altri, ci sono solo 2 termini, cioè quello coesivo e del peso specifico, con

$$d_c, d_g > 1$$



Infatti, nel modello si sostituisce alla terra sopra il piano il sovraccarico q . Però, quando si sviluppa la superficie di rottura, la resistenza dipende dalla sua lunghezza, che si sviluppa anche sopra il piano di posa (se non ci arriva, non c'è cinematica di rottura). Dunque, se si considera questo contributo, c'è un valore maggiore.

.....

Serve però prudenza nell'applicazione di questo valore perché nelle sabbie già solo la presenza del sovraccarico porta un forte incremento di resistenza. Questa presenza però è aleatoria, in quanto basta rimuovere a poco tempo il terreno e mandare in crisi la fondazione.

Inoltre ciò si basa sull'ipotesi che gli elementi a lato abbiano le stesse proprietà di quelli sotto, ma ciò è impossibile perché presupporrebbe terreno indisturbato ma in genere esso è sbancato e creare un piano di lavoro e poi riposizionato (dunque è disturbato).

Visto ciò, se si riuscisse a fare la distinzione, si potrebbe fare una sola verifica:

→ con terreni teneri, si fa una verifica a breve termine

→ con terreni compatti, si può evitare l'analisi a breve termine e fare quella a lungo termine.

Però non è facile fare la distinzione, x cui conviene con terre a grana fine fare entrambe le analisi x stimare i parametri efficaci e totali.

In sabbie, invece, si è sempre in condizioni drenate e si fa l'analisi delle tensioni efficaci.

13 Fondazioni compensate:

si è visto che si può rappresentare il fattore di sicurezza come rapporto tra forze e, con un artificio, tra i carichi distribuiti.

Questo è importante perché a volte bisogna verificare fondazioni importanti in terreni a bassa resistenza (argille tenere). Se si applica il coefficiente di sicurezza in modo classico, spesso non si riesce a soddisfare la sicurezza, poiché spesso q ha un ruolo marginale. Tuttavia, anche se non è ammesso dalle norme, si può adottare l'espressione di F_s con i carichi perché è più prassi.

A tal proposito, si parla di fondazione compensata quando la fondazione è realizzata con un certo approfondimento e soprattutto si lascia il sovraccarico A ENTRAMBI I LATI DELLA FONDAZIONE.

Quindi, un plinto non è una fondazione compensata perché non ha sovraccarico (ha un ruolo piccolo); lo è invece una platea, che ha l'impronta dell'intero edificio e lì si lascia il sovraccarico.

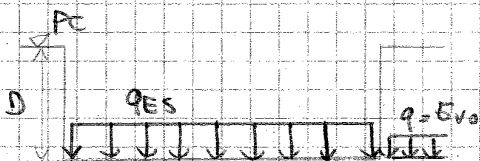
Se la platea è soggetta a un carico

$$q_{ES} = \frac{NES}{A_R}$$

si possono verificare 2 situazioni:

→ il carico d'esercizio è minore di q , cioè il peso del terreno tolto supera il carico trasmesso dall'intero edificio

$$q_{ES} \leq q$$



principio simile a quello del galleggiamento

Si parla qui di fondazione compensata ed è come se si fosse al massimo scatto e poi ritombata.

Così non ci sono problemi di rottura né di cedimenti (al massimo si recupera il rigonfiamento di rottura) perché si riporta allo stato tensionale originario.

→ non sempre ciò è possibile perché con palazzi alti, si dovrebbe scavare molto. Del resto, 1 m di scavo corrisponde al peso di un piano ma non si riesce sempre a compensare.

Quindi si fa una fondazione parzialmente compensata, dove si raggiunge e si supera q x sfruttare la piccola resistenza a taglio (con rischio rottura).

$$q_{ES} > q$$

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

1 È un'operazione di tipo geotecnico che è la prima in ordine di tempo e di importanza anche perché è da questa che possono emergere i vari errori!
Inoltre in essa contano molto la tecnologia e l'esperienza.

2 L'indagine deve fornire una risposta, almeno indicativa; su
→ stratigrafia

bisogna sapere i materiali che compongono il terreno, attraverso indagini verticali.

Questa deve essere di dettaglio (x un semplice scavo, basta una stratigrafia generale) soprattutto in studi di permeabilità, in modo da evidenziare proprietà mega-strutturali (in metri) e macro- (in centimetri)

→ condizioni di falda

esse servono x valutare le tensioni efficaci ma anche perché molti crolli di opere di sostegno sono causati dalla sottovalutazione della spinta non tanto del terreno ma dell'acqua.

Questo aspetto è però molto sottovalutato.

→ storia tensionale

→ caratteristiche meccaniche e di permeabilità

Da qui si definiscono i criteri di progetto e le modalità esecutive.

3 Mezzi sperimentali

Se si raggruppano i mezzi a disposizione, i gruppi sono

→ possono essere: prove di laboratorio

→ debbono, esserci sempre in un progetto le indagini in sito

→ è importante anche lo studio del comportamento di strutture in vera grandezza con un'analisi a ritraso x ridurre i parametri. I modelli ottenuti sono più significativi perché danno il comportamento in grande del terreno.

→ si può includere anche lo studio del comportamento di edifici vicino al sito perché può dare informazioni importanti.

SVANTAGGI → il problema sta nell'interpretazione dei dati perché nelle prove si misura una grandezza finita che però è risultato di un processo tensionale, deformativo e a volte anche di rottura di un volume di terreno.
Risalire allo stato tensionale e deformativo in quel volume è molto difficile perché in esso i gra

→ i gradienti di tensione e deformazione sono molto forti (non c'è uniformità)

→ non si conoscano le condizioni al contorno né quelle di drenaggio (la rottura avviene in condizioni drenate, non o intermedie?)

A tal proposito, spesso tali prove sono utili perché forniscano relazioni empiriche che consentano di risolvere il problema ingegneristico.

↓
infatti, gran parte delle correlazioni sono di tipo empirico mediante conduzione in parallelo di prove in laboratorio e prove in siti campione.
Altre volte tali correlazioni sono ottenute facendo un'analisi di ritardo del comportamento in esercizio o a collasso.
A collasso, infatti, $F_s = 1$ e con l'analisi di ritardo si possono capire quali sono i parametri meteo che interverranno nel calcolo del fattore di sicurezza e allora si possono correlare i parametri reali ai parametri di prova.

Negli anni '70 c'è stato un grande sviluppo delle prove attraverso l'esecuzione di prove in una camera di calibrazione

Esso è una sorta di grande cella triassiale di dimensioni

120 x 150 cm

in cui si può inserire un campione di sabbia artificiale. Con questo c'è un grande passo in avanti perché si possono studiare sabbie.
Il campione è circondato da una membrana e controlla le condizioni di drenaggio.

Perché il campione è artificiale, è noto poiché s'impongono il grado di addensamento, storia tensionale (OCR), etc.
Così si conosce tutto il campione e si possono fare più serie dove si modifica un solo aspetto

↓
questo a vedere l'influenza dei parametri sui risultati delle prove in sito.

Se la stratigrafia è complessa o l'area è estesa, si possono collegare le informazioni bisogna infatti le verticali con sondaggi a

$$500 \div 600 \text{ m}^2$$

Si potrebbe anche ricorrere a un sistema più economico, con le prove CPT: esse sono un sistema di accertamento indiretto che non prevede estrazione di campioni e valuta le proprietà stratigrafiche.

In presenza invece di opere massicce (es argini) è richiesto al massimo un sondaggio a

$$300 \text{ m}$$

Inoltre, occorre prevedere (con frequenza minore) degli allineamenti trasversali a avere una chiara visione della sezione trasversale e vedere ad esso dove si sviluppa una superficie di rottura.

Profondità

Se si opera su strati superficiali con proprietà scarse, il sondaggio deve raggiungere almeno lo strato consistente, se possibile.

Se in superficie si trova uno strato consistente, si fa almeno un sondaggio a vedere se

Se si opera su strati detritici con sotto un substrato roccioso, bisogna spingersi a quella profondità, se facilmente raggiungibile. Quando lo si raggiunge, però, bisogna verificare che sia un vero substrato e non solo un masso detritico, a cui si penetra ulteriormente di altri 3 m almeno.

Se invece i depositi sono caratterizzati da una buona omogeneità, bisogna valutare quale profondità risente dei carichi applicati.

Dati una fondazione di larghezza b , il bulbo tensionale (cioè il volume di terreno che governa il ~~ter~~ comportamento dell'opera) corrisponde alla porzione di terreno che subisce la variazione di tensione verticale

$$\Delta \sigma_v = 10 \div 20 \% \sigma_{v0}^1$$

In pratica, a partire dal piano di posa, bisogna spingersi in giù di una quantità

$$1,5B$$

Se però le fondazioni sono vicine e i bulbi interagiscono (tra di loro (i coni di diffusione si sovrappongono), dal punto di vista dell'incremento di tensione, il terreno vede il sistema delle fondazioni come un'unica fondazione di larghezza pari all'impronta dell'edificio

da un certo punto in poi, lo stato tensionale equivale a quello creato da un a platea

⇒ cambia l'ordine di grandezza della profondità, poiché da 3 m bisogna spingersi a 30 m sotto la fondazione

TRINCEE

In questo caso, bisogna spingersi al di sotto del piano di scavo e il valore dipende se i problemi derivano

→ solo da instabilità

→ da filtrazione

In questo caso, la profondità si lega alla larghezza della trincea misurata alla base.

Dunque l'indagine è estesa non solo sotto ma anche sui lati a una profondità $l \div 2H$, poiché lì si ha una potenziale superficie di scivolamento.

la massima profondità che si può raggiungere è legata a B ;
l'estensione laterale dipende dalla profondità di scavo

Esiste una serie di aspetti che condizionano la bontà dell'operazione e dunque è necessario un controllo frequente da parte dell'ingegnere

→ l'estrazione va fatta in un certo modo:

Si inietta dell'acqua in pressione dall'altra parte dell'asta x espellere gradualmente la carota, che è poi raccolta nella cassetta portacampioni.
Non bisogna martellare il carotiere, altrimenti si perdono informazioni stratigrafiche

→ con un materiale granulare o fratturato, la carota tende a rompersi

→ bisogna prestare attenzione allo STATO DI CONSISTENZA DEL TERRENO, dato da calore, contenuto d'acqua, etc.
La cassetta, infatti, anche se conservata, in cantiere può essere soggetta a piogge ed essiccamenti e così, dopo 2 settimane, l'impressione è diversa.

→ inoltre, x evitare il collasso del foro, molti fanno uso dei FANGHI BENTONITICI, che entrano in circolazione durante l'estrazione del carotiere.
A causa loro, le carote sembrano uniformi ma in realtà occorre tagliare il campione e sezionarlo x evidenziare le differenze.

RISULTATO FINALE

Si ottiene un profilo stratigrafico, avente una struttura tipica a colonne oltre a un'intestazione in cui si specificano localita' e quota di partenza (x georeferenziazione).
Le colonne più importanti sono

→ PROFONDITA' CORRENTE degli strati in cantiere

→ SPESSORE

→ colonna stratigrafica: è la rappresentazione grafica del materiale, dove a ogni strato si associa una simbologia convenzionale.
Questo serve x facilitare la lettura a colpo d'occhio nel progetto x capire la natura della verticale, senza equivochi

→ informazioni complementari sulle tecniche di realizzazione del foro e la sua stabilizzazione, se il campione è indisturbato e la relativa quota (cui corrisponderà un vuoto nella cassetta portacampioni, poiché essa è stata portata in laboratorio) e la quota delle prove in situ

h Campionamento

è un'operazione fatta durante il sondaggio ma è molto diversa dal sondaggio;
 è un insieme di operazioni per estrarre un campione il più possibile indisturbato.

Non esiste il disturbo nullo e il minimo disturbo ideale è prelevare il campione e variando solo lo stato tensionale (dalla profondità con le tensioni geostatiche all'esterno).

In realtà, il prelievo è complesso e la complessità dipende dal terreno

→ LIMI: prelievo semplice

→ TERRENI CONSISTENTI

→ TERRENI GRANULARI: prelievo impossibile

Esistono comunque più livelli di stadi che definiscono la qualità del campionamento

→ Q1: non si perde troppo materiale ⇒ si ricava il PROFILO STRATIGRAFICO

→ Q2: si mantengono tutte le frazioni

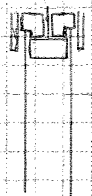
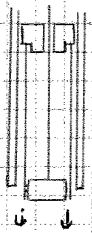
→ Q3 (CAMPIONE POCO DISTURBATO): si conserva il contenuto d'acqua

→ Q4 (CAMPIONE POCO DISTURBATO): si conserva il peso di volume, perché non si comprime né si dilata il materiale

→ Q5 (CAMPIONE REALMENTE INDISTURBATO):

si mantengono significative le caratteristiche meccaniche, poiché si conservano la struttura naturale e i parametri di rigidezza e resistenza.

L'operazione di campionamento è delicata e costosa, poiché bisogna interrompere il sondaggio, estrarre il carotiere e inserire uno strumento detto campionatore di Osterberg.



si lascia poi spazio nel cassone

Esso presenta 2 cilindri coassiali.

Il cilindro interno ha una scarpa molto tagliente e pareti sottili (x alterare il meno possibile il terreno). Le dimensioni sono

$$\phi = 9 \div 10 \text{ cm}$$

→ diametro minimo x ottenere un campione indisturbato

$$e = 0,5 \div 1 \text{ m}$$

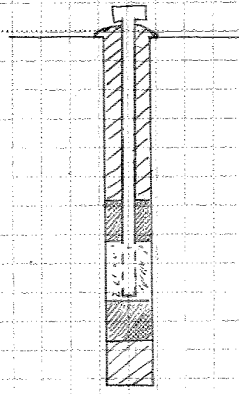
Il campionamento avviene spingendo il cilindro interno a velocità costante senza ruotarlo. Poi si fanno manovre x rompere la base del cilindro e poi lo si porta in superficie. Non appena è portato in superficie, lo si sigilla subito con paraffina liquida e tappi, x evitare variazioni nel contenuto d'acqua.

← Così all'estrazione non si vede subito il terreno.

Una volta in laboratorio, si spinge fuori il terreno dal cilindro e lo si scotta, x vedere in dettaglio la stratigrafia.

Si fanno poi delle prove preliminari x avere una classificazione iniziale.

Da qui si ricavano poi dei campioni x le proprietà meccaniche, tipicamente dal nucleo centrale (meno disturbato).



In particolare, si crea un filtro attorno al piezometro solo nello strato di miriadi, dove c'è la vera formazione (1-2 m di spessore). Al di sotto, invece, si fanno

→ un tappo di base in calcestruzzo

→ un tappo impermeabile in BENTONITE, cioè con palline di argilla plastica pestellate in modo da creare un tappo, dello spessore di mezzo metro.

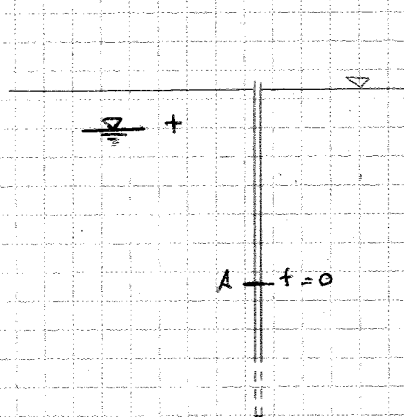
Sopra il filtro si mette poi un altro mezzo metro di tappo in bentonite e poi si lascia vuoto o si riempie fino alla superficie.

Con questo sistema, si riesce ad avere una misura associata alla falda.

Si nota però che non si può definire il piezometro a priori e prima dei sondaggi, ma occorre conoscere la stratigrafia. Inoltre, questa procedura non va richiesta all'impresa perché questa non sa dove collocare gli strati.

→ esiste poi un problema legato al concetto di tempo di risposta:

quando si costruisce un piezometro esistono tempi più o meno lunghi perché si raggiunga la condizione di equilibrio e si stabilizzi il livello di falda (e la misura sia significativa).



Si consideri un piezometro in equilibrio con la falda, il cui livello è alla quota A. Arriva poi un evento che fa innalzare la falda fino a un certo livello.

Perché la misura del piezometro sia attendibile, occorre che il livello al suo interno arraggiunga quello della falda. Il tempo in cui l'acqua entra/escie dal piezometro è dunque il tempo in cui il livello del piezometro non coincide con il livello di Falda si dice tempo di risposta.

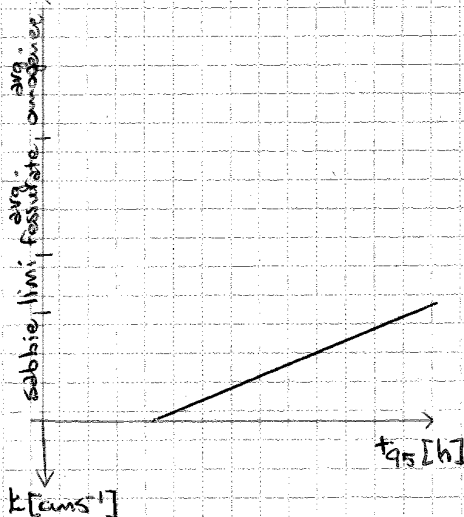
In questo tempo, la misura è errata perché non riflette il comportamento della Falda.

Si nota che, a parità di piezometro, PIÙ È BASSA LA PERMEABILITÀ, PIÙ È ALTO IL TEMPO DI RISPOSTA. Poi, con diversi strumenti, si può udriare il tempo di risposta.

In questo caso, in un tubo aperto $\phi = 2$ cm, il riequilibrio avviene in un tempo $t \rightarrow \infty$.

In realtà, il comportamento è asintotico e dunque si pone t_{95} come il tempo necessario a ~~trovare~~ una risposta attendibile dal piezometro.

↓
 t_{95} è il tempo a cui la consolidazione è al 95% di quella edometrica.

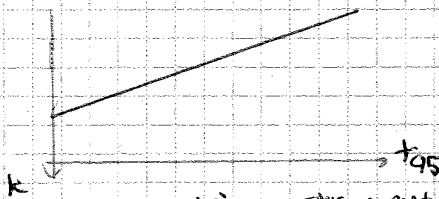


Se in ascissa si mette t_{95} , in ordinata si mette la conducibilità media k del terreno.

Si nota che, al diminuire di k , si passa dalle sabbie, ai limi, alle argille fessurate (permeabilità x fessure) e alle argille omogenee.

VANTAGGI → essendo piccoli, si possono piazzare più piezometri nello stesso foro a diversa quota e fare più misure in diversi strati

→ TEMPO DI RISPOSTA



Questa diminuisce in modo esponenziale a tempi accettabili: (1 giorno di ritardo nelle sabbie limose e argille fissurate).

Si possono così prendere i picchi e le situazioni giornaliere della falda

→ è uno strumento molto semplice, x cui costa poco ed è **AFFIDABILE** (non complicato)

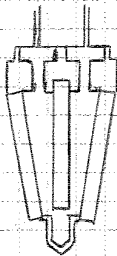
è una regola fondamentale perché il piezometro deve stare nel terreno in condizioni difficili x anni.

SUAVANTAGGI → c'è sempre la lettura manuale e il problema dell'accessibilità

→ il sistema ~~non~~ a circuito aperto non funziona con falde artesiane. Infatti esso misura il pelo libero ma, se il confine del pelo libero teorico è sopra il p.c., l'acqua esce.

5.

A volte è necessario uno strumento con reazione più veloce e all'ora si mantiene il comportamento meccanico (cioè ci si riferisce a una grandezza fisica), ma ora si valuta la **PRESSIONE DELL'ACQUA**.



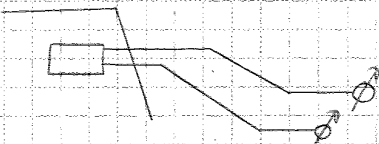
In particolare, si usa uno strumento cavo costituito da una cella circondata da un filtro e che termina in una camera collegata con 2 tubicini.

Il sistema è chiuso esternamente e pieno d'acqua ed è collegato a dei manometri x misurare la pressione.

Si parte così da un circuito già pieno d'acqua e in equilibrio con il sistema falda. Inoltre, poiché si misura una pressione, si possono usare tubicini piccoli ($\phi = 1 \text{ mm}$).

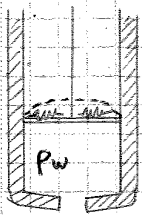
Con una variazione di livello di falda, si ha nel piezometro una variazione di pressione. Questa pressione si trasferisce, attraverso il filtro, all'acqua all'interno della camera e poi all'acqua nei tubi.

Il problema è che, anche se deaerata (x massimizzare la rigidità), l'acqua ha una piccola compressibilità e c'è variazione di volume. del resto, l'acqua cambia di volume e la misura del manometro richiede una variazione di volume. Così c'è sempre un ingresso/uscita dalla camera ma è molto piccola.



6 Colle piezometriche

costituiscono una categoria diversa perché sono trasduttori di tipo elettrico.



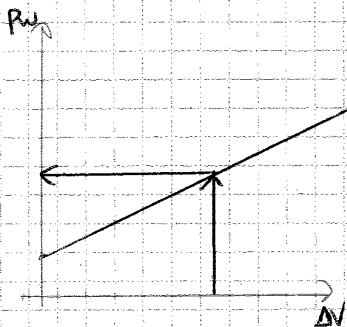
In esse è presente un filtro o un forellino in punta che consente l'ingresso dell'acqua all'interno dello strumento, in una camera di pochi mm³.
All'interno, l'acqua ha una certa pressione p_w , che è misurata direttamente mediante strumenti elettrici.

I più comuni sono gli estensimetri elettrici:

si applica su una membrana un insieme di resistenze elettriche molto deformabili e che cambiano resistenza in funzione della deformazione.

Per effetto della pressione p_w , la membrana (in acciaio sottile) si deforma. Essendo la deformazione della membrana è misurata attraverso la variazione di corrente elettrica nelle resistenze solidali alla membrana.

↓ dalla corrente si risale alla deformazione della membrana e alla pressione dell'acqua.

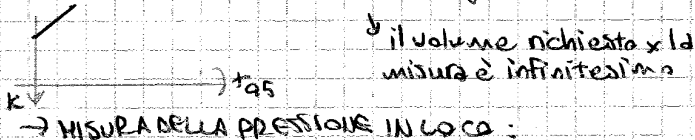


Poiché gli strumenti misurano non la pressione dell'acqua ma una variazione elettrica (di corrente o di potenziale), il fornitore dà una curva di taratura dello strumento e risalire alla variazione di pressione dell'acqua.

Questa, se lo strumento è preciso, è quasi lineare e si entra con il dato e si stima il valore di p_w .

VANTAGGI → ALTISSIMA PRECISIONE

→ TEMPI DI RISPOSTA MINIMI x ogni materiale



↓ il volume richiesto x la misura è infinitesimo

→ MISURA DELLA PRESSIONE IN LOCO:

la misura avviene dove c'è acqua e dunque non c'è problema di cavitazione, x cui si possono misurare falde molto profonde ma anche falde artesiane. se però il livello scende, può entrare aria e non funzionare.

SVANTAGGI → COSTI

→ DELICATEZZA DELLO STRUMENTO

→ se lo strumento è elettrico, c'è il problema della deriva elettrica (la curva trasla parallelamente a se stessa) e della sensibilità della curva alla temperatura (che non è nota nel terreno)

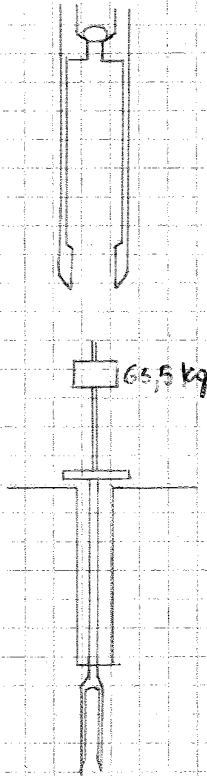
→ NON C'È POSSIBILITÀ DI RIPULIZIA e DI RITARATURA, mentre il terreno è aggressivo x la presenza di sali e ci sono correnti parassite che influenzano lo strumento.

Prove in situ: prova penetrometrica

1) Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Essa è una famosa prova, che è stata subito standardizzata nella geometria e nelle procedure di prova.

Cio è importante perché le correlazioni sono fatte su base empirica e dunque il presupposto di confrontare i risultati tra prove è che queste siano analoghe e normative.



Essa è una prova molto semplice fatta all'interno del foro di sondaggio.

Quando si vuole fare una SPT, si estraggono carotiere e aste e le si calano al fondo foro (dopo averlo pulito dai detriti) lo strumento.

Il penetrometro è un cilindro cavo con pareti spesse e una scappa tagliente (x l'infissione).
Il diametro è piccolo (36 mm) ed è alto mezzo metro.

Esso è appoggiato e collegato in superficie con aste. Su di esse poi si avvita una testa di battuta, su cui poi si solleva di una certa altezza (76 cm) un maglio di 63,5 kg.

Poiché si appoggia, il peso proprio c'è un piccolo affondamento che però si ignora.

Nella prova, si solleva e si lascia cadere ripetutamente il peso dando un colpo che infigge il campionatore.

Si registrano dunque i colpi necessari a fare avanzare in ogni fase il penetrometro di 15 cm.

→ N_1 = numero di colpi x infiggere di 15 cm

→ N_2 = numero di colpi x i successivi 15 cm

→ N_3 = numero di colpi x i successivi 15 cm

In totale, ci sono 45 cm ma il risultato N_{SPT} è solo il NUMERO DI COLPI NECESSARI A INFIGGERE 30 cm

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

Il termine N_1 non è registrato perché si riferisce alla porzione di terreno subito sotto il fondo scavo, che è più disturbata.

DESCRIZIONE DEI RISULTATI

Per prassi, i risultati sono riportati in una colonna del report stratigrafico.

La prova SPT è fatta ogni tot metri, penetrando di mezzo metro e prelevando anche dei carotiere all'interno dello strumento (perché aperto).

Dopo di che, perché la prova sia attendibile, non se ne fa subito un'altra ma si riposizionano il carotiere e si prosegue almeno con una manovra.

Dunque c'è un intervallo tra le prove (minimo) di $1,5 \div 2$ m.

⇒ Non c'è un profilo continuo delle prove penetrometriche ma ci sono dei valori a profondità opportune.

VANTAGGI → grande SEMPLICITÀ sia nelle attrezzature che nelle modalità di prova

- si può eseguire in qualunque stratigrafia e materiale, poiché si fa una perforazione. Se a una certa profondità si trova materiale cementato o ghiaia grossolana ma sotto c'è del materiale che interessa, si può perforare e arrivare a quel materiale
- le relazioni hanno il beneficio della correzione della CAMERA DI CALIBRAZIONE, che esclude quali parametri influenzano di più.

APPLICAZIONI (solo x materiali a grana grossa)

→ stima dello stato di addensamento in situ, cioè densità relativa D_r della sabbia

PREMESSA: legame resistenza al taglio - densità relativa nelle sabbie

Quando si sceglie ϕ_{op} , si sceglie una quantità che non è un vero parametro della natura del terreno, perché dipende da tensioni, storia tensionale e stress path.

L'unico vero parametro di resistenza che si può determinare è ϕ'_{cv} , che dipende da mineralogia e forma delle particelle. Nelle sabbie silicee, essa vale

$$\phi'_{cv} = 30^\circ \div 34^\circ$$

↓
spigoli vivi

Tale valore, nelle sabbie, costituisce un limite inferiore non superabile (non vale così x le argille) poiché le particelle sono tridimensionali e non si allineano mai, x cui la resistenza minima è quando c'è rottura a volume costante. Dunque se si ha un $\phi' = 20^\circ$, questo valore non ha significato fisico ma solo prudenziale.

In effetti, nei calcoli si può prendere sempre ϕ'_{cv} ed essere così al sicuro. Così però si sovra dimensionerebbe tutto.

In realtà, si usa un valore ϕ maggiore perché si valuta un valore medio operativo che si ha lungo la potenziale superficie all'istante di rottura. Questo dipende dall'aliquota di DILATANZA che si ha durante il processo di rottura e

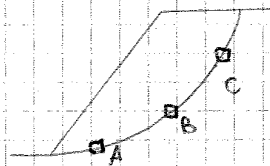
$$DILATANZA > \Rightarrow \phi > \quad \begin{matrix} \text{da } \phi'_{cv} \\ \text{la differenza } \phi \text{ è dovuta al solo} \\ \text{contributo di dilatanza} \end{matrix}$$

Il fenomeno di dilatanza dipende però dal grado di addensamento e dallo stato di confinamento del materiale al momento della rottura

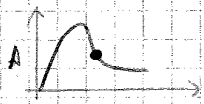
- ⇒ x fare una stima di ϕ_{op} occorre conoscere
 - natura della sabbia, che dà il valore soglia di partenza ϕ'_{cv}
 - stato di addensamento di partenza del deposito
 - stato di confinamento tensionale rappresentativo del terreno, espresso dalla tensione isotropa p_p all'istante di rottura
- ↓
questi ultimi due danno l'incremento di dilatanza

Il valore è piccolo perché è inferiore alla tensione geostatica media. Dunque si considera un φ' maggiore x calcolare la spinta attiva rispetto alla capacità portante, poiché c'è un diverso meccanismo di rottura e si manifesta dilatazza.

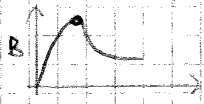
Inoltre, bisogna tenere conto che in geotecnica la scelta dei parametri dipende dal problema considerato:



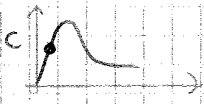
qui interviene la dilatazza ma inoltre la rottura avviene in terreni perfettamente rigidi (nei calcoli si assume mezzo rigido perfettamente plastico), perché non si può dire che, a rottura, tutti gli elementi della superficie di rottura siano allo stesso livello deformativo. In genere, la rottura inizia dal basso e



→ gli elementi più in basso (A) hanno già superato il picco e hanno un'alta deformazione, tendente allo stato critico



→ quelli medi (B), sono a cavallo del picco

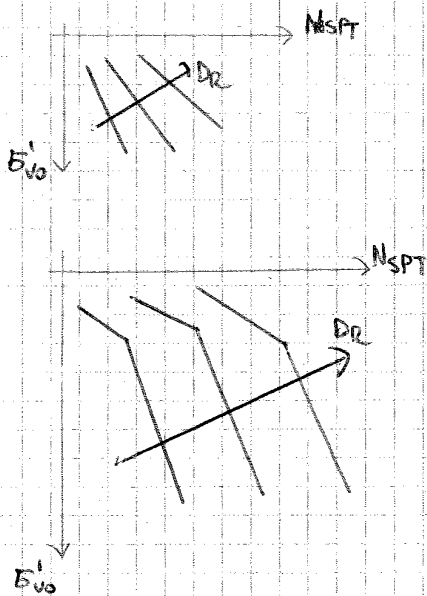


→ quelli in alto (C) non raggiungono il picco.

Il materiale, infatti, non è rigido ma può avere deformazione diversa punto x punto e dunque, se in B si mobilita la resistenza di picco, gli altri punti mobilitano resistenze minori.

⇒ inevitabilmente φ_{op} non vale mai φ'_{cu} né φ_{picco}

La stima della densità relativa può essere fatta mediante una tabella dove N_{SPT} si associa una scala quadratica di D_r , una non si tiene conto del ruolo di E'_{vo} (cioè della profondità a cui si fa la prova).



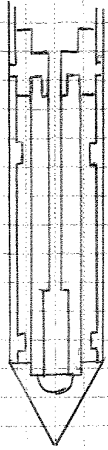
Gibbs e Holtz poi, nella camera di calibrazione, evidenziarono che un parametro importante è E'_{vo} e c'è una correlazione di tipo numerico in un decimo.

Con questo sistema, però, si è notato che alcuni casi con

$$D_r > 100\%$$

e questo è poco probabile. Infatti, nella camera di calibrazione si è visto che un campione di terreno naturale giacque da un certo valore (non ha legami di cementazione). I terreni naturali giacchi hanno però comunque una storia tensionale e dei legami diagenetici che danno luogo a una resistenza a penetrazione maggiore rispetto al provalo artificiale.

Si è così creato il diagramma di Peck-Bazaraa, che ha curve più cautelative.



Oggi questa punta è abbandonata e si hanno punte elettriche.

Tali punte sono dotate di trasduttori che misurano direttamente la forza in punta e sul manicotto, in maniera indipendente. Così si può avanzare continuamente la punta senza interruzione e a una velocità costante.

$$v = 2 \text{ cm/s}$$

Il processo è veloce poiché si interrompe solo x aggiungere le aste. Inoltre si possono aggiungere altri sensori, ad es. x la pressione interstiziale.

PROPRIETÀ → il diametro è di pochi centimetri, con

$$\varnothing = 35 \text{ mm}$$

perché l'area di sezione della punta deve risultare, x lo standard, di 10 cm^2 .

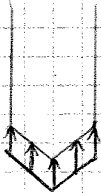
→ il sistema si può posizionare in camion o in strutture semoventi che hanno montata sopra un frame di martinetti.

VANTAGGI → rapidità

→ basso costo

MISURA DELLE GRANDEZZE: le grandezze standard di riferimento sono

→ RESISTENZA che la punta incontra ALL'AVANZAMENTO q_c .
In genere, è data non come forza globale ma come pressione media distribuita uniformemente sull'area della punta di 10 cm^2 (sezione trasversale)



$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad A_c = 10 \text{ cm}^2$$

→ RESISTENZA x ATRITO LATERALE f_s , espressa come

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad A_s = 150 \text{ cm}^2$$

A volte si trovano i digrammi di q_c e f_s , altre volte si ha la friction ratio F_R , cioè il rapporto tra f_s e q_c misurato a diverse quote.

$$F_R = \frac{f_s}{q_c}$$

Si nota poi che q_c e f_s hanno un diverso grado di significatività e ripetibilità:

Facendo più prove su uno stesso sito, si possono sovrapporre i risultati x q_c

⇒ q_c è AFFIDABILE e RIPETIBILE

Non vale questo x f_s , poiché risente di fattori accidentali come l'usura dei manicotti e che si possono inserire particelle che sporcano il manicotto.

⇒ f_s è MENO UTILE

Inoltre le due misure sono fatte a profondità leggermente diverse.

→ x migliorare le misure, conviene inserire 2 celle di carico x misurare q_c .
 Infatti, nella misura è necessario un fondo scala che misuri il massimo di resistenza e che sia grande (es. 50 MPa). In tal modo, però, si è grossolani nella misura di grandezze piccole.
 Gli strumenti infatti hanno una classe di precisione, cioè il più piccolo intervallo misurabile rapportato al fondo scala.
 Ad es., se la classe di precisione è

$$\frac{1}{1000}$$

e lo strumento arriva a 1000 N, allora esso può dare una misura di 1 N, mentre una di 0,5 N non è attendibile.

Allora, x avere una buona risoluzione nel campo delle argille tenere, si aggiunge un'altra cella di carico con un fondo scala più piccolo (es. 0,5 MPa).

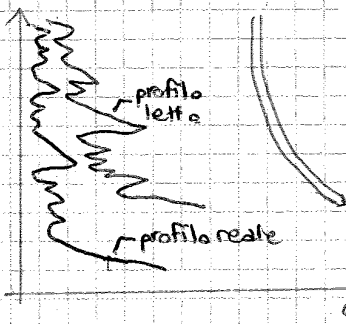
Se gli strumenti hanno la stessa precisione

→ il primo si usa x materiali consistenti

→ il secondo si usa x dettagli di misura x materiali teneri

Inclinometro:

esso è uno strumento montabile nel CPT e dà il DISCOSTAMENTO DALLA VERTICALE.



Il CPT, infatti, ha un diametro piccolo e grande lunghezza, x cui è una struttura molto flessibile.

In genere, si infiggono le aste e si misura la profondità della punta in base al numero di aste messe.

È sufficiente però una piccola perturbazione perché le aste devino e, a grande profondità, l'angolo porta a grossi errori di profondità.

Se si registra una proprietà a una certa quota, la si riferisce a un'altra e la differenza tra i profili è sempre più marcata.

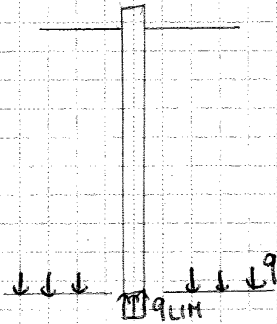
La deviazione non può essere controllata, ma si può vedere se va oltre una certa soglia

$$i_{max} = 2 \div 3 \%$$

oltre cui bisogna interrompere la prova.

→ resistenza a taglio in condizioni non drenate:

si sa che il sistema va bene sia in terreni sabbiosi che argillosi; in uno strato di ciottoli o cementato, poiché non c'è prefora, si arriva a fondo scala dello strumento e bisogna interrompere la penetrazione. In materiali a grana fine, però, si ottiene il parametro c_u .



Per ricavarlo, si assume lo strumento simile a un palo di fondazione.

Il palo di fondazione può essere immaginato come una fondazione superficiale approfondita e dunque il carico limite sulla punta si calcola come

$$q_c = \sigma_v N_c + q = c_u N_c + \sigma_v$$

Dunque il valore q_c misurato nel penetrometro è pariente del palo perché si rompe sempre il terreno, ossia la q_c misurata è il q_{LIM} sotto il palo

$$q_c = q_{LIM} = c_u N_c + \sigma_v$$

Sono noti il valore q_c e σ_v (dalla profondità). Immaginando di conoscere N_c , si può scrivere

$$c_u = \frac{q_{LIM} - \sigma_v}{N_c}$$

Come si valuta però N_c , sapendo che la meccanica e la superficie sono molto diverse?

Per rispondere, si sono fatti più campi prova su depositi argillosi, in cui si è fatta la prova CPT e si è anche prelevato un campione indisturbato x una prova triassiale.

si è così fatto uno studio comparativo dei profili del CPT e dei risultati del c_u di laboratorio, ottenendo dei risultati empirici.

→ ARGILLA TENERA

$$N_c = 14$$

→ confrontato con la resistenza dei campioni sani

→ ARGILLE SOVRACONSOLIDATE NON FESSURATE

$$N_c = 17$$

→ ARGILLE MOLTO SOVRACONSOLIDATE E FESSURATE

$$N_c = 10 - 30$$



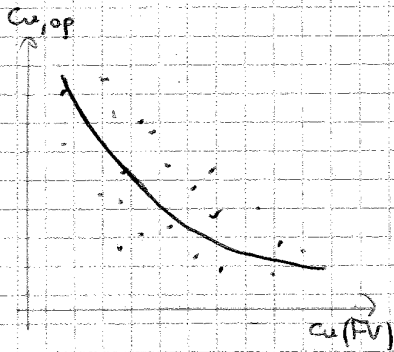
in questo caso, è poco significativo.

Infatti, è difficile la misura di c_u perché è fatta su un campione intero. Con un insieme fitto di fessure, però, questi sono elementi di debolezza e la resistenza media è più bassa rispetto al campione. Inoltre, è difficile dire che la rottura avvenga in condizioni non drenate perché c'è drenaggio x le fessure.

⇒ bisogna fare GRANDI PROVE, che coinvolgano un volume significativo di terreno e un numero adeguato di fessure

È possibile stimare anche la sensitività in situ:

una volta rotto il materiale e misurato C_u, I , si può disturbarlo facendo fare altri giri allo strumento e rimanecciando il terreno. Dissipate poi le Δu , si fa un'altra misura di K_{max} e si ottiene la stima di $C_{u,r}$ e della sensitività.



L'affidabilità della prova ha avuto un grande miglioramento non grazie alla camera di calibrazione (usata x materiali a grana grossa) ma, poiché si ha un materiale a grana fine campionabile, grazie allo studio di Bjerrum su molti casi di rottura.

Egli studiò molti casi di rottura reale di rilevati, caratterizzati da prove scissometriche, con un approccio di back-analysis che ha dato la C_u reale di rottura.

Confrontando la C_u dello scissometro e la C_u reale, si è ricavata una correlazione attraverso il parametro μ , che permette di passare dal valore C_u misurato al valore operativo.

$$C_{u,op} = \mu C_u(FV)$$

In tal modo, si tiene conto dei diversi volumi e velocità di rottura rispetto a quando avviene in opera.

Si nota che, in genere,

$$\mu < 1$$

soprattutto all'aumentare della plasticità IP perché qui la deformazione di rottura è più alta rispetto al fenomeno naturale (edunque C_u è maggiore).

→ parametri di deformabilità (cosa rara):

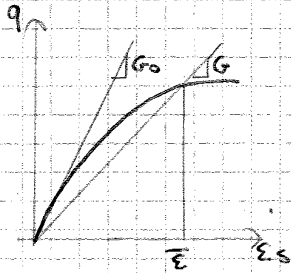
Si possono stimare i parametri di rigidità perché la membrana opera una deformazione che va da 0 a 1,1.

Si ottiene un modulo dilatometrico, ~~che~~ mediante l'analogia con una piastra circolare flessibile su un emisfero elastico

$$\frac{d \cdot d \cdot d}{d}$$

$$E_D = 37,4 (p_1 - p_2)$$

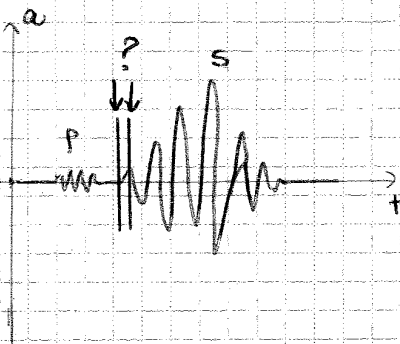
Da qui si può fare la correlazione al modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 .



A tal proposito, si nota che il terreno manifesta fenomeni di isteresi e non linearità, con deformazioni plastiche che comportano il decadimento del modulo. Dunque il modulo scelto va valutato in corrispondenza del livello deformativo medio del problema.

G_0 non si misura in prova triassiale ma in prove dinamiche

Il problema è MISURARE AFFIDABILMENTE LA VELOCITÀ e, in particolare, stabilire esattamente la partenza dell'onda e l'arrivo:



quando si guardano i risultati dell'arrivo, in genere è facile distinguere l'arrivo delle onde P da quello delle onde S (la distinzione è maggiore se la distanza percorsa dalle onde è maggiore).

La difficoltà è stabilire l'esatto istante d'arrivo delle onde S:

è quando c'è il picco o quando inizia la pulsazione?

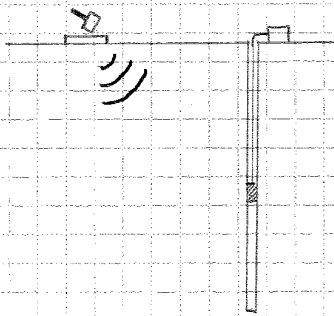
Si tratta di pochi millisecondi, ma la velocità delle onde è di centinaia di metri/secondo, e la distanza è circa 100 m, a cui possono esserci grosse differenze.

Così il problema è stabilire quando arrivano le onde e a quale strato associarle.

Per risolvere il PROBLEMA dello STRATO, si fanno 2 prove

→ prova sismica down-hole

Essa è meno costosa da fare perché basta preparare un foro di sondaggio e poi calare lo strumento.



La sorgente è piazzata sul terreno e colpita con un martello.

Il foro è a una certa distanza dal foro e in esso il ricevitore è via via posto a diverse profondità. In tal modo, si misurano i tempi di percorrenza e il modulo dei diversi tragitti.

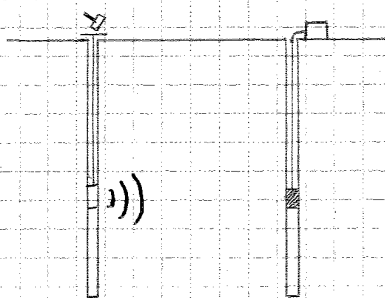
Se però il terreno è stratificato, questa fornisce una velocità media e, a partire da stratigrafia e misure, bisogna ricostruire la velocità dei singoli strati.

⇒ bisogna scorporare da una misura media le velocità corrispondenti ai diversi strati.

Dunque la misura è più difficile e l'interpretazione è più incerta.

→ prova sismica cross-hole

Essa ha bisogno di più sondaggi perché si fanno più fori (2 o 3) ma, in tal modo, le incertezze si annullano.



In fatti, si posizionano sia sorgente sia ricevitore all'interno dei fori di sondaggio.

In genere la stratificazione è e' suborizzontale, a cui si mettono gli strumenti alla stessa quota all'interno dello strato, e così l'impulso viaggia in un unico strato.

Così si sa come scorporare le velocità perché di sicuro il tragitto più breve è quello orizzontale, a cui l'onda si muove in un unico strato e non c'è più incertezza nell'attribuire la velocità a uno strato.

VERIFICA DI CEDIMENTO

1. Essa è una verifica mirata a valutare se le dimensioni scelte in profondità della fondazione sono idonee o no.
Infatti, nelle argille, i valori di φ sono piccoli rispetto alle sabbie e dunque in genere la verifica più vincolante è la capacità portante.
Nelle sabbie, invece, ci sono elevati margini di sicurezza ma spesso si limita N_{es} x limitare più i cedimenti che x avere un margine di sicurezza.

2. In questo caso, si passa da uno scenario di SLU (immaginario) a uno scenario di SLE (realtà):

si nota allora che gran parte delle norme è dedicata allo SLU e fornisce i margini minimi di sicurezza. Nell'analisi allo SLE, invece, si nota che la verifica è poco trattata e si richiede solo che i parametri siano al di sotto di un valore prestabilito, senza però avere un metodo o un cedimento ammissibile.

Infatti, si vuole che lo SLU sia immaginario e, solo se accade, c'è un crollo e si ottiene la misura del margine di sicurezza. In realtà, non si ha mai la misura reale del Fattore di sicurezza perché non c'è crollo e non si confronta il caso reale con il caso presunto. Del resto, non si pretende un valore reale ma si vuole essere solo prudenti.

Viceversa, nello SLE si può verificare la previsione facendo un monitoraggio e dando una misura sperimentale della realtà, da cui si fa il confronto.

Pertanto, i modelli approssimati mostrano i loro limiti di fronte alla realtà e così è normale che ci siano grosse differenze rispetto allo SLU.

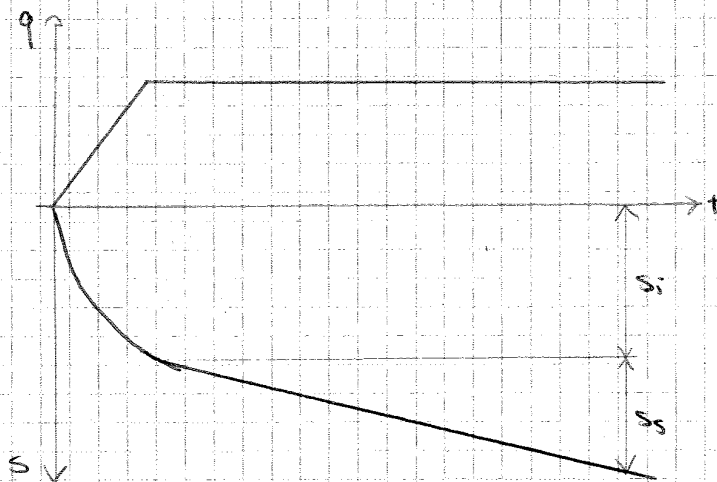
Così esistono più approcci dove, a parità di dati introdotti, ci sono differenze marcate e non si può stabilire quale sia il migliore.

↓ INCERTEZZA SU MODELLI E DATI

Inoltre non è noto il cedimento ammissibile perché qualunque valore di cedimento non mette in crisi la fondazione. Infatti, questa non è una vera soglia perché riguarda solo il progettista strutturale e il futuro fruitore, in quanto il cedimento crea danni strutturali o funzionali (utilizzo di macchinari).

⇒ il progettista o il committente dovrebbero dare i valori ma in realtà esistono dei criteri x dare valori indicativi da applicare alla struttura.

TERRENO A GRANA GROSSA



Ora il cedimento immediato s_i è contemporaneo all'applicazione del carico perché, oltre alla deformazione di distorsione, c'è una continua variazione di tensioni efficaci poiché nel processo, anche se veloce, si dissipano subito le u_w . Così ci sono subito il cedimento immediato e di consolidazione e si parla solo di cedimento immediato s_i .

Terminata l'applicazione del carico, c'è nuovamente il cedimento secondario s_s :

è un fenomeno viscoso la cui entità è funzione del carico. Se il carico è statico e stabile, il cedimento secondario è piccolo; se il carico è oscillante (vibrazioni a carichi ciclici), tale cedimento aumenta.

↓ In fatti con le vibrazioni si ottiene il compattamento del materiale, poiché si tende a una configurazione dei grani più stabile.

4. Definizione del cedimento ammissibile:

non conviene valutarlo teoricamente perché, innanzitutto, bisogna definire il DANNO ASSOCIATO (estetico, funzionale e strutturale).

Stabilire un legame tra queste quantità è però difficile perché intervengono più fattori

→ TIPOLOGIA e VINCOLI DELL'EDIFICIO

→ COSTI

→ TEMPO DI EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO:

un cedimento rapido, che avviene durante l'applicazione del carico, può essere assorbito durante il processo di carica.

Un cedimento più lento, invece, dipende se una struttura iperstatica in cui nascono stati di sovraccarico (sforzo interno) che possono far nascere fessure. Se poi non è troppo lento, la struttura non riesce a seguire il cedimento e nascono fessure; se è molto lento, la struttura ha comportamento viscoso e riesce a seguirlo.

REQUISITI

Una volta definiti i parametri, si possono vedere le richieste

→ STRUTTURE INTELAIATE IN CEMENTO ARMATO

Il parametro critico è la rotazione relativa β

→ per non avere danni e neanche fessure

$$\beta \leq \frac{1}{300} \quad \text{oppure} \quad \beta \leq \frac{1}{500} \quad \rightarrow \text{il valore di Bolshin è più cautelativo}$$

Oltre tale valore, si rischiano fessure agli elementi di tamponamento

→ x non avere danni strutturali

$$\beta \leq \frac{1}{150} \quad \text{oppure} \quad \beta \leq \frac{1}{250}$$

→ EDIFICI IN CURATURA o A PARETI PORTANTI

Ci si focalizza sul rapporto d'inflessione Δ/L .

Poiché il sistema è a pareti portanti, non si distinguono fessure e danni strutturali. Questi si evitano se

$$\frac{\Delta}{L} < \begin{cases} 2 \cdot 10^{-6} & \text{se } \frac{L}{H} = 1 \\ 4 \cdot 10^{-6} & \text{se } \frac{L}{H} = 5 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \rightarrow \text{edifici alti} \\ \rightarrow \text{parete lunga e flessibile} \end{array}$$

In realtà, l'unica cosa che si può stimare non è il cedimento ~~assoluto~~ relativo ma il cedimento assoluto.

Si sono dunque studiati casi reali, in cui si è valutata la correlazione tra massimo cedimento misurato in un edificio e la massima rotazione realizzata all'interno della struttura.

Da qui si hanno più casi, a seconda della NATURA DEL TERRENO (coerente / incoerente) e della FONDAZIONE (isolata / fondazioni vincolate tra loro)

$$\text{SABBIE} \quad S_{\max} = \begin{cases} 15000 \beta_{\max} \text{ [mm]} & \text{fondazione isolata} \\ 18000 \beta_{\max} \text{ [mm]} & \text{fondazioni vincolate} \end{cases}$$

$$\text{MATERIALI COESIVI} \quad S_{\max} = \begin{cases} 30000 \beta_{\max} \text{ [mm]} & \text{fondazione isolata} \\ 35000 \beta_{\max} \text{ [mm]} & \text{fondazioni vincolate} \end{cases} \quad \rightarrow \text{più tolleranza}$$

Imponendo il valore più piccolo di β

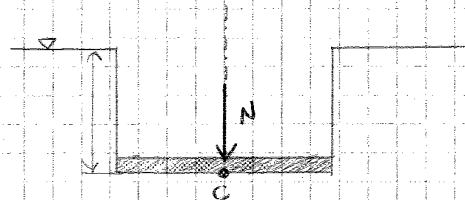
$$\beta = \frac{1}{500} \quad \rightarrow \text{x fessure}$$

si ottiene

Metodi di stima dei cedimenti assoluti

I TERRENI COESIVI: metodo mono dimensionale di Terzaghi

Esso è un metodo teorico molto usato x le argille.



Si consideri una fondazione approfondita rispetto al P.C., soggetta a un carico verticale N (si lavora allo SLE).

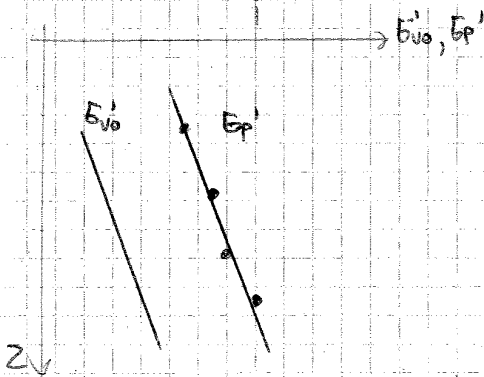
Innanzitutto, bisogna avere informazioni su

→ PROFILO STRATIGRAFICO e FALDA, x valutare le tensioni geostatiche (stato iniziale)

→ PROFILO DELLE TENSIONI GEOSERVAMENTO (o OCE):

il profilo dell'essere valutato nel volume di terreno coinvolto nel cedimento (a seconda della stratigrafia), nel quale si preleva un campione indisturbato. In genere, si fa un sondaggio a una profondità di $1 \div 1,5 B$, poi si interpretano i dati, ricordandosi che il profilo di E_p riflette la storia di consolidazione e geologica del terreno. In base a ciò, se ci sono pochi punti, si hanno delle indicazioni x il profilo di progetto

↓ in questo caso, c'è stato uno scarico tensionale x tutta la profondità



La fondazione trasmette un carico medio lordo al piano di fondazione e

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

e si valuta il CEDIMENTO RISPETTO AL BARICENTRO C DELLA FONDAZIONE.

↓ x questo motivo, si valuta solo la componente normale e si ignora l'eccentricità perché questa genera un momento che dà luogo a una rotazione rigida della fondazione. Questa, in campo elastico, si somma al moto rigido medio senza alterarla, x cui in C il cedimento è lo stesso. Tra l'altro, il concetto di base ridotta in esercizio non ha senso.

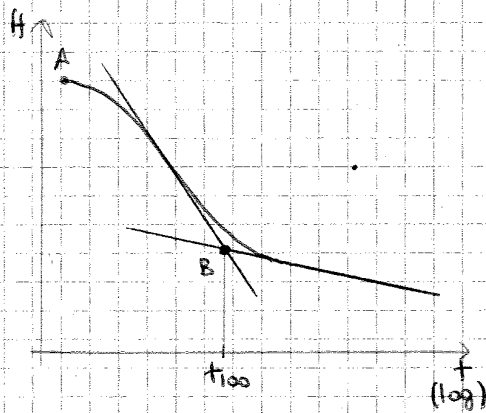
Prima dello scavo, il punto C e i punti sotto erano soggetti a una tensione E_{vo} . Nello scavo, si rimuove una porzione di terreno e si scaricano tutti i punti di una certa aliquota.

Nella costruzione, il carico q cresce fino al valore E_{vo} (raggiunto quando $N = W$):

in ambito elastico, il rigonfiamento dello scavo è recuperato nella fase di recupero e dunque, quando $q = E_{vo}$, si ha

$$\text{Scarico} \sim \text{Scarico}$$

Quasi tutti i metodi trascurano questi cedimenti, perché piccoli.



In genere, la prova a incremento di carico prevede di caricare la macchina con un incremento progressivo secondo una progressione geometrica dove ogni volta si raddoppia il carico.
 In ogni gradino di carico, si registra la deformazione subito dal campione nel tempo a un certo intervallo di tempo. Il gradino di carico è lasciato a 24h e ciascuno produce una curva deformazione-tempo con forma a S.
 L'intercetta tra ramo viscoso e tangente alla curva nel punto di flesso corrisponde al TEMPO DI FINE CONSOLIDAZIONE

t_{100}

Noti il tempo t_{100} e il gradino di carico, si può ricavare il coefficiente di consolidazione C_v , che lega i parametri meccanici (deformabilità) con la permeabilità

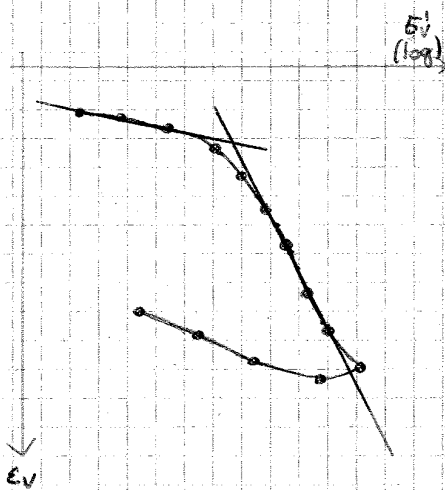
⇒ con la prova edometrica si può stimare la PERMEABILITÀ dell'argilla

Dopo che, ogni gradino di carico è riportato in un diagramma con

→ asse x = σ_v' in scala logaritmica (così i gradini, essendo in progressione geometrica, sono equidistanti)

→ asse y = deformazione verticale ϵ_v a fine consolidazione, cioè al tempo t_{100} (così non si considerano fenomeni viscosi)

è la somma della deformazione da A a B



I punti ottenuti sono equidistanti e, al massimo valore dell'apparecchio, si procede con lo scarico del materiale.

Da qui, interpolando i punti, si ottiene la CURVA DI PROGETTO:

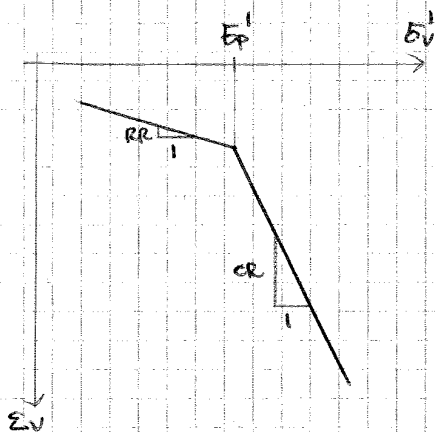
se la prova e il campione hanno buona qualità, in scala logaritmica, il campione manifesta

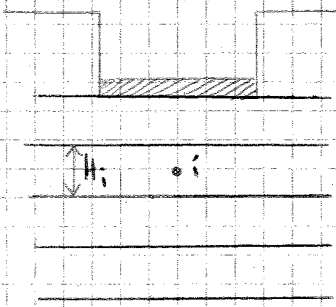
→ nella fase di carica, 2 rette con un punto di ginocchio, che rappresenta il PUNTO DI SUPERVACUUM o (passaggio da elasticità a plasticità) e cioè la tensione di preconsolidazione.

→ nello scarico, ci si muove in campo elastico e la pendenza è simile al tratto di ricompressione, poiché il materiale ha già sperimentato tensioni maggiori.

Le pendenze dipendono solo dal materiale e non dalla storia tensionale. Allora è chiaro che, sperimentando un materiale, le informazioni più importanti sono

- rapporto di ricompressione RR
 - rapporto di compressione RC
 - tensione di preconsolidazione
- } pendenze dei rami linearizzati
 (gli indici C_c e C_e sono definiti nel piano $\sigma_v' - \epsilon$)





Il calcolo del cedimento è fatto mediante una discretizzazione del volume di interesse o fino alla profondità di $1 \pm 2B$, se si è a grande profondità.

Si assume che gli strati siano di spessore costante H_i , in assenza di particolari vincoli, e devono essere in buon numero, cioè né pochi né troppi (x via della precisione dei parametri). In ciascuno di esso si considera il punto di mezzaria e le sue proprietà vengono estese all'intero strato, cioè $\sigma_i, \Delta \sigma_i, \alpha \sigma_i$ e ε_i sono valide x l'intero strato.

Da qui si ottiene l'incremento di cedimento dovuto all' i -esimo strato.

$$\Delta H_i = H_i \varepsilon_{v,i} = H_i \left[R R \log_{10} \left(\frac{\sigma_{p,i}}{\sigma_{v_0}} \right) + C R \log_{10} \left(\frac{\sigma_{v,fin}}{\sigma_{v_0}} \right) \right]$$

Il cedimento al punto c posto al centro del piano di posa, è dato dalla somma dei cedimenti degli strati sottostanti e si indica come cedimento edometrico S_c .

$$S_c = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Come si pone il cedimento edometrico rispetto a quello reale?

In genere, il cedimento edometrico coincide con il cedimento di consolidazione.

In particolare, nelle argille tenere il cedimento S_c è quello dominante, poiché il cedimento istantaneo x la deformazione di taglio è piccola.

$$S_i \approx 0,1 S_c \Rightarrow S_t \approx 1,1 S_c$$

Nelle argille consistenti, si nota che

$$\frac{1}{3} \leq \frac{S_i}{S_t} \leq \frac{2}{3} \quad \text{e} \quad S_{ef} \approx S_t \rightarrow \text{si coinvolge poco il ramo plastico e il cedimento è più piccolo.}$$

Si può poi calcolare il cedimento totale ma la stima è più incerta perché dipende dal tempo in cui avviene consolidazione, funzione del coefficiente di consolidazione C_v e permeabilità μ .

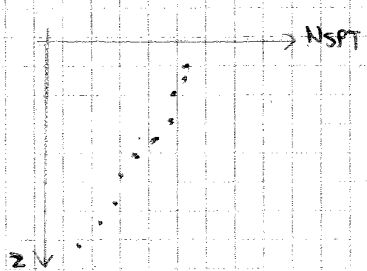
In genere, nelle argille tenere, dove Δu è alto e μ è bassa, il tempo di consolidazione dura 2-3 anni.

Poi inizia il cedimento secondario, che assume andamento lineare in scala logaritmica. Così, nell'ambito della vita utile, di fatto avviene solo un ciclo logaritmico di deformazione che non incide sulla deformazione totale.

\Rightarrow in materiali a bassa permeabilità, il cedimento secondario è un'aliquota piccola rispetto al cedimento di consolidazione, poiché il I ciclo di deformazione secondaria va oltre la vita utile della struttura.

Invece, questo è importante nelle sabbie perché il cedimento totale è contemporaneo all'applicazione del carico e poi, in breve tempo, il cedimento subisce più cicli di deformazione viscosa, che diventa grande.

→ PROFILO N_{SPT} DECRESCENTE



Esistono depositi sabbiosi dove la densità relativa diminuisce con la profondità e il profilo di rigidezza è invertito. Così gli strati superficiali sono più compatti e quelli profondi sono più sciolti. Di conseguenza, la zona di influenza è più estesa perché gli strati profondi contribuiscono al cedimento.

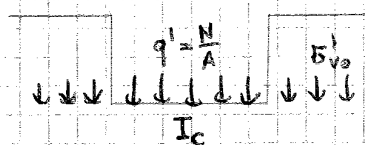
$$Z_i = 2B$$

Entro quella profondità si valutano i parametri di deformabilità, espressi mediante l'indice di compressibilità I_c , che dà la deformabilità ed è ricavato sperimentalmente mediante una correlazione con il profilo di N_{SPT} con la profondità:

una volta stimato Z_i , dal profilo della prova SPT si definisce un parametro medio di consistenza cercando di correlarlo con il valore medio N_{AV} di N_{SPT} in quello strato. ovviamente, si lavora sul profilo di progetto (che bisogna stimare dai punti sperimentali).

In sabbie NC, l'indice di compressibilità I_c vale

$$I_c = \frac{1,71}{N_{AV}^{1,4}}$$



Da qui, si può passare al problema al finito dove fondazione e terreno sopra il piano di posa sono rappresentati dai relativi carichi. Il terreno sottostante, invece, è rappresentato dall'indice I_c .

In presenza di fondazioni quadrate ^{B=L} approfondite che poggiano su depositi sabbiosi NC, il cedimento immediato successivo all'applicazione del carico vale

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} I_c = \left(q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) B^{0,7} I_c$$

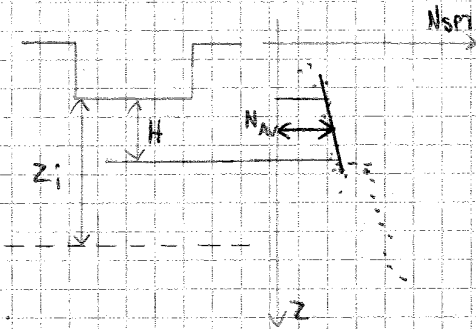
Si nota che compare il contributo $q' - \sigma'_{v0}$ e cioè di quanto il carico va da 0 a σ'_{v0} . In tal caso, il materiale è OC e la cedevolezza è minore, con valore $I_c/3$.

⇒ il metodo considera anche il CEDIMENTO DI RICARICO

→ f_H = fattore di correzione per stratigrafie particolari ($f_H < 1$)

$$f_H = \frac{H}{Z_i} \left(2 - \frac{H}{Z_i} \right)$$

È noto che si possono avere situazioni stratigrafiche con un cambio netto di strati e rigidezze e il cambio è meno evidente, poiché la pezzatura è la stessa ma c'è comunque più addensamento.
In genere, N_{SPT} ha un salto e c'è un forte contrasto di rigidità.



A volte Z_i supera lo strato deformabile e si spinge in uno strato più compatto, ossia lo strato che contribuisce maggiormente al cedimento ha spessore $H < Z_i$.
Si sa però che il responsabile del grosso dei cedimenti è H , a cui il valore I_c è valutato solo a quello strato e non si considera la rigidità dello strato più basso.

In particolare, lo si modella come uno strato deformabile di spessore H mitato che poggia su un letto rigido e il valore N_{Av} è mediato non più su Z_i ma solo su H .

Mettere però solo I_c , si otterrebbe un cedimento maggiore perché in teoria si attribuisce I_c a tutto Z_i .
In realtà, lo spessore è più modesto e dipende da H e ciò è considerato nel fattore $f_H < 1$.

PROPRIETÀ

→ la relazione B & B tiene conto della relazione di Terzaghi-Peck, a cui in sabbie fini e limose sotto la falda, e il rischio di un contributo eccessivo di A_w , si tiene

$$N_c = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2} \quad \text{se } N_{SPT} > 15$$

→ in SABBIE OC in genere si assume comportamento NC, non potendo valutare la storia tensionale.
È possibile però attribuire un comportamento OC in base a

→ osservazioni geologiche

→ stratigrafia: se la sabbia è tra 2 argille OC, si può dedurre a analogia la storia tensionale.

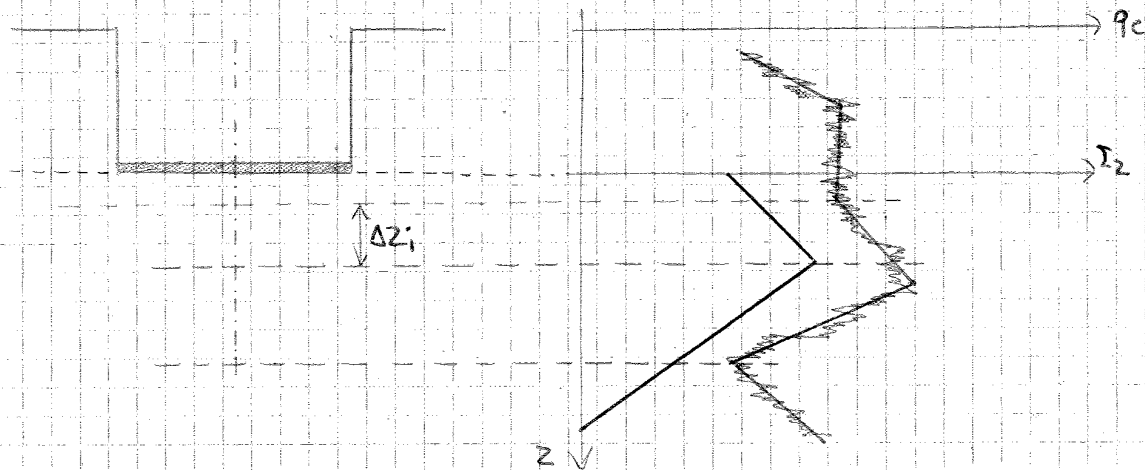
In tal caso la stima dei cedimenti è fatta non usando E_{vo} ma E_p' ed è chiaro che il valore sarà minore rispetto a sabbie NC.
In particolare, a sabbie OC si può scrivere

$$s = \begin{cases} \left(q' - \frac{2}{3} E_{vo}' \right) B^{0.7} \frac{I_c}{3} & \text{se } q' \leq E_p' \quad \rightarrow \text{fase di ricarica} \\ \left(q' - \frac{2}{3} E_p' \right) B^{0.7} I_c & \text{se } q' \geq E_p' \end{cases}$$

II Metodo di Schmertmann

Esso è un metodo che si usa in presenza di prove CPT ed è un metodo cautelativo (non esatto) che stima il solo CEDIMENTO DI CARICO NETTO e non quello di ricarico.
Dunque si considera il contributo

$$\Delta q = q_N = q' - 5v_0'$$



Data la fondazione, la base è un approccio teorico:

si assume che la deformazione ϵ_z lungo la verticale baricentrica abbia un andamento teorico stimato con il metodo elastico, come

$$\epsilon_z = \frac{\Delta q}{E_z} I_z$$

I_z = coefficiente di influenza, che tiene conto del contributo della forma della fondazione nella deformazione

E_z = modulo di Young calcolato a quota z .
Il metodo, infatti, tiene conto del fatto che il terreno non è omogeneo e che il modulo varia punto x punto.
Il valore è dedotto in base ai valori ricavati nella prova CPT.

Si sa allora che il cedimento totale nel punto centrale della fondazione vale

$$s = \int \epsilon_z dz$$

Nella pratica, si discretizza tenendo conto che I_z ha un andamento con origine posta in corrispondenza del piano di posa ed è simile a una bilatera.
Il suo andamento determina la PROFONDITÀ D'INFLUENZA della fondazione, poiché quando s'annulla si ha ϵ_z nulla.

D'altra parte, si ricava l'involuppo del profilo della CPT, esteso fino alla profondità di interesse.

L'espressione generale si scrive come

$$S' = C_1 C_2 S$$

C_1 = fattore di correzione per l'approfondimento del piano di posa (fondazione non superficiale), compreso tra 0,5 e 1

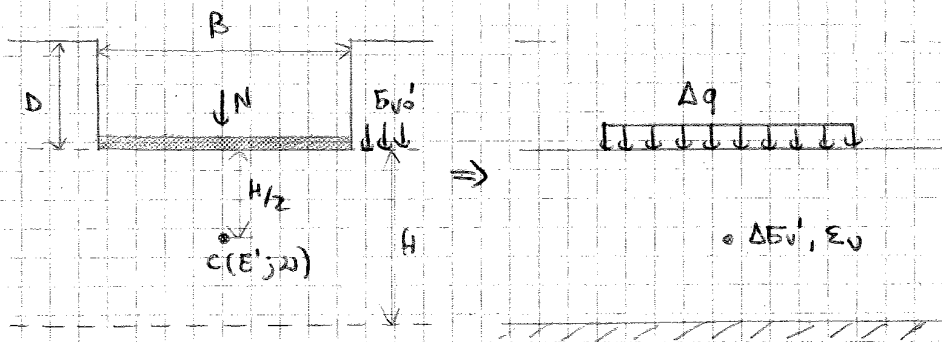
$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \rightarrow \text{rapporto tensioni geostatiche - carico netto applicato}$$

C_2 = fattore di correzione per cedimenti secondari, poiché il modello valuta solo il cedimento immediato dopo la costruzione.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log_{10} \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad [t] = \text{anni}$$

III Metodo di Berardi e Lancellotta

Esso si basa sia su aspetti teorici dell'elasticità sia sul comportamento non lineare e cioè i fenomeni che influenzano la rigidità del deposito sabbioso. Questo modello è tarato sui casi di B & B e su altri casi.



Si considera uno strato deformabile che è responsabile del cedimento e che ha profondità $H = B$ (è maggiorata rispetto a B & B).

Si immagina poi che tale strato sia posto su un substrato rigido, poiché non si considera la deformazione lì sotto. Nello strato deformabile poi si stima un unico valore medio di modulo E e coefficiente ν (che ha un piccolo coefficiente di variazione in condizioni drenate) e non uno \times ogni punto.

Nuovamente, si applica allo strato deformabile il CARICO NETTO (che rappresenta la fondazione) e si vuole valutare l'incremento $\Delta \epsilon_v'$ e la deformazione nel solo punto di mezzzeria (è un valore medio).

Poi si integra su tutto lo strato.

→ E = modulo di elasticità

I parametri che influenzano la non linearità del terreno sono

- 1) STATO DI ADDESSAMENTO INIZIALE, sintetizzato in D_r
 - 2) LIVELLO TENSIONALE MEDIO, che descrive il livello tensionale in cui ci si muove e influenza i parametri di rigidità del terreno
 - 3) LIVELLO DEFORMATIVO che se aumenta, abbassa la rigidità (v. curva di decadimento del modulo).
- 2) Per interpretare i casi reali, si è tenuto conto di tutti questi aspetti, anche se si ragiona oggi con il livello tensionale medio, attraverso la formula di Janbu

$$E' = k_E p_a \left(\frac{\bar{\sigma}_v'}{p_a} \right)^{0,5}$$

Si nota che il modulo attuale è espresso mediante il NUMERO DEL MODULO k_E , adimensionale perché la dimensione di E' è data dalla pressione atmosferica (circa 100 kPa), che serve a normalizzare

Si nota che il modulo aumenta al crescere del livello tensionale perché aumenta il confinamento del materiale e la rigidità. Inoltre, il legame è non lineare perché c'è proporzionalità alla radice della tensione (adimensionalizzata rispetto a p_{atm}).

In questo caso, la tensione media è data dal moto da σ_{v0}' a $\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v'$ e corrisponde a metà tragitto

$$\bar{\sigma}_v' = \sigma_{v0}' + \frac{\Delta\sigma_v'}{2}$$

3) Un aspetto importante è il livello deformativo medio.

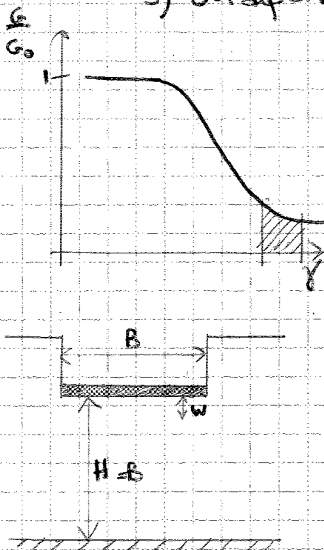
In fatti, si sa che c'è una decadenza del modulo di rigidità e, in genere, nei casi reali

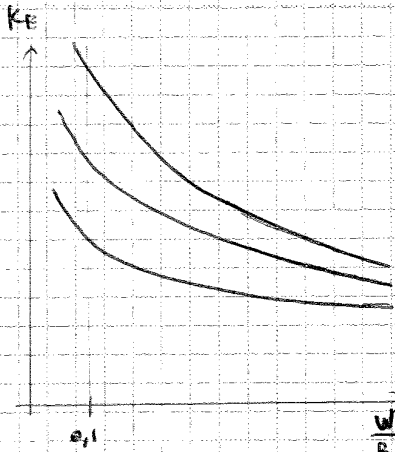
$$\gamma = 0 (10^{-3})$$

Visto che si sta valutando un parametro medio, la deformazione media w la strato non è altro che il cedimento subito dalla fondazione rispetto allo spessore iniziale H .

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{w}{H} = \frac{w}{B}$$

Si come $H = B$, il livello di deformazione media corrisponde al CEDIMENTO RELATIVO, cioè il rapporto cedimento - larghezza della fondazione.





Dato il cedimento iniziale w (si ignora la viscosità) alla fine dell'applicazione del carico, si deduce il cedimento relativo e da qui il livello deformativo medio.

Da qui, in funzione di questo valore, si sono ricavate su scala sperimentale in vera grandezza (casi reali) delle curve di decadimento del modulo. Per normalizzarle e avere un'unica equazione, si è scelto un unico livello deformativo di riferimento e dunque un unico modulo di riferimento.

$$E'_{0,1} = E' \left(\frac{w}{B} = 0,1\% \right)$$

Da qui si ricava l'espressione del modulo elastico in termini di deformazione media.

$\frac{w}{B} [\%]$
 \downarrow
 in genere tra 0,1 e 0,4%

$$\frac{E'}{E'_{0,1}} = 0,008 \left(\frac{w}{B} \right)^{-0,7}$$

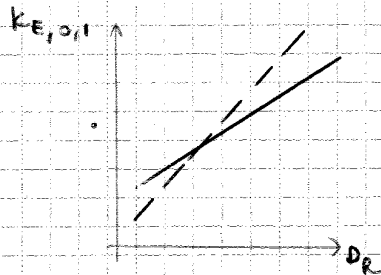
→ esponenziale negativo

1) ora si tiene conto dell'addensamento iniziale D_R .

A differenza di B & B , non ci si è limitati a una relazione empirica dalle prove SPT, ma si è cercata una correlazione con i parametri meccanici, in particolare con l'addensamento D_R iniziale. Si usa infatti la formula di Skempton

$$D_R = \sqrt{\frac{N_1}{60}}, \quad N_1 = C_N N_{SPT}$$

Così si ottengono dei valori a diverse profondità e si fa la media. Da qui si riporta il risultato in un diagramma $D_R - KE_{0,1}$, che è il numero del modulo di riferimento della deformazione convenzionale. Questo valore, moltiplicato $\times p_{atm}$, fornisce il valore del modulo stimato alla pressione atmosferica a $\bar{\epsilon}_z = 0,1\%$.



Il diagramma presenta due curve

→ curva continua, riferita a uno spessore di interesse $H=B$

→ curva discontinua

NORME TECNICHE DELLE COSTRUZIONI

Verifiche di sicurezza

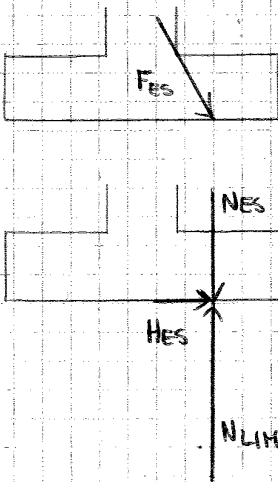
1. Approccio classico:

esso prevede di fare una valutazione della sicurezza mediante fattore globale di sicurezza.

In una verifica di sicurezza, innanzitutto, si individua un MECCANISMO DI COLLASSO che, in questo caso, rientra nella categoria geotecnica (GEO)

→ rottura del terreno x capacità portante

→ slittamento



Preliminarmente, si fa un'ANALISI DELLE AZIONI, che sono azioni prescritte dalla norma e sono raramente valutate in modo direttamente.

Questi sono carichi che arrivano alla fondazioni e sono dette azioni d'esercizio = azioni prescritte che la struttura può sperimentare nella vita utile di progetto.

Queste azioni sono scomposte e si valuta la resistenza del sistema, cioè la resistenza del terreno:

nella capacità portante, la grandezza stimata è la forza N_{LIH} e la norma prevede di coprire le incertezze di calcolo e di garantire un margine di sicurezza distanziando il valore di rottura e il valore prescritto di una quantità maggiore di un valore, detto Fattore di sicurezza FS

$$FS = \frac{N_{LIH}}{N_{ES}} \geq FS_{LIH} \quad (\text{qui } FS_{LIH} = 3)$$

Nello scorrimento, il principio è analogo e si ha un diverso fattore di sicurezza

$$FS = \frac{H_{LIH}}{H_{ES}} \geq FS_{LIH} = 1,5$$

↓
valore di base x le incertezze in gioco e le conseguenze dell'evento

Nunquie in questo approccio si impone un rapporto tra grandezze e queste sono valutate in modo deterministico, cioè resistenze e azioni sono valori fissi e certi.

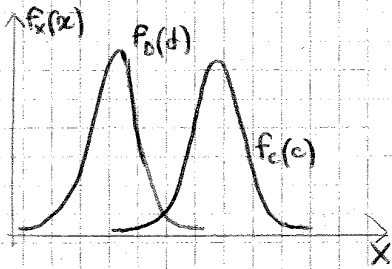
Per questo si parla di approccio deterministico, poiché non c'è margine di incertezza su quei valori e ciò, dal punto di vista teorico, non permette di stimare la PROBABILITÀ DI ROTTURA.

Infatti, anche se i valori sono lontani, la probabilità di rottura non è mai nulla e la rottura può accadere sempre, ma non si può stimarla.

In questo approccio, si assume che tutte le grandezze siano aleatorie:

si nota che ora l'informazione è più complessa perché la grandezza è caratterizzata anche dalla conoscenza della pdf.

Assumendo di disporre di quelle curve x tutte le grandezze, con le leggi della statistica si possono combinarle x definire i parametri d'interesse e fare la verifica.



Nel caso della capacità portante, c'è una serie di variabili aleatorie che riguardano il calcolo delle azioni. Queste vengono combinate statisticamente e si ottiene l'azione globale nella fanfazione, detta domanda D, con la sua pdf.

Dall'altra ci sono le variabili aleatorie x il terreno, la cui combinazione dà la capacità C (o resistenza), con la sua pdf.

Dalle curve, si nota innanzitutto che, nei valori medi

$$C > D$$

e $FS > 1$ in media ma ciò non basta x definire la rottura. Anche le curve si sovrappongono, infatti, esistono dei punti dove

$$C \leq D$$

Questo rappresenta la condizione di collasso.

In base a ciò, si può associare al fattore di sicurezza (distanza media) una probabilità di rottura, che vale

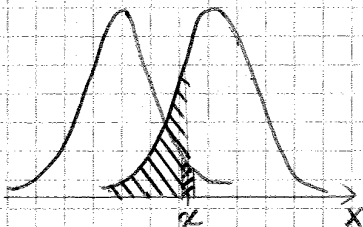
$$PF = P(C \leq D)$$

A questo punto, l'approccio statistico prevede di valutare la sicurezza con 3 metodi

→ metodo L3:

è il metodo statistico x eccellenza e vale bene x ogni pdf.

Per calcolare analiticamente la probabilità di rottura, si assumono **GRANDEZZE INDIPENDENTI**.



Da qui si può calcolare la probabilità combinata, x la quale fissato un certo valore x, la domanda D assume quel valore e la capacità C assume un valore minore, in contemporanea

$$P(x \leq D \leq x + dx) = f_D(x) dx$$

$$P(C \leq x) = \int_{-\infty}^x f_C(u) du = F_C(x)$$

$$\Rightarrow P((x \leq D \leq x + dx) \cap (C \leq x)) = f_D(x) F_C(x) dx$$

Da qui il calcolo procede in modo deterministico e non si ha più un metodo statistico:

si fa semplicemente un confronto tra i valori di progetto e l'unica informazione è se la verifica è soddisfatta o no

$$E_d \leq R_d \quad \text{Disuguaglianza fondamentale}$$

Svantaggio: se la disuguaglianza è soddisfatta (cosa necessaria x norma), ciò significa solo che si è rispettato il margine di sicurezza, come con FS. Prima però si sapeva la distanza rispetto alla rottura teorica perché, x

$$FS = 1$$

si sapeva che c'era collasso e la distanza era utile. Ora invece, si sa il margine di sicurezza ma non la distanza, poiché si sono applicati i γ_f a monte.

+

anche quando la verifica è soddisfatta, non ci sono elementi di calcolo probabilistico in senso stretto, ossia non si riesce ad associare alla verifica la probabilità di rottura.

⇒ l'unica differenza è la **VARIAZIONE NELLA MODALITÀ D'APPLICAZIONE DEL FATTORE DI SICUREZZA** (prima $FS = R_k/E_k$) e ciò ha provocato la perdita di informazioni e semplicità operativa.

3 Parametri del terreno:

essi sono indicati con X e si parte dal valore caratteristico, posto al FRATILE 5%, se si ha la pdf.

Il problema è che in materiali artificiali si possono confezionare allo stesso modo tanti provini e ottenere la pdf dei parametri di resistenza, da cui si ottiene il valore caratteristico.

Nei terreni però la stima dei parametri è un punto delicato perché non si può scegliere automaticamente il valore, visto che si lavora sull'ammasso.

se ci sono tanti campioni uniformi, il valore non può essere usato direttamente dal volume del campione al volume dell'ammasso

⇒ c'è SOGGETTIVITÀ

Da qui nasce un problema sulla scelta del valore caratteristico X_{ki} , finché non si è deciso che

X_{ki} = stima cautelativa del valore del parametro di terreno in relazione allo stato limite considerato

Di fatto, X_{ki} coincide con il valore di progetto passato.

In seguito si applica il fattore parziale γ_{M} (coefficiente applicato ai parametri del materiale) ed è usato x riduce al valore di progetto.

$$X_{di} = \frac{X_{ki}}{\gamma_{M_i}}$$

4 In base alle considerazioni fatte, si possono dedurre i valori di progetto delle quantità direttamente coinvolte nella verifica con metodo LR.

→ effetto delle azioni E :

il valore di progetto corrisponde all'effetto legato ad azioni, materiali e geometria.

$$E_d = E \left(\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right)$$

In geotecnica esistono situazioni dove l'effetto di progetto si calcola mediante l'introduzione del valore caratteristico moltiplicando l'effetto complessivo, che poi è moltiplicato x un coefficiente di sicurezza a valle.

$$E_d = \gamma_E E \left(F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right)$$

Queste sono 2 procedure diverse.

→ resistenze R :

nella geotecnica, bisogna valutare la resistenza a partire dai valori di progetto (come nelle strutture) ma poi lo si divide x un coefficiente di sicurezza globale finale a valle dell'operazione.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right)$$

In Italia, si usa 2 DA (che le verifiche devono soddisfare)

DA I Esso si compone di 2 verifiche e 2 combinazioni

$$\begin{cases} A1 + M1 + R1 \\ A2 + M2 + R2 \end{cases} \begin{array}{l} \rightarrow \text{legata alla geotecnica e più sfavorevole} \\ \rightarrow \text{valido più x verifiche strutturali} \end{array}$$

I codici A1, M1, etc. servono per indicare la posizione dei fattori γ di interesse nelle tabelle.

DA II Esso presenta una sola combinazione

$$A1 + M1 + R3$$

AZIONI : x ogni azione si distingue se l'azione è a favore o a sfavore di sicurezza

→ se favorevoli, le azioni permanenti strutturali sono poste a 1 (cambiano poco) e le azioni variabili a 0 (si trascurano)

→ se sfavorevoli, si amplificano di poco i carichi permanenti e del 30-50% i carichi variabili.

		γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)	UPL	HYD
Carichi permanenti G_1	Pro	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0	0,9	0,9
	Contro		1,1	1,3	1,0	1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali G_2	Pro	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Contro		1,5	1,5	1,3	1,5	1,5
Carichi variabili Q	Pro	γ_Q	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Contro		1,5	1,5	1,3	1,5	1,5

↓
 unico caso dove G_1 è ridotto se favorevole

↓
 in GEO si amplifica Q solo al 30%

DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI

Aspetti generali

1 Ora ci si focalizza sugli aspetti strutturali ma le strutture di fondazione hanno una peculiarità rispetto alle strutture in cemento armato:

nelle strutture in elevato si cerca di sfruttare la resistenza del materiale e si spingano al massimo le proprietà. In tal modo, si può studiarle con la teoria di De Saint Venant poiché c'è indipendenza dai carichi posti a una certa distanza dalla sezione di interesse.

Le fondazioni invece sono strutture in cemento armato il cui compito fondamentale è trasmettere un carico concentrato e diffonderlo in una pressione di contatto di pochi kPa (si riduce il valore di 2 ordini di grandezza rispetto alle strutture in elevato). Perché ciò avvenga, il requisito base non è solo la resistenza ma la rigidità.

il dimensionamento si basa su BASSI RAPPORTI DI SNELEZZA, in modo da avere strutture molto tozze.

Inoltre, a differenza delle strutture in elevazione, il PESO PROPRIO HA PICCOLO RUOLO, cioè le fondazioni possono essere da sole molto pesanti ma comunque non danno sollecitazioni. Nelle strutture in elevazione, infatti, nascono sollecitazioni quando si scacciano mentre qui la cassaforma che sostiene la fondazione è il terreno:

quando si getta, il calcestruzzo con il proprio peso provoca una piccola deformazione del terreno ma, essendo fluido, il calcestruzzo riesce a seguire la conformazione del terreno. Quando poi indurisce, non si toglie il terreno sotto (solo ai lati) e così nel disarmo la fondazione si trova in condizioni di sollecitazione nulla, fintanto che non si applica il carico.

Visto che il peso proprio non ha ruolo e non conta la resistenza ma la rigidità tutte le opere di fondazione superficiale sono realizzate non con materiali prestazionali ma con CALCESTRUZZI ORDINARI (C20-C25-C30).

Inoltre, si sa che il calcestruzzo è un materiale unilatero, che lavora a compressione mentre ha una piccola resistenza a trazione che però è traburrata in genere perché piccola a fronte della compressione e incerta. Inoltre le sollecitazioni a trazione sono affidate all'armatura principale (quella necessaria alla resistenza della sezione). Ci sono poi le armature secondarie, non legate alla resistenza e non strutturali, ma che servono a la resistenza a taglio e fessure e sono date secondo prescrizioni costruttive.

In questo caso, però, le classi di lavoro sono contenute e infatti spesso si fa resistere la struttura a trazione giocando sul fatto che le strutture tozze abbiano un comportamento tridimensionale e, di tanto una certa resistenza a trazione, resistano a taglio senza specifiche armature.

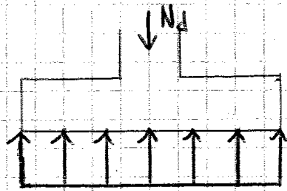
Si fa ciò a evitare FESSURAZIONI:

nelle strutture in elevazione, si sfruttano le proprietà al massimo e nascono fessure, che però si sviluppano in ambienti protetti con coperture e intonaco.

Le fondazioni invece si trovano nel terreno, che è un ambiente ostile a il calcestruzzo a via dell'umidità, dei sali, etc. che possono corrodere velocemente l'armatura e che intanto non si può proteggere.

Per modellizzare il terreno, innanzitutto, visto che le azioni sono amplificate del 30%, il terreno è trattato come se fosse in esercizio con un modello legato all'elasticità, anche se la verifica è SLU

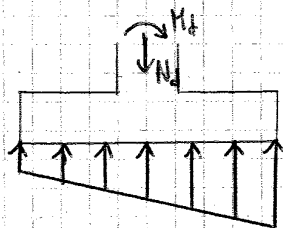
↓ SLU STR, non SLU GEO



In generale, x il terreno, si dice che esiste una distribuzione σ'_d di contatto, costante se il carico è centrato.

Il modello che si usa x il terreno non è più quello della capacità portante ma si è in condizioni distanti dalla rottura del terreno, poiché il terreno è in condizioni d'esercizio.

Ciò si evidenzia quando, a N_d , si accompagna M_d , poiché la reazione non è più costante ma si ottiene una distribuzione lineare, in base alla posizione rispetto al nocciolo centrale d'inerzia.



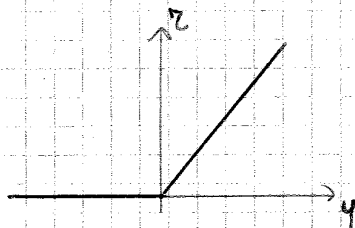
In questo modello, si assume un plinto infinitamente rigido e dunque, x trovare l'equilibrio, ha una rototraslazione e la reazione è proporzionale all'abbassamento

$$z = ky$$

Così il terreno è simile a una molla e sembra che si stia usando lo stesso modello costitutivo di Winkler.

In realtà, questa molla è una MOLLA UNILATERA, che ha andamento lineare se lo spostamento y è di compressione.

Se il cedimento è invece di sollevamento, il materiale non resiste a trazione e z si annulla



⇒ l'evoluzione è una LEGGE BILATERA

Così, anche se la relazione è lineare, il mezzo non è lineare x il diverso comportamento a trazione / compressione:

due il plinto tende a sollevarsi, non nasce reazione nel terreno → è un semplice appoggio

Di conseguenza se si è in regime di pressoflessione, occorre parzializzare la sezione e non ci si limita a togliere la parte tesa, poiché bisogna avere comunque equilibrio.

Inoltre, non avendo un modello lineare, un aspetto importante è che non è possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti, cioè non si può fare l'analisi separata e sommare ma si studia subito la situazione finale.

Calcolo della reazione del terreno

1. Per poter fare un calcolo semplificato, si usa la legge costitutiva della reazione del terreno di tipo bilatero (reazione a compressione)

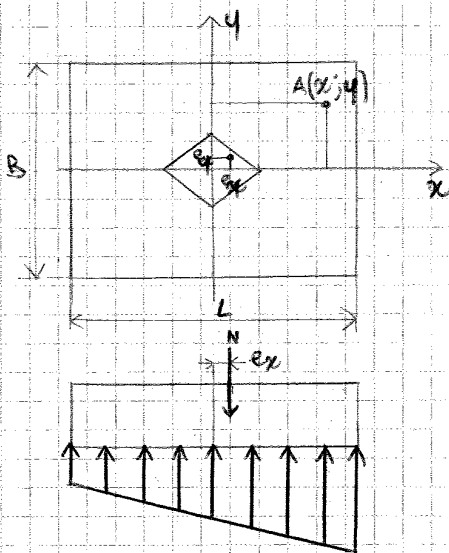
+

si assume che la struttura sia infinitamente rigida, a cui il cedimento subito dal terreno è sempre lineare.

↓ come nelle travi, dove si assumono sezioni piane

Inoltre si vede la base della fondazione come la sezione di una trave rettangolare soggetta al carico N (H è ignorato poiché non dà sollecitazioni in fondazione - influenza solo la CP) e da qui si ricava punto a punto la distribuzione sotto.

2. Reazione in presenza di carichi applicati nel nocciolo centrale d'inerzia



Si assume una forma tale che la forza N cada nel nocciolo centrale d'inerzia riferito alla sezione d'appoggio, a evitare parzializzazione e un'eccessiva rotazione

↓ basta che il carico predominante sia centrato

In tal caso, tutta la fondazione è reagente a compressione.

Detti x e y gli assi centrali d'inerzia e noti i momenti d'inerzia

$$J_y = \frac{BL^3}{12} \quad J_x = \frac{B^3L}{12}$$

la formula della pressoflessione dà la tensione in ogni punto

$$\sigma_T(x, y) = \frac{N}{BL} + \frac{Nex}{J_y} x + \frac{Ney}{J_x} y$$

↓ sforzo normale medio

Essendo l'andamento lineare, si valuta la tensione ai punti estremi degli spigoli

$$\sigma_T = \frac{N}{BL} \pm \frac{6Nex}{BL^2} \pm \frac{6Ney}{B^2L}$$

Se però si vuole calcolare la sollecitazione all'interno del plinto e si adotta lo schema a 2 mensole, si ignora l'effetto profondità in direzione e ortogonale al piano del plinto e si integra lungo y , ottenendo un carico lineare che esprime la tensione del terreno integrata lungo B

$$q_T(x) = \frac{N}{L} + \frac{12Nex}{L^3} x$$

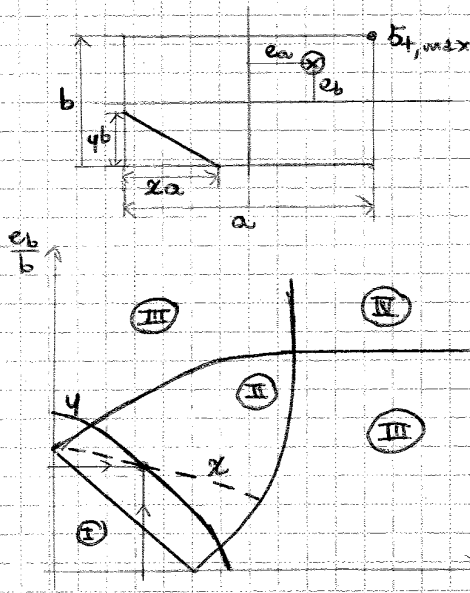
Novamente, si considerano i valori estremi

$$q_{T, \min/\max} = \frac{N}{L} \mp \frac{6Nex}{L^2}$$

DOPPIA ECCENTRICITÀ DEL CARICO

Se il carico ha doppia eccentricità ed è fuori dal nocciolo centrale d'inertia, il problema è più complesso perché a tentativi bisogna trovare la posizione dell'asse neutro in modo che l'area resistente abbia un nocciolo d'inertia il cui spigolo coincida con la risultante.

In presenza di FONDAMENTI RETTANGOLARI, però, si può valutare la tensione al contatto attraverso l'abaco di Teng.



Sugli assi ci sono le eccentricità del carico rapportate ai rispettivi lati, con un rapporto che va da 0 a 0,5, corrispondente al limite del plinto. In questo senso, si può vedere il diagramma come 1/4 di fondazione normalizzata rispetto ai lati.

In esso sono presenti più zone

- Ⓘ Coincide con il nocciolo centrale d'inertia di una fondazione rettangolare (non interessa perché lì si usa la formula della pressoflessione)
- ⓓ È la zona con forte eccentricità, che però è rara e si lega a cattiva progettazione
- Ⓜ È la parte più importante, dove l'eccentricità arriva a 0,25, a cui l'asse neutro taglia 2 lati e c'è ancora un'alta area resistente.

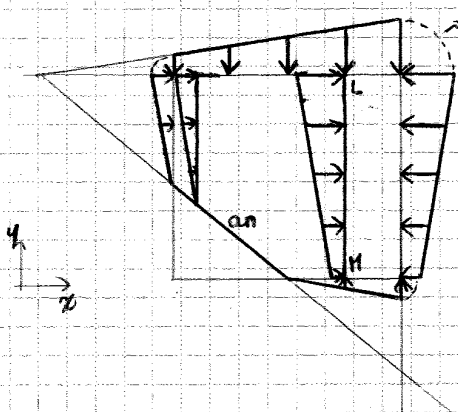
Sono noti i lati e le eccentricità, a cui si entra nel diagramma e si trova il punto corrispondente. Per tale punto passano 3 curve

- Ⓚ Essa fornisce quanto vale la tensione massima nel punto più compresso (quello più lontano dall'asse neutro), ottenuta moltiplicando il valore \times la tensione media \times carico centrato.

$$E_{t, \max} = k \frac{N}{ab}$$

- Ⓝ, Ⓞ Esse sono le posizioni lungo i lati a e b dell'asse neutro, espresse come frazioni di a e b . Ⓝ è la curva suborizzontale; Ⓞ è la curva subverticale

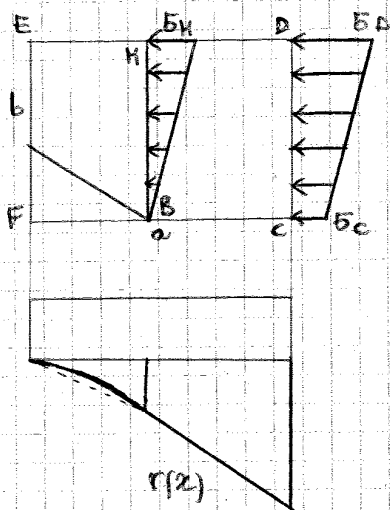
↓ noti i punti di passaggio dell'asse neutro, è nota l'asse neutro



A questo punto, noti l'asse neutro e la tensione in un punto, essendo lineare, si può disegnare l'andamento della tensione sui lati del plinto:

si sa infatti che lungo una retta l'andamento è lineare e si annulla all'asse neutro, a cui si prolunga tale asse e si trova il punto di annullamento a ogni lato.

Se invece si ricorre all'abaco, si integra graficamente.



Se si integra lungo CD, il valore r_C è la risultante del diagramma delle tensioni e basta conoscere il valore estremo o il valore medio in corrispondenza dell'asse baricentrico

$$r_C = \frac{\sigma_D + \sigma_C}{2} a = \bar{\sigma} a$$

Poi si considera il punto B perché tra C e B le tensioni variano linearmente e, visto che l'area reagente non varia lungo y (e quindi c'è la stessa base di integrazione), r varia lungo x ma non lungo y . Così r è funzione lineare di x e così basta calcolarlo in B. In questo caso,

$$\sigma(B) = 0$$

e, integrando, si ottiene

$$r_B = \frac{\sigma_H}{2} a$$

Nel tratto BA, invece, sia le tensioni sia la lunghezza d'integrazione dipendono da x e r diventa una funzione quadratica. Nel punto A così si ha

$$r_A = \frac{\sigma_F}{2} EF$$

→ a differenza del caso a una sola eccentricità, non è nullo

e il collegamento è curvilineo.

Così la funzione $r(x)$ ha un andamento del tutto in parte lineare e in parte parabolico.

Il tratto parabolico è in genere poco importante perché le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate sulla base reagente e poi si può linearizzare l'andamento.

OSSERVAZIONE nel calcolo strutturale, ci si focalizza su N_d (coefficiente A_d) e da qui si legano i valori di calcolo σ_{td} e r_d (entrambi corrispondono σ_d e r_d)

La norma NTC invece, è vada sul punzonamento dei plinti perché prevede di considerare una superficie di punzonamento molto ampia, che parta vicino al bordo o addirittura fuori dal plinto (non ha senso).

Questi meccanismi sono pochi adatti a descrivere il meccanismo di punzonamento della fondazione, poiché è più simile all'ACI (superficie stretta).

Inoltre, la verifica NTC è calibrata sui solai, cioè piastre non appoggiate sul terreno, con diversa distribuzione di armatura (a piastra) e coni di diffusione maggiori.

Infine, non appena c'è un'eccentricità significativa (e un momento), la rottura passa da tridimensionale a qualcosa di più vicino alla rottura su un piano definito.

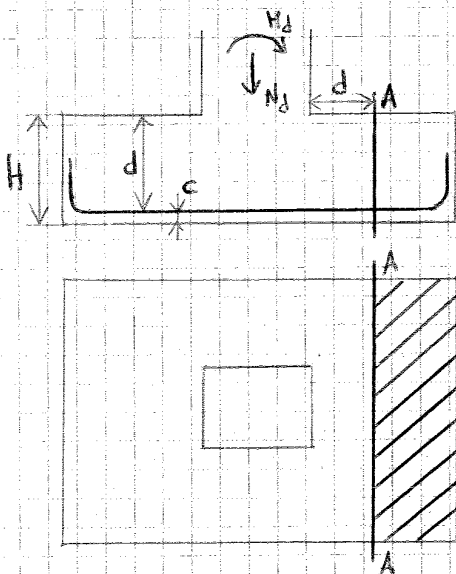
⇒ siccome non occorre grande precisione nell'altezza del plinto (c'è uno step minimo di variazione pari a 5 cm), si può ricorrere alla VERIFICA DI TAGLIO, che è simile e più semplice.

4 Verifica di taglio:

questa è una verifica presa su una sezione piana.

In realtà, il taglio deriva da un meccanismo tridimensionale che schematizza la trave come un traliccio ideale di puntoni compressi in calcestruzzo legati da tiranti tesi in acciaio (longitudinali e staffe).

Dunque lo schema è tridimensionale ma, in realtà, si usa un modello convenzionale che immagina la rottura a una sezione specifica e associa al calcestruzzo una resistenza nominale a taglio, a seconda della classe di calcestruzzo.



Si consideri dunque un plinto soggetto a N_d e M_d . In esso si considerano 2 mensole e si dimensiona sulla base della mensola più sollecitata.

↳ si ragiona anche sull'altro lato

La sezione di verifica al taglio è convenzionale (poiché il modello di verifica è convenzionale) ed è una sezione distante d dal piede del pilastro e si riferisce alla mensola più sollecitata.

Tale distanza, detta distanza utile, corrisponde alla distanza tra il lembo superiore del plinto e l'armatura.

$$d = H - c$$

Il termine c è il capri ferro (x proteggere le armature) e

$$c_{min} = \begin{cases} 5 \text{ cm} & \text{x getti su casseforme} \\ 7 \text{ cm} & \text{x getti controterra} \end{cases}$$

In genere, x un plinto, si possono assumere 5 cm di capri ferro perché spesso si fa uno sbancamento e, nello scavo preliminare, conviene limitarsi a 10-15 cm prima della quota di posa. In tal modo, si evita che il terreno di posa sia troppo disturbato dalle attività di cantiere e interperie.

Gli ultimi cm sono tolti all'ultimo momento e non si getta direttamente, ma si getta il MAGRONE. Questo è un calcestruzzo magro, sottile, privo di resistenza e armature (si rompe subito). Dunque non ha valore strutturale e geotecnico una forma un piano di lavoro, spesso circa 10 cm e di dimensioni leggermente maggiori dell'impronta della fondazione (x posare la cassaforma). Poi si getta il plinto.

Imposta il valore di V_{min} e, moltiplicando x l'area, si ottiene V_{rd} .
Da qui la verifica è soddisfatta se

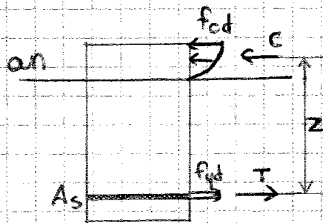
$$V_{ed} \leq V_{rd}$$

Un aspetto importante è che l'ALTEZZA È GRADUATA e varia di 5 cm in 5 cm (x esigenze di cantiere) e ciò consente, anzi che imporre l'equazione, di fare una previsione e poi la verifica precisa, proprio come si è fatto ora.
Se poi la verifica è soddisfatta o no, si riduce o si aumenta l'altezza del plinto di 5 cm.

Si è fissata così la geometria del plinto.

Dimostrazione

Il valore deriva dallo SLU di tensione all'interno del materiale.



Se si porta a rottura il materiale x momento, l'asse neutro giace a una certa quota nella sezione. Il calcestruzzo reagente sta allora solo tra asse neutro e lembo compresso, con una tensione parabolica che va da 0 a F_{cd} .
L'armatura invece ha una tensione di snervamento f_{yd} .

Queste tensioni danno luogo a una risultante delle azioni interne che deve equilibrare il momento applicato.
In particolare, il tira vale

$$T_d = A_s f_{yd}$$

Essendo una verifica a flessione, trazione eguaglia compressione e questi generano una coppia pari a trazione (o compressione) x il braccio interno di leva, che equilibra il momento.

$$M_d = T_d z$$

Il braccio si esprime come percentuale di altezza utile d .
Infatti, se si vuole una rottura duttile, che manifesti grandi deformazioni, si bisogna far cedere x primo l'acciaio in modo da avere un alto snervamento e grandi rotazioni (deformazioni) plastiche della sezione. Pertanto, non bisogna superare una certa percentuale di armatura nella sezione, altrimenti la sezione diventa fragile e può rompersi senza preavviso.
Così si fissa una percentuale geometrica α di armatura o si fissa la massima posizione dell'asse neutro.
In tal modo, il range di variazione di z è

$$z = (0,85 \div 0,9)d \rightarrow z \sim 0,9d$$

↓
comunque non deve scendere
sotto un certo valore.

Da qui, l'equilibrio si riscrive come

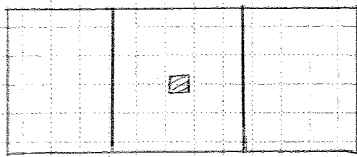
$$M_d = T_d z = f_{yd} \cdot A_s \cdot 0,9d$$

e si ottiene

$$A_s = \frac{M_d}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

→ PLINTA (molto) RETTANGOLARE

Ora la distribuzione non è più uniforme ma può variare



→ sul lato corto si adotta una distribuzione uniforme

→ sul lato lungo, x limitare la formazione di fessure, bisognerebbe scegliere una distribuzione delle armature che segua l'andamento del momento sollecitante sulla piastra. Questo però non è costante ed è maggiore nel centro (zona più rigida). In base a questo criterio, si individua una fascia centrale di ampiezza

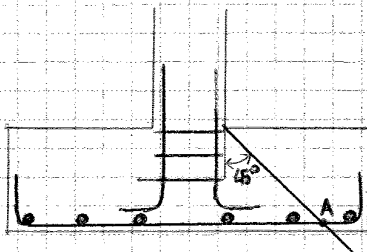
$$b_2 \text{ oppure } a_1 + 2h$$

in cui si dispone uniformemente il 60-70% dell'armatura.

Il restante si distribuisce uniformemente nelle fasce laterali, fino ai bordi.

2 Ancoraggio dell'armatura

Una volta disposta l'armatura, si valuta se questa è sufficientemente ancorata, cioè quando lavora ~~deve~~ non deve potersi sfilare.



Per valutare questo aspetto, si considera uno schema di plinta e pilastro con le armature.

Si nota innanzitutto che sono presenti 4-6 armature di presa del pilastro, stabilite dal progettista.

Si è calcolato taglio e momento nella sezione a filo pilastro.

In realtà, x effetto del taglio, l'armatura continua a lavorare al valore massimo fino a un punto A.

Dunque l'armatura deve poter lavorare a sforzo massimo senza sfilarsi fino al punto A.

Per trovare tale punto, si traccia una retta a 45° dall'angolo del pilastro. La sua intersezione con l'armatura definisce il punto A.

↘ si sta traslando così la sezione più sollecitata x effetto del taglio

Ora bisogna capire se la lunghezza è sufficiente all'ancoraggio:

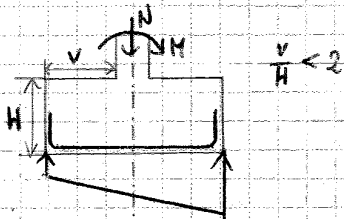
dalle prove sperimentali, si è ottenuta una tensione tangenziale di aderenza teorica che dipende dalla classe di calcestruzzo, a parità di armatura, e determina una lunghezza minima richiesta pari a

$$l_b = \frac{f_{yd}}{4f_{bd}} \phi = n\phi$$

Plinto tozzo

Se il rapporto tra lunghezza e altezza della mensola è minore di 2, si è in una struttura tridimensionale dove non vale la teoria della flessione. In tal caso, si schematizza la doppia mensola con un TRALICCIO IDEALE INTERNO.

travatura reticolare



Inanzitutto, si divide il plinto in 2 parti e si valuta la sollecitazione che compete a entrambe. Siccome il carico è eccentrico, la verifica si riferirà alla parte più sollecitata.

Si valuta dunque la risultante R della reazione del terreno competente la parte considerata, che avrà un certo valore e una certa retta d'azione, individuata da α .

Lo schema è allora costituito da un puntone inclinato, che è la risultante degli sforzi di compressione nel plinto, e da un tirante costituito dall'armatura. Ci sono 3 nodi cerniera.

→ NODO A:

questo si prende la reazione R , la compressione del calcestruzzo e la trazione garantita dall'armatura. Questo nodo è posto in corrispondenza dell'azione R , in altezza, sull'armatura (e prendere la trazione).

→ NODO B:

esso è in alto, dove convergono tutte le risultanti di compressione del calcestruzzo dal semipilastro, verso il nodo A. Infatti, le sostitutive del pilastro si diffondono nel plinto e il flusso di compressione nel calcestruzzo si schematizza come un puntone. Il nodo è così posto a metà semipilastro, cioè ad

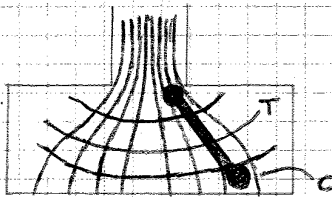
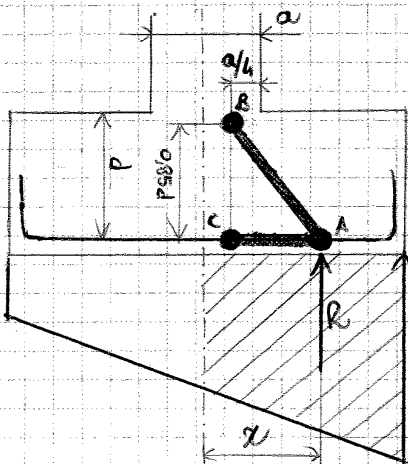
$$\frac{a}{4}$$

mentre in altezza è un poco sotto il filo del pilastro, poiché la risultante è la media degli sforzi

$$0,85d$$

→ NODO C:

la posizione corrisponde a B, ma ora è sull'armatura.

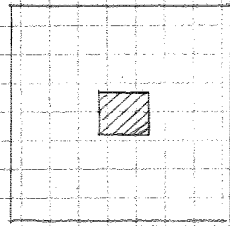


Particolari plinti

1. Si è vista la valutazione strutturale del plinto e la disposizione dell'armatura principale.

Si può poi mettere sopra un'ARMATURA DI GABRIA, che è un'armatura di pelle non calcolata ma data da prescrizioni costruttive x evitare fessurazione.

2. In genere, il plinto è una struttura di fondazione centrata rispetto al pilastro. Questa è la condizione più comune e più utile, se possibile.



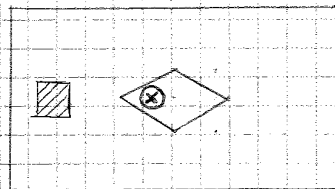
A volte però, ad es., il plinto è vicino a un confine di proprietà e non c'è spazio x realizzare la II mensola.

Si realizza dunque un plinto zoppo, cioè un plinto avente una marcata eccentricità del pilastro.

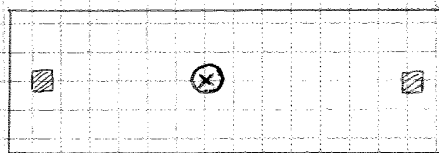
In questi casi, la risultante non coincide con il pilastro ma c'è un'eccentricità al bordo delle strutture.

Si valuta dunque il nocciolo centrale d'inerzia della sezione d'appoggio e, se il carico permanente giace al suo interno, non cambia nulla dal punto di vista geotecnico rispetto al classico plinto.

↓ c'è solo un diverso approccio di calcolo della sezione della struttura.



Se ci fosse una parzializzazione della sezione (con carico permanente) e successivamente il pilastro non fosse troppo lontano dalla fondazione, x centrare la sezione rispetto al carico permanente può convenire un doppio plinto che inglobi i due pilastri. Dal punto di vista geotecnico, x fare la verifica, conta la risultante di entrambi i pilastri e si può centrare l'area d'impronta della fondazione rispetto a essa.



Se si analizza geometricamente il cerchio di Mohr, si nota che il polo dei piani si trova in σ'_1 e l'inclinazione del piano di rottura è data dall'angolo α , maggiore di 45° . In particolare, il terreno si rompe secondo una famiglia di piani inclinati rispetto all'orizzontale di un angolo

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$$

La tensione attiva σ'_A si può esprimere come una frazione di σ'_{V0}

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_{V0}$$

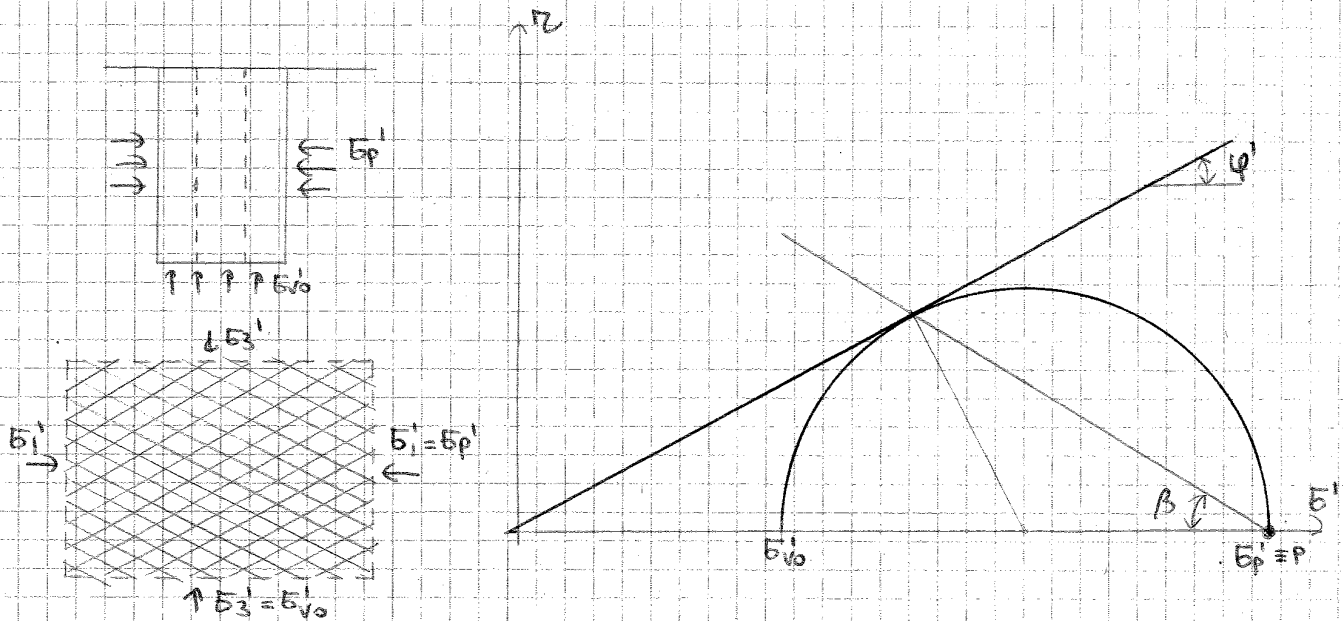
e, in caso di terrapieno orizzontale e parete verticale, vale la relazione

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} < 1 \quad \text{Formula di Rankine}$$

↳ K_A è il valore minimo tra i K

3 Equilibrio limite passivo:

esso si raggiunge incrementando lo sforzo laterale fino a produrre la rottura del terreno.



Il cerchio ora si sposta a destra, con origine dei piani in σ'_p . L'angolo dei piani di rottura ora è minore di 45° e vale:

$$\beta = 45^\circ - \frac{\varphi'}{2}$$

e c'è una rotazione delle tensioni principali (ora σ'_1 è orizzontale). Con la trigonometria, si ottiene

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{V0}$$

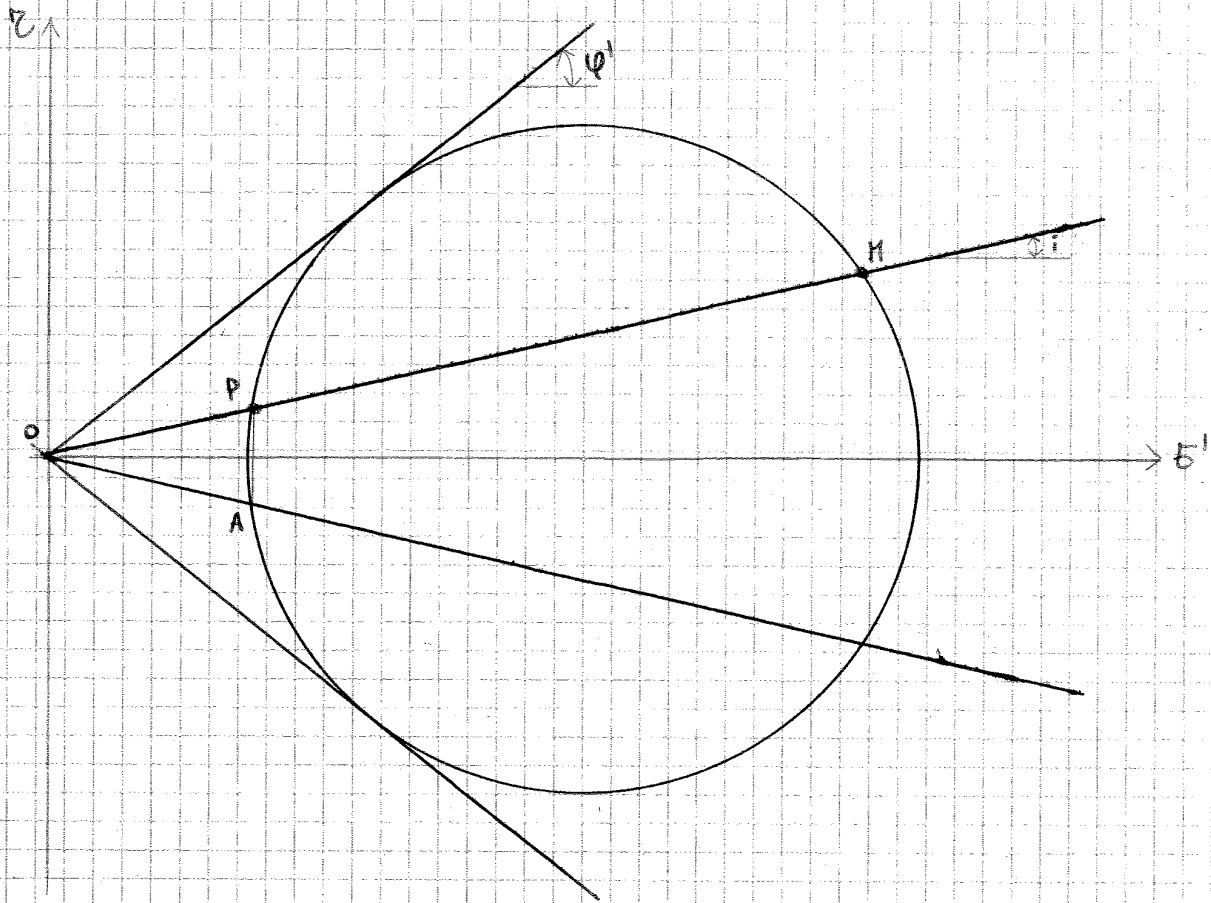
con

$$K_p = \frac{1}{K_A} > 1$$

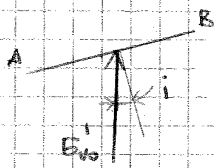
Formula di Rankine
(stesse ipotesi)

Ora, ignorando il cerchio di k_a (indefinito poiché si lega alla storia tensionale), si definiscono gli stati tensionali a rottura

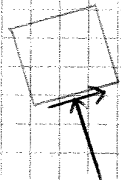
→ stato limite attivo



Dato il piano $E-E'$, individuato si pone la tensione E_{vo} :



questo è il valore relativo al piano di inclinazione i ed è una tensione verticale, a cui non è principale e ha obliquità i .
 Se la tensione ha obliquità i , il punto giace sulla retta di obliquità i rispetto all'asse σ' .
 Bisogna solo stabilire se i è positivo o no, cioè il segno delle tensioni tangenziali. Prendendo l'elemento e scomponendo la tensione rispetto alla normale, la τ porta a una rotazione antioraria e dunque $\tau > 0$ (il punto sta nel I quadrante).



⇒ si prende una retta di pendenza i e, fissati terreno e profondità, è noto il modulo di E_{vo} e dunque il punto P corrispondente

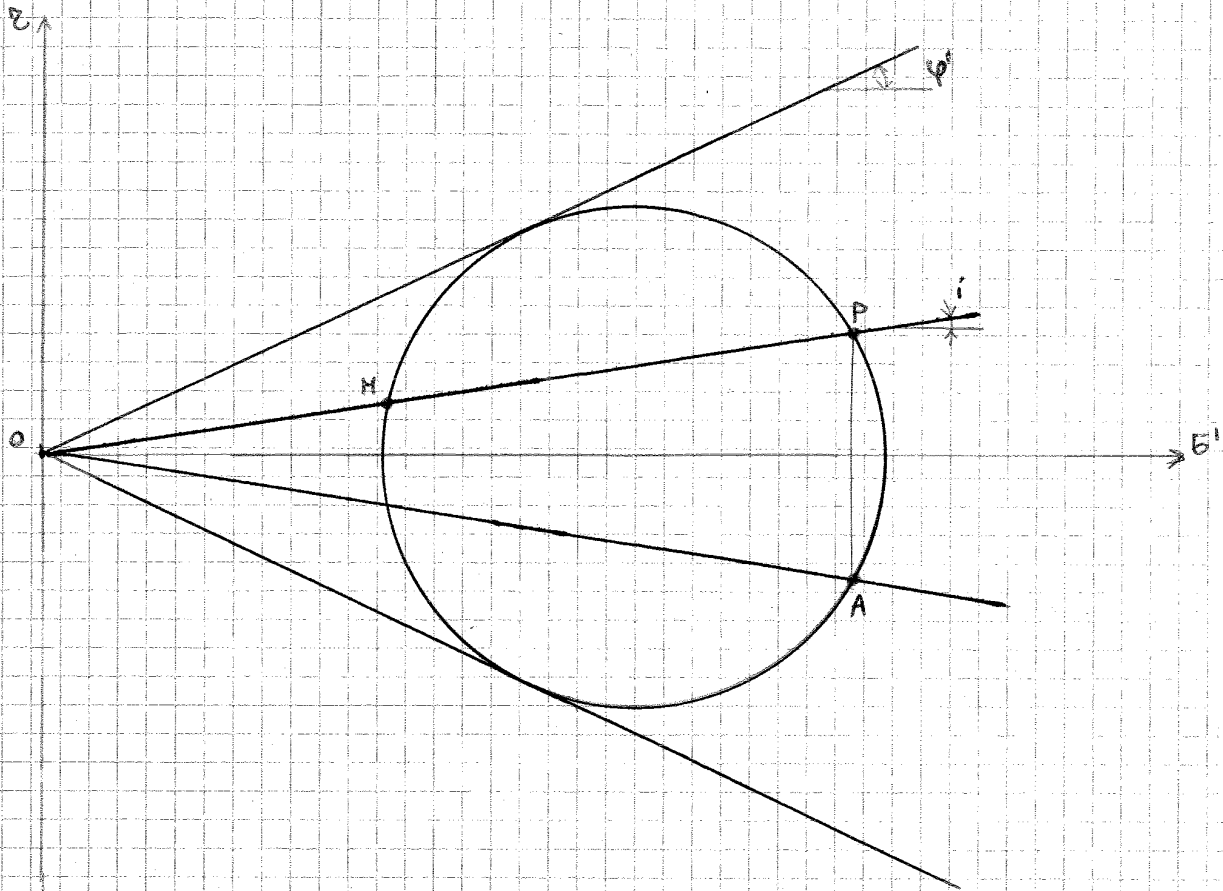
$$OM = |E_{vo}|$$

Per trovare il cerchio limite, si disegna l'involuppo di rottura:

considerando un mezzo attritivo, di cui è noto ϕ' , si tracciano le rette di involuppo di rottura.

→ stato limite passivo

La costruzione è analoga, ma ora ^{dal} punto M il cerchio si sviluppa verso l'esterno.



Si ottiene nuovamente

$$k_p = \frac{1}{k_A}$$

FORMULA GENERALE
X PIANO INDEFINITO

OSSERVAZIONE: limitandosi al caso della spinta attiva, è possibile che la parete non sia verticale.

In realtà, noto il cerchio di Mohr, si può determinare subito la spinta attiva su qualunque superficie inclinata. È infatti sufficiente tracciare dal polo P la retta parallela alla giacitura causi cercato, individuando il punto T .

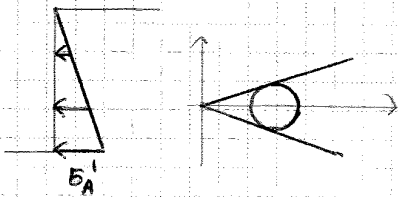
→ il modulo vale

$$\sigma_a' = \overline{OT}$$

→ l'obliquità è data dall'angolo ψ

FATTORI CHE INFLUENZANO LE SPINTE

Per iniziare, si consideri la spinta attiva.



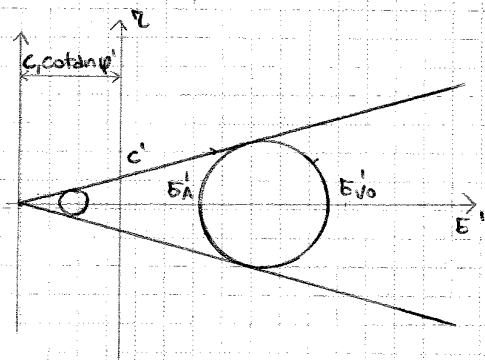
Per semplicità, si consideri un terreno piano orizzontale con parete verticale.

Finora si è calcolata la spinta attiva dovuta al peso proprio del terreno e, assumendo il terreno omogeneo, si sa che essa ha un diagramma triangolare.

$$E_A' = K_A \gamma z$$

Però possono esserci altre situazioni

- 1) Il terreno, oltre a essere attrittivo, è dotato di coesione. Essa corrisponde alle 2 intercette e consente di avere un cerchio più grande e una tensione E_A' più vicina allo zero.



La presenza della coesione si può tradurre geometricamente come uno spostamento dell'asse E' poiché, spostandosi di $c \cotan \phi'$, si trova il cerchio involupato in 2 rette convergenti e si ottengono le stesse proporzioni geometriche del caso attrittivo. Si ottiene così:

$$E_A' = K_A E_{vo}' - 2c \sqrt{K_A}$$

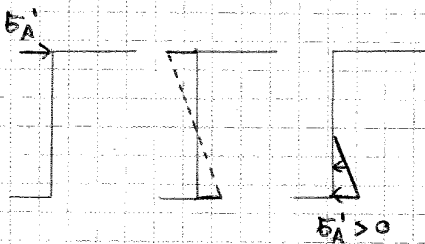
Si nota che la presenza della coesione riduce la spinta dovuta al peso proprio con un contributo fisso.

Questo!

Questo intero si potrebbe portare a un cerchio posto oltre l'asse E' , cioè con tensione $E_A' < 0$ di trazione.

Infatti, quando la tensione geostatica E_{vo}' è nulla, si nota che il cerchio non si riduce a un punto ma si ottiene un cerchio finito, a cui nel punto A si ha tensione di segno opposto, cioè di trazione.

Il risultato è che si ottiene un **DIAGRAMMA A FARFALLA**:



questo è il profilo teorico che va bene all'interno di materiali coesivi infatti;

quando però si è in presenza della parete, nel calcolo delle spinte, il terreno non può esercitare trazione (non può tirare il muro) ma può solo spingere.

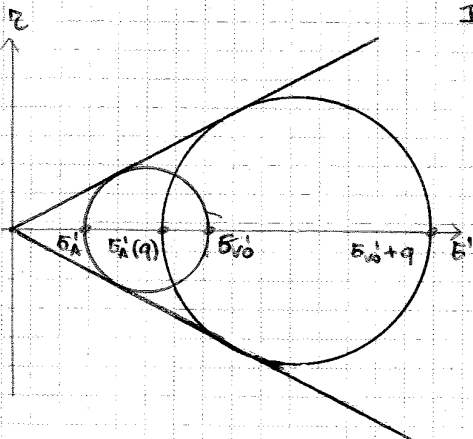
Per tanto, nel diagramma, si ignora la parte di trazione.

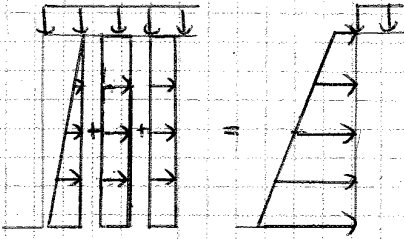
II) Spesso interviene il sovraccarico.

Considerando un sovraccarico uniformemente distribuito q (caso più frequente), il suo effetto è di incrementare a tutte le profondità la tensione E_{vo}' di un valore q . Di conseguenza, si trasla il cerchio di Mohr di una quantità fissa e il diagramma di spinta attiva diventa trapezio (non parte più da 0)

$$E_A' = K_A E_{vo}' = K_A \gamma z + K_A q'$$

In realtà, conviene tenere separati i vari contributi (soprattutto in terreni non omogenei ma stratificati dove K_A varia), per semplicità e perché così è più facile fare diagrammi giusti.





Si può notare che, in terreni omogenei, il sovraccarico e la coesione danno un diagramma costante e dello stesso segno, a cui non ci si preoccupa di valutazioni anomale, visto che si ottiene sempre un diagramma trapezoidale. Così, nel calcolo, si possono tenere separati i singoli contributi e valutare le singole risultanti (più semplice). Intanto, la risultante coinciderà con la risultante del trapezio.

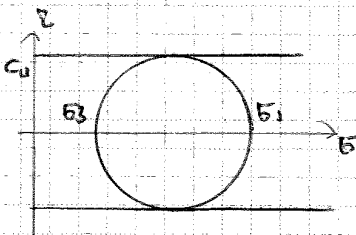
L'analisi di Rankine può essere estesa anche al caso di rottura non drenata, cioè rottura a breve termine di materiale a grana fine:

In questo caso, il modello è puramente coesivo, con

$$\varphi = 0$$

a cui si ha

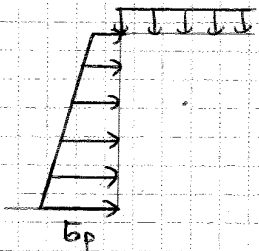
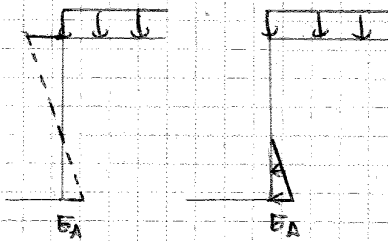
$$k_A = k_P = 1$$



Si può notare che il contributo di peso proprio è sempre presente. D'altra parte, interviene il termine di resistenza c_u nella tensione attiva

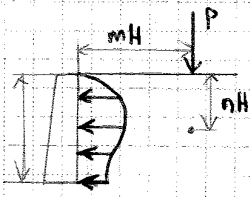
$$\sigma_A = \gamma z - 2c_u + q$$

$$\sigma_P = \gamma z + 2c_u + q$$



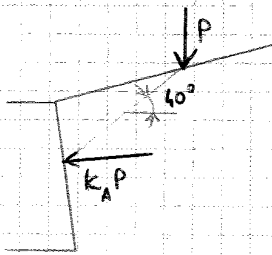
I termini γz e c_u sono sempre presenti. Nell'ambito della spinta attiva, si ha sempre il diagramma a farfalla in condizioni non drenate, di cui si prende solo la parte compressa (cioè che dà una spinta di compressione contro il muro). Questo fatto può spiegare perché, a breve termine, in presenza di materiali argillosi si possa fare una parete subverticale. Infatti, fino a una certa altezza, le tensioni si autoequilibrano. Però la coesione c_u non è una proprietà ma è solo una tensione efficace negativa dovuta alla suzione d'acqua che si ha finché si trattiene l'acqua. Infatti, a lungo termine, il comportamento è di un materiale drenato e la parete tende a portarsi a un'inclinazione φ' .

CASI PARTICOLARI → carico lineare (es. fondazione o rotaia vicino alla fondazione)



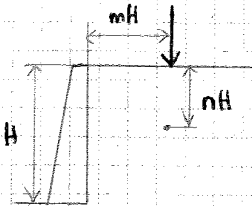
Dato un carico posto a distanza mH dalla parete, la teoria dell'elasticità fornisce il valore di tensione a diverse profondità (date dal parametro n)

$$\sigma_A = \begin{cases} 1,27 \frac{P}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \\ 0,203 \frac{P}{H} \frac{n}{(0,16 + n^2)} \end{cases}$$



Ci sono 2 diverse espressioni poiché il carico lineare dà effetti diversi, a seconda della distanza.

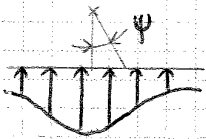
L'espressione, integrata, dà la spinta attiva. Per semplificare il calcolo ed evitare l'integrale, in prima approssimazione, si può immaginare l'effetto di P equivalente a una forza orizzontale $k_A P$ sulla parete, applicata nel punto di intersezione tra la retta inclinata di 60° rispetto all'orizzontale ~~passante~~ x il punto di applicazione e il paramento.



→ carico puntuale (es. gru vicino alla parete di scavo)

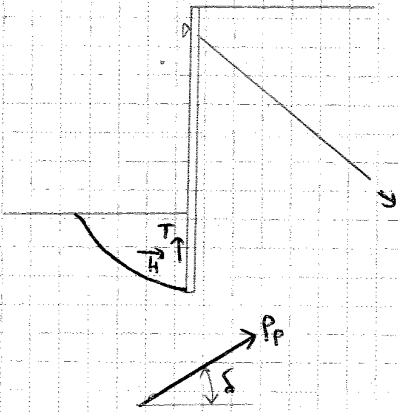
In questo caso, interviene l'ulteriore variabile ψ , che è l'angolo che collega il punto d'interesse al punto caricato.

Si nota che l'andamento non è più lineare in direzione z né in direzione trasversale.



RESISTENZA PASSIVA (questione più delicata)

In questo caso, l'approssimazione è più forte



Nel caso del diaframma, sono rari i casi dove il diaframma non sviluppa attrito, x cui la superficie è sempre ~~per~~ curvilinea e convessa.

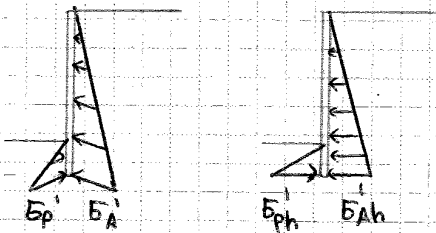
⇒ il modello di Rankine, che presuppone una superficie piana, è abbastanza corretto x la spinta attiva ma non è adeguato x la resistenza passiva. In realtà, esistono degli abachi che considerano l'attrito x calcolare la resistenza passiva.

Tornando al diaframma, x la sua stabilità necessita di mobilitare una resistenza passiva al piede. Per far ciò, il diaframma tende a spostarsi ruotando attorno al vincolo in testa, muovendo il piede e scalzando il terreno. In tal modo, si mobilita il cuneo di terreno ma l'azione si accompagna anche di un taglio.

⇒ c'è resistenza passiva verso l'alto, cioè **ATTRITO VERSO L'ALTO** e si parla di nuovo di **attrito positivo**.

Ciò però fa sì che la resistenza passiva aumenti molto rispetto al risultato di Rankine. Essendo però una resistenza, si dovrebbe usare Rankine ma così si rischia un sovradimensionamento.

⇒ x essere più vicini, anziché considerare l'attrito completamente mobilitato (cioè $\delta = \varphi$), se ne considera una porzione

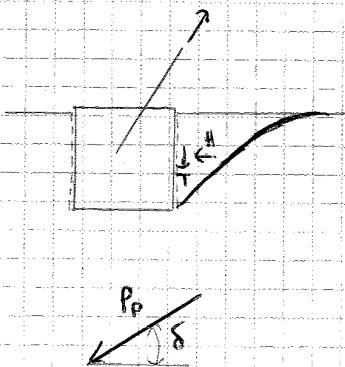


$$\frac{\delta}{\varphi} = 0,5$$

Pertanto, quando si considera la spinta, quest'area è ortogonale ma inclinata e ha un certo diagramma. Tuttavia, nella valutazione della stabilità, si ignora la componente tangenziale perché ha braccio nullo e riguarda solo l'equilibrio verticale.

⇒ ci si focalizza sulla sola componente orizzontale.

però questa non ha F_A o P_p ma solo una componente (si calcola il modulo e poi ci si riduce alla componente)



D'altra parte, si può considerare un blocco che fa da ancoraggio x calvi. La resistenza è data dal peso del blocco e dalla resistenza passiva x rompere il terreno. Se si ha cinematico che tende a sollevare il blocco, l'attrito è inverso.

Così l'attrito è verso il basso e si ha attrito negativo. In questo caso, varia la concavità della curva e si riduce molto il cuneo di resistenza passiva.

⇒ si riduce molto la capacità resistente del terreno e si ha un valore molto più basso rispetto a Rankine.

forconi

Teoria di Coulomb

1 Tale teoria considera un cuneo di terreno rigido e permette di considerare degli aspetti che erano ignorati da Rankine

→ SUPERFICIE NON REGOLARE (se il pendio o piano campagna non è indefinito)

→ ATRITO

2 Questo metodo si basa sull'equilibrio limite:

si consideri una SUPERFICIE DI ROTTURAZIONE PIANA. Questo è un vincolo della teoria di Coulomb, che dunque non va bene a stimare la resistenza passiva perché la presenza dell'attrito presuppone una superficie curvilinea e così ci sarebbe una forte variazione di resistenza passiva. Viceversa, il modello è accettabile e il calcolo della spinta attiva. In ogni caso, seppur questa ipotesi sia un po' restrittiva, si può applicare Coulomb anche in presenza di profili poco regolari, dove non vale più Rankine.

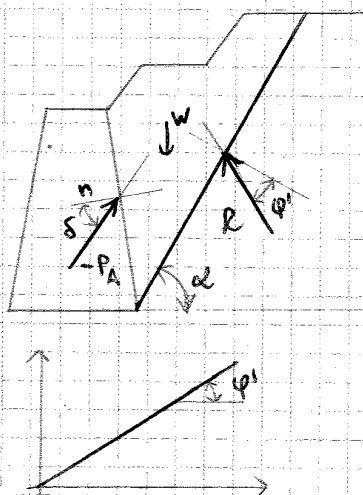
Si considera un ipotetico blocco di terreno instabile delimitato dalla parete del muro e dalla superficie di rottura, inclinata di un angolo α rispetto all'orizzontale. Si studia poi l'equilibrio del blocco di terreno, non più a livello tensionale bensì l'EQUILIBRIO DELLE FORZE COMPLESSIVE

⇒ non si ottiene la distribuzione delle tensioni ma si determinerà solo la risultante complessiva P_A .

Essendo un blocco rigido, si studiano tutte le forze agenti sul contorno del corpo ABC. L'unica forza nota è il PESO DEL CUNEO, determinabile dalla geometria del cuneo e (dipende dunque dalla superficie di scivolamento) e applicata nel baricentro del cuneo.

Dopodiché, si assume MEZZO PURAMENTE ATRITIVO, con un criterio di rottura che si esprime come

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' \quad \rightarrow c' = 0$$



A questo punto, si possono valutare le altre due forze che concorrono all'equilibrio del corpo. Di queste, è nota la direzione ma non il modulo

→ risultante di SPINTA ATTIVA P_A lungo il paramento terreno-muro.

Questa è valutata come azione che il muro esercita sul terreno (è $-P_A$).

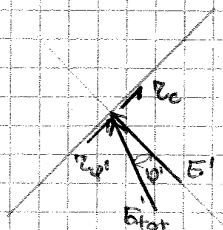
Dato allora la normale n al muro, a seguito del cinematicismo del muro, in spinta attiva avviene un moto relativo muro-terreno che mobilita una quota di attrito positiva.

Dunque P_A è diretto verso l'alto.

Nel metodo di Rankine il valore di attrito non è un dato noto a priori ma è ricavato nell'analisi, mentre in Coulomb il valore di attrito è imposto.

$$\delta = \begin{cases} \varphi' \\ 0,5\varphi' \end{cases}$$

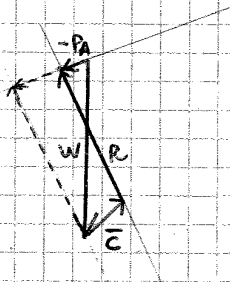
Dunque δ è un dato del problema e così è nota la retta d'azione di P_A .



In particolare, preso un punto generico, E' non è noto mentre T_c ha due componenti diverse, con stesso segno e stessa retta d'azione. T_c ha distribuzione costante e T_c' è proporzionale a E' .
 Se si considera prima la resistenza T_c' , componendola con E' si ottiene una tensione complessiva E'_{tot} inclinata di φ' , come prima. Da qui si ottiene una distribuzione di cui è nota la direzione.

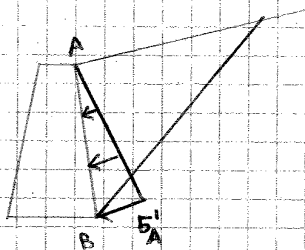
Invece, di T_c sono noti direzione e modulo e, integrando su BC, si ottiene una forza \bar{C} pari a

$$\bar{C} = \int_B^C T_c ds \quad \rightarrow \quad \int_B^C T_c ds = 1 \quad (\text{profondità unitaria})$$



Casi, oltre a W , nel poligono si traccia \bar{C} (di modulo e direzione noti).
 Dopodiché, come sempre, si scompone la congiungente tra W e \bar{C} e si chiude il poligono.
 Si può notare che l'effetto della coesione è stabilizzante, poiché riduce P_A .

Il metodo di Coulomb non è esatto ed è approssimato.
 Esiste poi un'espressione che è la traduzione analitica in termini di tensioni, valida in CONDIZIONI DI TERRAPIENO LINEARE e PENDIO LINEARE. Infatti, lì il cuneo è sempre piano e P_A è applicato a $1/3$ della parete. A livello di distribuzione, E'_A cresce proporzionalmente con la profondità e ha legge triangolare.



Ciò si può tradurre in un valore del coefficiente K_A

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - \delta)}} \right]^2}$$

Formula per terrapieno lineare e pendio lineare (Formula di Brinch Hansen)

In questo caso, l'applicazione di Coulomb è semplice. Altrimenti, si usa il metodo grafico.

La relazione di Darcy però sottintende delle semplificazioni:

le grandezze coinvolte sono vettori (velocità e gradiente - è gradiente di un campo), a cui la relazione che lega queste grandezze dev'essere una matrice

$$\vec{v} = [k]T$$

Inoltre, il coefficiente di permeabilità k è una proprietà del terreno ma, come è scritto, dipende anche dalle proprietà del liquido (viscosità e peso specifico). In questo caso, ci si riferisce all'acqua.

In ogni caso, il problema è che k ha un valore molto oscillante tra materiali a grana grossa o fine e spesso definire il corretto valore è un'operazione complessa. Per questo, si fa spesso una semplificazione in cui si assume che il coefficiente k sia uguale in tutte le direzioni (MATERIALE ISOTROPO DAL PUNTO DI VISTA DELLA CONDUCEBILITÀ IDRAULICA).

Questa però rappresenta una forzatura della realtà perché, valutando un terreno granulare, la permeabilità in direzione parallela agli strati è molto maggiore della permeabilità in direzione perpendicolare (permeabilità orizzontale maggiore di quella verticale).

Mantenendo questa ipotesi, però, si semplifica a una matrice diagonale con elementi uguali.

$$\begin{bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k & 0 \\ 0 & 0 & k \end{bmatrix}$$

Ciò presuppone che velocità e gradiente siano paralleli

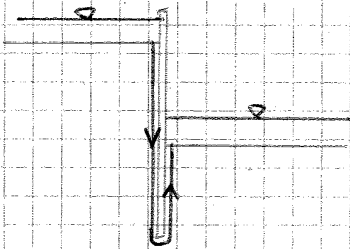
⇒ in mezzi isotropi velocità e gradiente sono paralleli e dunque $[k]$ diventa una matrice isotropa e si passa a una relazione scalare.

Combinando questi aspetti, a tentativi si trova una rete plausibile a descrivere il moto di filtrazione e si può poi risalire al valore di pressione in ogni punto. Ciò è importante a cavallo del diaframma perché lì la pressione è diversa rispetto a quella idrostatica.

⇒ cambiano le tensioni efficaci e la risultante di queste pressioni non è più autoequilibrata, bensì è instabilizzante.

3.5.1. Fondamento:

Si può notare che, se la variazione di carico è fissa (dai due poli liberi), il gradiente non è costante perché, in vicinanza del diaframma, si hanno i valori massimi.



Spesso, a predimensionare, ci si accontenta di una valutazione molto semplice:

per semplicità, si considera una linea di flusso che circonda il diaframma. Inoltre, in essa si assume per semplicità che il gradiente sia costante (in realtà, questo è proporzionale allo strato). In tal modo, si stima il gradiente medio tra punto iniziale e finale del percorso più breve.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Dopo di che, si valuta il moto di filtrazione.

→ moto di filtrazione verso il basso:

la pressione non cresce come γ_w ma più lentamente, poiché si toglie il termine $i\gamma_w$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_w - i\gamma_w$$

Questo è dovuto all'effetto viscoso dell'acqua che si sente sulle particelle e tende a trascinarle verso il basso. Ciò aumenta le tensioni efficaci, che crescono come

$$\frac{\partial \sigma_v'}{\partial z} = \gamma' + i\gamma_w$$

Ciò non è un problema, basta tenere conto dell'incremento delle tensioni efficaci nel calcolo.

→ moto di filtrazione verso l'alto:

in questo caso, le pressioni aumentano di un termine $i\gamma_w$

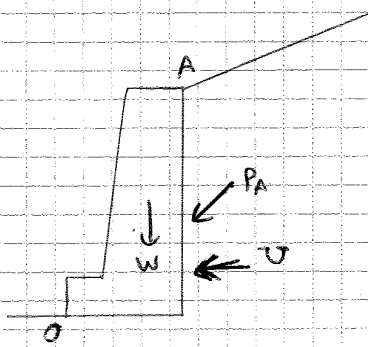
$$\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_w + i\gamma_w$$

Per effetto del trascinamento dell'acqua, le tensioni efficaci si riducono

$$\frac{\partial \sigma_v'}{\partial z} = \gamma' - i\gamma_w$$

Opere di sostegno rigide

1. Il termine "rigido" non deriva dalla reale rigidità ma dal fatto che l'approccio di dimensionamento ~~è~~ è trattato come se l'insieme opera + terreno che grava sul suolo di fondazione sia un INSIEME RIGIDO.



Le azioni considerate sono

→ PESO W (l'unica stabilizzante)

→ spinta instabilizzante P_A , che il muro deve contrastare. Per mobilitarla bastano piccoli movimenti, a cui non occorre valutare il cinematico.

→ eventuale spinta dell'acqua U , che è instabilizzante. Per una buona efficacia del muro, occorre un BUON SISTEMA DI DRENAGGIO anche perché molti crolli sono occorsi in casi di piogge intense che hanno mandato il drenaggio in crisi e determinato spinte U molto alte.

il muro di sostegno si usa quando si crea durante uno scavo una rottura di pendenza con un angolo superiore a ϕ' e questo resiste solo a per il peso.

2. DIMENSIONAMENTO:

si procede a tentativi, ossia da dei valori tipo si cerca di ottimizzare il peso W e si cerca di minimizzarlo a ridurre la quantità di materiale.

Le verifiche da soddisfare dal punto di vista geotecnico sono

→ verifica al ribaltamento:

facendo riferimento alla nuova norma, i coefficienti γ sono quelli relativi allo

SCU EQU

ossia la verifica di ribaltamento è una verifica di instabilità a un corpo rigido.

Noti i valori di progetto, in base al profilo del terreno si deducono P_A e l'eventuale U . Essendo azioni, queste avranno un momento rispetto al punto O che si considera come momento instabilizzante M_i

$$M_i = F(P_A; U)$$

L'unica azione contro la spinta instabilizzante è W , che garantisce un momento stabilizzante rispetto ad O

$$M_s = F(W)$$

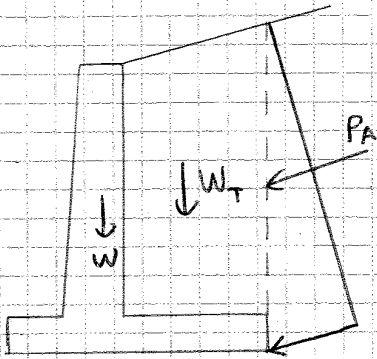
La verifica prevede un confronto tra i momenti:

$$F_s = \frac{M_s}{M_i} \geq 1,5$$

→ nella nuova norma, il confronto è diretto

Muro a mensola:

questo sistema consente di risparmiare molto calcestruzzo e di operare con piccoli spazi di scavo.



In esso, si costruisce una mensola di Fondazione, cui si collega una mensola verticale. In tal modo, si può considerare il peso del terreno W_T come azione stabilizzante.

⇒ il corpo rigido rispetto al quale si verifica la stabilità non è il solo muro ma l'INSIEME MURO + TERRENO fino alla verticale a filo del muro.

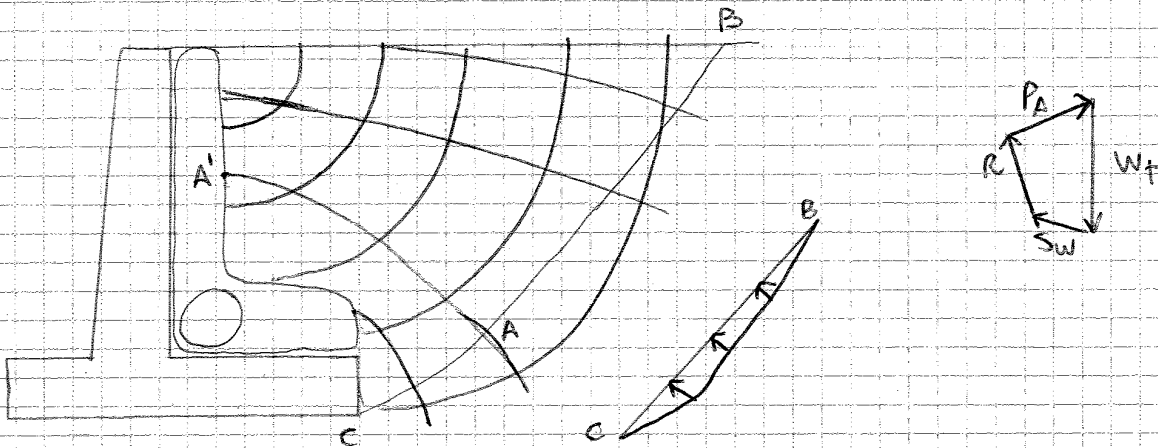
Di conseguenza, la spinta attiva non è calcolata a filo del muro ma all'interfaccia più lontana in quanto, se la fondazione ribalta, questa trascina via la porzione di terreno. In tal modo, il grosso della stabilità non è dovuto a materiale pregiato ma al terreno.

Le mensole possono essere prefabbricate o gettate in opera e, grazie alla resistenza del calcestruzzo, si possono creare strutture molto snelle, visto che è solo più una questione strutturale (resistenza a flessione).

Inoltre, se la mensola orizzontale è sufficientemente lunga, l'ipotesi di Rankine è soddisfatta perché il diritto parete-terreno all'interfaccia virtuale è molto tenue, a differenza degli altri casi.

⇒ è una buona approssimazione usare la DISTRIBUZIONE DI RANKINE.

Sistemi



In questa situazione, il poligono delle forze si modifica perché

→ se il terreno è saturo, aumenta W_f (poco importante)

→ nonostante il filtro, LA PRESSIONE DELL'ACQUA NON È NULLA sull'ipotetica superficie di scivolamento e dunque su di essa agisce la U .

Se si considera infatti il punto A, questo ha lo stesso potenziale di A' , ossia la stessa energia.

In A' però la pressione è nulla, a cui l'energia in A' è solo energia di quota.

In A invece l'energia di quota è minore, a cui c'è una certa energia di pressione, letta come differenza di quota.

$$\gamma_w \Delta z$$

Da qui si trova l'andamento delle pressioni (ortogonali alla superficie) e così, rispetto a prima, si aggiunge la risultante U della spinta idrostatica

⇒ U provoca un INCREMENTO SIGNIFICATIVO DELLA SPINTA ATTIVA P_A .

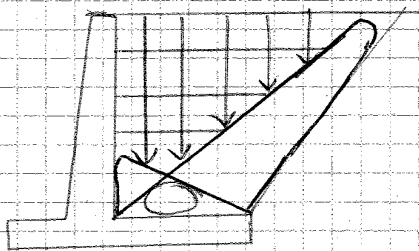
Ciò spiega perché, anche con muri efficaci, ci sono molti crolli in presenza di eventi di pioggia prolungata.

SOLUZIONI

→ si può valutare l'eventuale suraspinta idrica sulla superficie di scivolamento e dimensionare in base a essa

→ si costruisce un filtro efficace da tutti i punti di vista. Questo può essere un

→ filtro suborizzontale;



è più complicata da costruire poiché bisogna riempire lo sbancamento e fare il filtro.

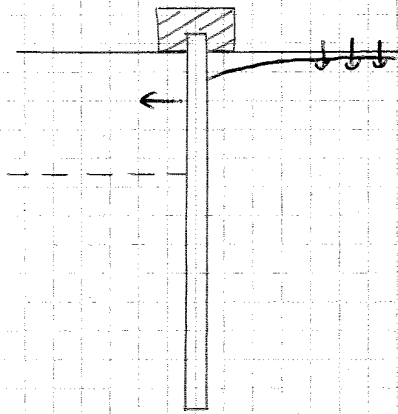
Esso altera il percorso di filtrazione, che ora si muove con percolazione verticale. Ciò comporta delle linee equipotenziali orizzontali, a cui tutti i punti del cuneo sono a pressione nulla.

In tal modo, non c'è spinta U né a rifasso dell'opera né all'eventuale superficie di rottura (al massimo c'è saturazione e incremento di peso).

Opere di sostegno flessibili

Si parla di opere "flessibili" in virtù della loro deformabilità e del fatto che il loro cinematisma di rottura dell'essere considerato x andare a scrivere le equazioni di equilibrio e valutare la stabilità.
In questo caso, la forza preponderante è la RESISTENZA PASSIVA.

2 ASPETTI GENERALI:



Queste opere sono realizzate prima dell'inizio dell'opera di scavo e si eseguono mediante infissione oppure mediante scavo e successivo getto in opera.

Visto che queste opere sono discontinue, si posiziona una trave di coronamento in testa x rendere solidali gli elementi e si procede poi allo scavo.

Queste opere sono usate in caso di SPAZIO LIMITATO, dove non si possono fare sbancamenti e realizzare in seguito opere di sostegno.

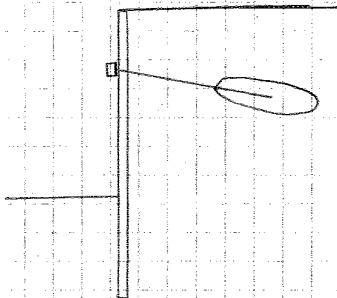
I requisiti richiesti sono SICUREZZA e MASSIMA RIGIDEZZA ORIZZONTALE possibile.

Infatti, queste opere presentano sempre uno spostamento orizzontale che è irrecuperabile e ogni cedimento comporta un abbassamento del P.C. e fenomeni di subsidenza, con possibilità di danni agli elementi vicini.

Dunque occorre avere grande rigidità orizzontale in modo da minimizzare lo spostamento.

Per garantire ciò, si inseriscono elementi orizzontali x irrigidire, perché non si può basare sulla sola rigidità flessionale dell'opera, e si fanno più interventi

→ tiranti



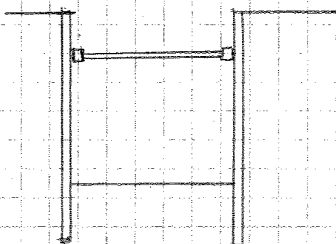
In prossimità della testa, si esegue un foro e si inserisce un cavo in acciaio armonico.

Questo è teso e successivamente bloccato. In questo modo, più che un vincolo, è come se si applicasse una forza all'opera.

Dopo di che si procede con lo scavo.

È possibile che non basti un solo ordine di tiranti e allora si vincola a più livelli.

→ puntoni



Se si mettono i tiranti, si ottiene un sistema abbastanza flessibile agli spostamenti (poiché non sono vincoli ma solo forze).

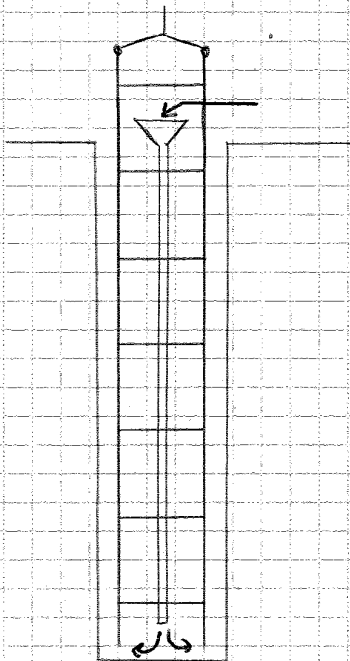
Se non ci sono possibilità di realizzare i tiranti, occorre contrastare lo spostamento orizzontale mediante dei vincoli, cioè i puntoni.

Questi si usano in scavi di ampiezza non troppo elevata e costituiscono delle STRUTTURE DI CONTRASTO in acciaio che costituiscono un vincolo rigido.



Se si costruisce una parete continua, si individuano dei **PANNELLI PRIMARI**:

questi sono costruiti a priori e durante la realizzazione, le pareti dello scavo sono sostenute mediante fango bentonitico, che spinge contro di esse (a questo si aggiunge l'effetto arco nel terreno). Si nota che esiste un limite sulle dimensioni dei fori poiché si riduce l'effetto arco.



Una volta realizzati i fori, in essi si inseriscono le armature flessionali e a taglio, che formano una gabbia di armature e staffe che è tenuta su durante il getto (x evitare imbarcamento).

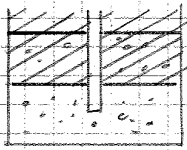
Le armature sono simmetriche x evitare il rischio di inversione durante la costruzione (al massimo, si può differenziare lungo l'altezza).

Si adotta poi un forte copriferro poiché la cassaforma è costituita dalle pareti del foro, che sono irregolari.

La fase più delicata è quella del getto:

esso si realizza usando una **TRAVOGGIA**, cioè un imbuto collegato a un tubo convogliatore che arriva al fondo del foro.

Il getto è fatto in modo continuo (x evitare discontinuità strutturali) procedendo dall'alto verso il basso. In tal modo, il getto scava la bentonite ed è un bene poiché è dannosa verso la presa del calcestruzzo e, quando questo è contaminato, la resistenza è bassa.



Per questo motivo occorre garantire durante il getto che, in ogni istante, lo sbocco del tubo convogliatore sia adeguatamente immerso nel calcestruzzo. Infatti, è possibile individuare una soglia di separazione tra bentonite e calcestruzzo ed esiste una fascia di calcestruzzo inevitabilmente contaminata dalla bentonite e, dunque priva di adeguate caratteristiche strutturali.

Allora la fase delicata è riuscire a basare l'immersione del tubo convogliatore in modo da mantenere il tubo sempre sufficientemente all'interno del calcestruzzo pulito.

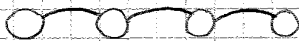
Inoltre, nel getto bisogna evitare che il calcestruzzo contaminato (più leggero) si mescoli o rimanga intrappolato dentro lo scavo.

Procedendo in questo modo, la bentonite e la parte contaminata sono spinte verso l'alto e la parte scendente è spurgata alla sommità del foro.

⇒ si fa un **GETTO SOVRABBONDANTE** poiché bisogna a un certo punto veder uscire dal foro il calcestruzzo pulito e non con bentonite.

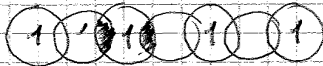
I diaframmi in cemento armato sono in genere STRUTTURE MASSIVE, MOLTO RIGIDE e che garantiscono IMPERMEABILITÀ.
C'è però un problema costruttivo poiché in molti terreni non consentano uno scavo agevole dei pannelli a grande profondità (es. terreni cementati o con ciottoli ed erranti) e ci sono casi problemi nell'esecuzione dei pannelli.

→ berlinese: essa è una SERIE DI PALI verticali o inclinati AFFIANCATI TRA DI LORO a costituire una parete.



Guardando in pianta, questa parete non è continua (differenza dei pannelli) ma è un insieme di pali.
Il vantaggio è che questi possono essere realizzati con qualunque stratigrafia e, essendo i fori piccoli, non c'è problema x la stabilità del foro.

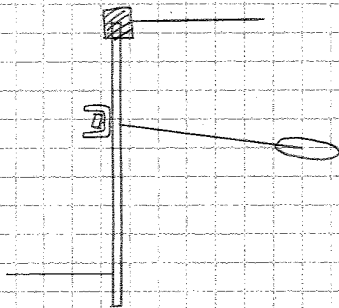
In genere le strutture non sono innescate perché, se il terreno ha una frazione fine, questo sviluppa un effetto arco (in virtù della coesione) e si sostiene da solo x il tempo necessario allo scavo.
Essendo gli elementi separati, l'opera non garantisce l'effetto impermeabilizzante.



Se si vuole impermeabilizzare ~~il terreno~~ o se non si riesce a garantire l'effetto arco, si possono realizzare dei pali primari. Questi sono pali di grosso diametro posti a una distanza inferiore al loro diametro e che sono costruiti con una tecnica analoga al diaframma (cambia solo la tecnica di scavo).

Successivamente si realizzano i pali secondari, che intersecano i precedenti.

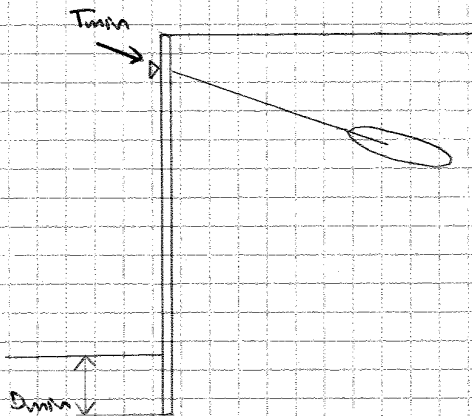
In virtù di questa intersezione, si ottiene un pannello cellulare, cioè una parete non liscia che presenta una superficie ondulata.



Il vantaggio della berlinese e dei micropali è che si può garantire grande rigidità in ogni terreno, modulando diametro, interazione e file dei pali (possono anche essere inclinate).

Questo sistema è molto diffuso e versatile ma dà luogo a strutture esili, a cui occorre inserire elementi di trussatura con una trave di ripartizione a c spessa (necessaria in questo caso), su cui si imposta il tiro che è poi ripartito sui diversi pali.

Predimensionamento di diaframmi liberi al piede



Per trattare l'isostatica, occorre che al piede dell'opera l'infissione sia idonea e non eccessiva (altrimenti il vincolo è considerato un incastro).

Immaginando di operare a opera già finita, dove si è già raggiunto il fondo scavo, si valutano

→ PROFONDITÀ MINIMA DI INFIESSIONE D_{min}

→ TIRO MINIMO T_{min} che bisogna garantire al tirante

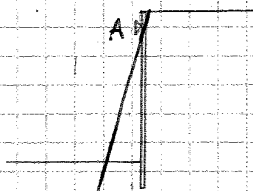
perché sia garantita la sicurezza nei confronti della rottura.

Si come si tratta di una verifica allo SLO GEO (collasso), dove i movimenti sono così grandi che si sono mobilitate tutte le riserve di resistenza passiva e spinta attiva, si assume la seguente semplificazione:

Indipendentemente dall'entità dello spostamento, tutta la resistenza passiva e tutta la spinta attiva sono mobilitate.

Il problema è però capire il tipo di movimento e capire dove agiscono spinta attiva e resistenza passiva.

Si immagina allora che l'opera sia ben dimensionata e che dunque il collasso non avvenga e cedimento strutturale, ma solo e insufficiente infissione.



Assumendo allora l'opera infinitamente rigida, si possono trascurare le deformazioni e si ottiene così una situazione di collasso con una rotazione attorno al punto di applicazione del tirante A. Questo, infatti, è stato correttamente dimensionato e non cede.

Se avviene questo cinematisma, si nota che i punti a monte vedono allontanarsi il diaframma e dunque passano a espandersi e andare in condizione di spinta attiva.

Viceversa, tutti i punti a valle del piede vedono il diaframma muoversi verso di loro e mobilitano la resistenza passiva.

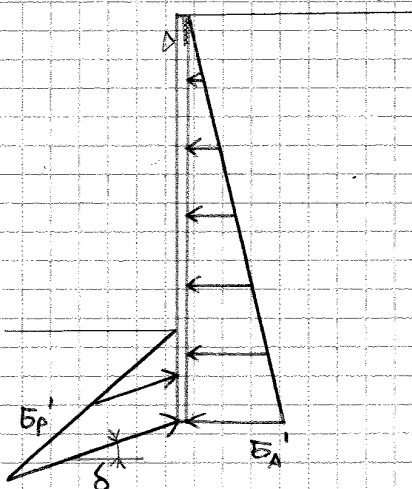
Siccome si è al collasso e tutte le componenti sono mobilitate, c'è parità a una certa distribuzione delle spinte.

Assumendo terreno omogeneo, la distribuzione ha

→ SPINTA ATTIVA a monte, calcolata con Rankine (esiste un attrito negativo ma è a favore di sicurezza)

→ RESISTENZA PASSIVA in cui si considera l'attrito, poiché la parete è in cemento armato. È vero che questo aumenta la resistenza passiva ma piuttosto se ne considera una frazione

$$R_p \left(\frac{\delta}{\varphi'} \cdot n \cdot 0,5 \right)$$



Si può anche ragionare in modo diverso:

si assume la spinta attiva E_A' tutta mobilità, mentre la resistenza passiva E_{ph} è affetta dal fattore di sicurezza. Si ottengono così dei diagrammi che dipendono dalla profondità incognita x

La E_A' è tutta mobilità

$$E_A'(x)$$

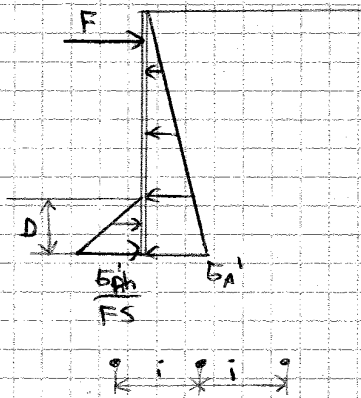
$$\frac{E_{ph}}{F_s}(x)$$

Si impone l'equilibrio attorno al punto A

$$M_A = \frac{P_p(x)}{F_s} \cdot a_p - P_A(x) \cdot a_A = 0$$

Ciò porta a un'equazione del III grado che fornisce il valore x_{min} . Questo è il valore sotto cui non si può scendere e si trasforma in profondità D di progetto, in centimetri

$$x_{min} \rightarrow D \geq x_{min}$$



In tal modo, sotto note tutte le forze agenti sul diaframma, eccetto il tiro T . Si scrive allora l'equazione di equilibrio alla traslazione

$$F = P_A - \frac{P}{F_s}$$

In tal modo, si trova la componente orizzontale x metro di parete. In realtà, i tiranti sono a puntelli e hanno un'interasse i e, inoltre, sono inclinati di un angolo α in modo da avere una fondazione ben ancorata.

Il tiro minimo così vale

$$T_{min} = \frac{F i}{\cos \alpha}$$

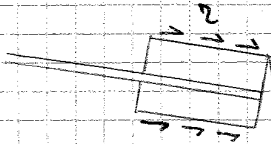
→ sotto questo valore si ha collasso della struttura

Abnormalmente, si tira a sforzi maggiori.

Il dimensionamento del numero di cavi si lega al massimo valore di esercizio del tiro che ciascun cavo può portare.

Il predimensionamento si basa sul calcolo di 2 quantità

→ lunghezza della fondazione L_f , che consente l'ancoraggio dei cavi.



La fondazione è vista come un palo orizzontale soggetto a sfilamento, che lavora a tensioni tangenziali.

La forza di sfilamento vale

$$F_{\text{fil}} = \pi D \cdot L_f \cdot f_s$$

↓
area della base

Se all'inizio la fondazione presenta molta in pressione, una volta che è indurito lo stato di confinamento è dato dalla tensione verticale σ_v .
Di conseguenza, l'attrito limite f_s mobilitato all'interfaccia vale

$$f_s = \sigma_v \tan \delta \sim \sigma_v' \tan \phi'$$

$$\sigma_v = \text{tensione normale alla superficie}$$

$$\delta = \text{angolo di attrito}$$

Nota la forza a cui la fondazione deve resistere, si ricava il valore di progetto della lunghezza della fondazione.

OSSERVAZIONE: in realtà, la forza di sfilamento non coincide con la forza calcolata in esercizio poiché, nel dimensionamento del tirante, si applica un fattore di sicurezza (la sezione del tirante deve resistere alle forze moltiplicate $\times F_s$).
In realtà, il sfilamento deve resistere a $F_s \cdot F$, dove

$$F_s = 1,25$$

Si nota che il fattore di sicurezza è più basso del solito poiché l'opera del tirante è collaudata nel momento in cui è messa in opera:

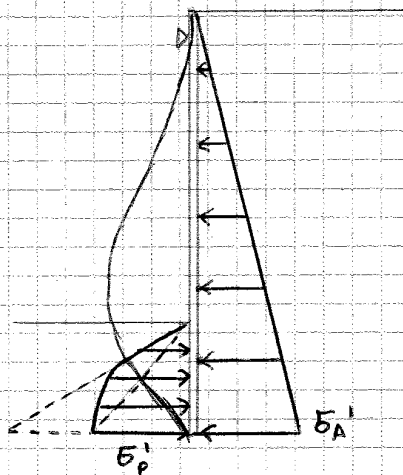
si tira secondo una certa procedura e le barre sono testate fino a un limite leggermente superiore (20-30%) rispetto al valore di progetto. In tal modo, a ogni singolo tirante, si controlla già lo sfilamento, anche prima del tensionamento.
Così si può controllare e intervenire prima della messa in opera.

→ armatura nel diaframma

In questo caso, non c'è più una valutazione di tipo SLO geotecnico ma si valuta il momento flettente in condizioni di esercizio e poi si amplifica di 1,35 ÷ 1,4 x portare al valore di calcolo a rottura.
 In questo caso, però, è mobilitata una quota di resistenza passiva espressa con un fattore di sicurezza pari a 2.

Il problema è che non vale più la distribuzione schematica della configurazione a collasso, ma occorre valutare il cinematisma della struttura e da qui vedere il contributo mobilitato.

In realtà, si può semplificare la valutazione.



Sapendo che la spinta attiva è mobilitata anche con piccoli moti, l'andamento è molto simile a quello teorico a rottura (eccetto il tratto al piede).

D'altra parte, valutando la deformata, l'opera tende a spianare e presenta un forte spostamento laddove il terreno al piede è poco confinato, pertanto si raggiunge subito σ_p' .

Dato allora il profilo teorico rispetto al quale si mobiliterebbe il 50% del valore, se si fa un'analisi di interazione, si nota che l'andamento reale di σ_p'

→ all'incisa coincide con l'andamento teorico, avente σ_p' "pieno" (x via degli elevati spostamenti e del piccolo σ_{vo})

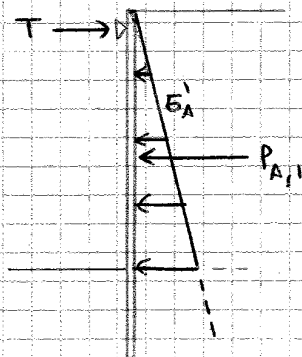
→ più in giù, il vincolo del terreno è maggiore e lo spostamento è minore, x cui si mobilita un'aliquota inferiore rispetto al valore teorico.

Di conseguenza, da una certa sezione teorica in poi, non si conosce l'andamento delle spinte e dunque bisogna studiare l'interazione (modello delle molle di Winkler). Globalmente, però, l'andamento arriva fino al valore di $0,5\sigma_{p,max}$ (x questioni di equilibri). Nel mezzo, però, l'andamento è indeterminato.

A livello operativo, però, se si parte dall'alto, si incontra una zona soggetta a spinta attiva (nota e ben determinata) e al tiro.

Tipicamente, se il diaframma è costituito in cemento armato, si adatta un'armatura semplice e uniforme in tutte le sezioni, dimensionata sul valore massimo di momento.

Si possono però avere 2 situazioni:

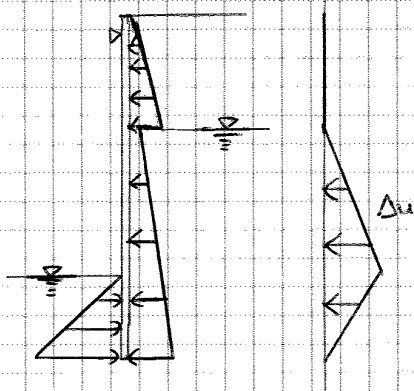


→ il massimo (dove $V=0$) si trova nel tratto al di sopra del fondo scavo. Ciò accade quando, prendendo il valore di tensione attiva a fondo scavo $\sigma_{A,1}$, questa dà luogo a una risultante (integrale della distribuzione sopra)

$$P_{A,1} > T$$

In tal caso, necessariamente il taglio si annulla in una sezione entro il fondo scavo e, in questo caso, la determinazione di M_{max} è immediata, siccome T è noto e P_A non è affetto da incertezze.

CASO PARTICOLARE: diaframma a piede libero in presenza di stratigrafia complessa e con funzione di barriera idraulica



Innanzitutto, in virtù della stratigrafia, c'è una diversa distribuzione di spinta attiva e resistenza passiva. Inoltre, oltre alle spinte efficaci del terreno, si aggiunge il diagramma di spinta non equilibrata dell'acqua.

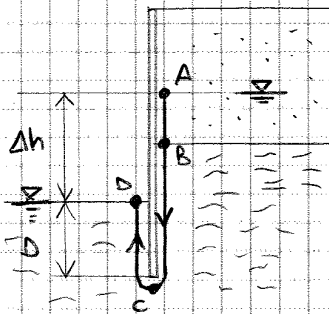
In questo caso, se si impone come incognita l'infissione x , si rischiano errori di calcolo perché viene fuori un'equazione complessa:

infatti, da x dipende il gradiente i , che interviene nella valutazione delle pressioni neutre e delle tensioni E_A' e E_B' .
 Dunque c'è grande complessità

+

il diaframma, oltre al requisito di stabilità deve soddisfare la verifica idraulica, a cui il gradiente i dev'essere più piccolo di una certa quantità

$$i < \frac{i_c}{F_s}$$



Nel predimensionamento, però, il percorso è semplificato e la verifica diventa puramente geometrica. Infatti, l'energia si dissipa nel percorso ABCD e, noti il valore di i_c (dai parametri del terreno) e la quota di A, si impone

$$i_c = \frac{\Delta h}{a + 2D}$$

Da qui si ricava il valore di infissione D che garantisce la sicurezza verso sifondamento.

Allora D diventa un dato noto nel problema di stabilità e, anziché fare un'ipostazione di progetto, ci si mette in un'ipostazione di verifica, in cui si controlla se si hanno le condizioni di

⇒ in tal modo, tutti i parametri sono noti e si verifica se l'infissione D è sufficiente o meno a garantire stabilità. La verifica consiste solo nel controllare che

$$F_s = \frac{M_s}{M_i} \geq 2$$

M_s : da E_B' (si prende il valore limite perché non si sta imponendo il fattore di sicurezza, ma si sta valutando il fattore di sicurezza)

M_i : da E_A' e Δu

CASI → $F_s \geq 2$ ⇒ quella profondità usata x la verifica idraulica è una profondità stabilizzante

→ $F_s < 2$ ⇒ la verifica idraulica non è la più vincente e allora si allunga. Visto che, nella pratica, si allunga di 5-10 cm alla volta, si va a tentativi e si fa la verifica.

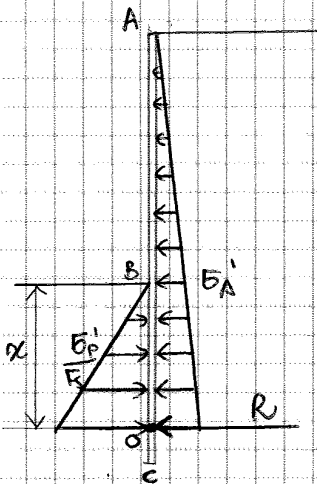
Ora si assume una semplificazione:

tutta la resistenza è dovuta alla sola resistenza passiva e dunque a essa si applica il Fattore di sicurezza

$$\frac{T_p}{F_s} \geq 2 \quad \times \text{stabilità a lungo termine}$$

Così, in fase progettuale, dove si determina l'infissione D (unico parametro geotecnico da determinare), si fanno intervenire

- diagrammi di spinta attiva completamente mobilitata
- diagrammi di resistenza passiva affetto dal Fattore di sicurezza.



Inoltre, in un terreno omogeneo, si nota che il punto O si colloca vicino al piede del diaframma e

$$OC \approx 20\% D$$

Di conseguenza, se si prendono i diagrammi di spinta attiva e resistenza passiva sotto il punto O e se ne calcola la risultante, si può considerare la risultante R applicata a metà del segmento OC .

Questo punto è a una piccola distanza da O rispetto all'infissione D e dunque si può trascurare il suo braccio

⇒ si colloca R in corrispondenza di O .

In tal modo, si trascura il momento dovuto alle spinte e, con la trasposizione, ci si trova a lavorare con un diagramma semplificato

→ sopra il punto O , a valle è applicato solo il diagramma E'_P/F_s e a monte solo il diagramma E'_A

→ l'inversione è sintetizzata nella forza concentrata R .

Il problema ora consiste nel valutare la quota in cui si trova il punto O , indicata con x (non è più la profondità d'infissione ma il centro di istantanea rotazione).

In virtù di questa configurazione delle forze, è sufficiente imporre l'equilibrio alla rotazione attorno al punto O (così non interviene R - incognita)

$$M_o = \frac{P_p'}{F_s} b_p - P_A' b_A = 0$$

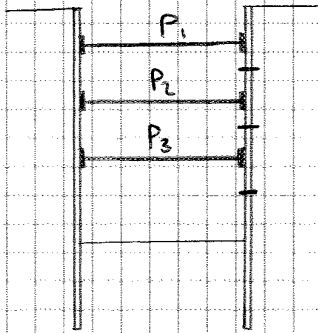
Nota la profondità x , è immediato ricavare l'infissione D necessaria a avere una resistenza passiva che garantisca la condizione di incastro (garantisce l'equilibrio in direzione orizzontale)

$$D = 1,2x$$

Da qui si può ricavare anche la risultante R

$$R = \frac{P_p'}{F_s} - P_A$$

Scafi puntellati



Essi sono scafi contrastati da più ordini di puntellamenti.

In essi, bisogna garantire la stabilità ed eventualmente i requisiti idraulici (se c'è falda).

Essendo una struttura molto iperstatica, si possono trovare diverse configurazioni di equilibrio e di stabilità, garantita da molti ordini di puntellamenti che fanno sì che

$$\Sigma \text{tiri} \gg \text{spinte}$$

Addirittura, il problema diventa di ottimizzazione in termini strutturali, basandosi sulle sollecitazioni all'interno della struttura e sui requisiti di rigidezza orizzontale (x i cedimenti).

Esi.

Esiste però un problema progettuale importante, legato al possibile carico che si può sviluppare nel puntone:

In un tirante si può imporre il carico ed, essendo una struttura molto flessibile, gli spostamenti portano piccoli incrementi di tensione.

Il puntone invece è costituito da una trave importante e lo sforzo non può essere controllato, siccome nasce x effetto della deformazione che subiscono opera e puntone.

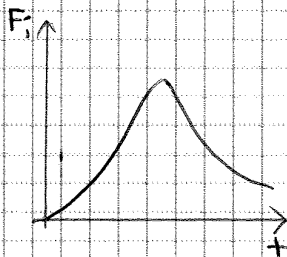
⇒ nel predimensionamento, è importante avere un ordine di grandezza sui massimi sforzi che si possono generare nei puntoni durante la fase di scavo.

Tra l'altro, la situazione più critica non è a fine scavo, dove tutti i puntoni sono attivi e si distribuiscono il carico, bensì durante le singole fasi, in cui alcuni puntoni possono prendere grandi sforzi.

Il problema è che, a seguito di questi sforzi, essi possono giungere a rottura per instabilità.

Pertanto, nell'ambito del predimensionamento, occorre stabilire l'ordine di grandezza di tali sforzi (poi si affina con modelli più raffinati).

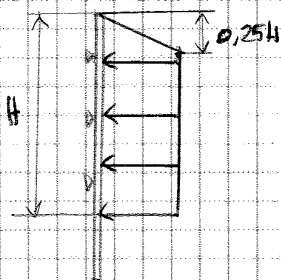
A tal proposito, si ricorre ai diagrammi delle spinte apparenti, che sono il frutto di un grande numero di osservazioni e di monitoraggio con misure sperimentali. Di questi dati, si è considerato l'involuppo superiore x avere una stima cautelativa.



Misurando la forza F_i x il puntone P_i, questa parte dal valore nullo nell'installazione e cresce fino a un massimo durante lo scavo.

Poi, con il subentro degli altri puntamenti, la forza F_i diminuisce.

→ $N_0 > 7 \div 8$



Si ottiene nuovamente un trapezio, che però riflette il problema della plasticizzazione della parte sotto. Il valore limite vale

$$K_A \gamma H$$

dove

$$K_A = 1 - 0,4 \cdot \frac{\gamma c_u}{\gamma H}$$

Interazione trave-suolo

1 Ora, bisogna studiare l'interazione trave-terreno e capire le sollecitazioni che provengono dal terreno e vedere come si impostano le equazioni di interazione struttura-terreno:

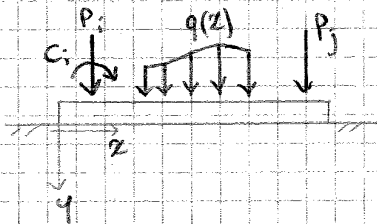
è un problema fondamentale in geotecnica perché ogni elemento ha dei carichi che sono frutto di un processo di interazione, cioè non da un carico ben definito ma dalla deformazione che nasce nel terreno.

In altri termini, è un STRUTTURA INFINITAMENTE IPERSTATICA, con vincolo continuo e non puntuale (non si usano le equazioni di equilibrio) e, tra le infinite possibili soluzioni equilibrate, si cerca l'unica che soddisfi la congruenza.

In tutto questo, si definisce il modello costitutivo del terreno che permette di trattare la sollecitazione

↓
tutto ciò permette di capire la semplificazione di base e i vari calcoli e sapere dunque il campo di validità

2



In generale, si ha una trave di cui sono note le proprietà di rigidità e di geometria.

Si immagina poi di avere una configurazione nota sulla parte superiore

⇒ si suppone di conoscere il CARICO CHE SOLLECITA L'ESTRADOSSO (carichi puntuali dal pilastro e carichi distribuiti).

Si vuole risolvere la struttura, cioè trovare il diagramma di momento e taglio in ogni sezione e poi fare la verifica e armare.

Se la trave fosse in elevato, avrebbe vincoli puntuali e sarebbe ipostatica o poco iperstatica.

In realtà, il terreno poggia in continuo sulla trave, e cui la trave è infinitamente iperstatica poiché ogni singolo punto è vincolato.

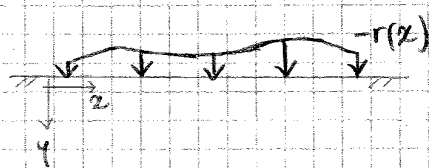
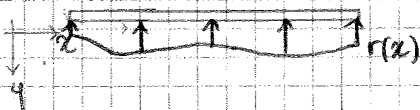
Si vuole allora valutare, tra le infinite soluzioni che equilibrano, l'unica che sia congruente. Questo significa risolvere il problema di interazione terreno-struttura.

Per fare ciò, si assume un modello a la trave e il terreno.

In fatti, si immagina di separare i 2 elementi:

→ trave soggetta alla reazione r del terreno

→ terreno soggetto alla stessa reazione r cambiata di segno.



Per ciascun caso, si valuta la deformata e poi si impone in ogni punto che

$$y_{\text{terr}}(x) = y_{\text{tr}}(x)$$

e si ottengono così infinite equazioni di congruenza e lo spostamento verticale.

La condizione di equilibrio si riassume nell'equazione

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -p(x)$$

Si sostituisce poi l'espressione $p(x)$

$$\begin{aligned} \frac{d^2M}{dx^2} &= -q(x) + r(x) \\ \Rightarrow \frac{d^2M}{dx^2} + q(x) - r(x) &= 0 \end{aligned}$$

Per chiudere il problema, manca solo più l'equazione costitutiva, che dà il legame momento - abbassamento:

si usa la relazione delle travi rettilinee flessibili

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\varphi}{dx} = \frac{M}{EI}$$

↓
curvatura

A questo punto, si comporgano i pezzi e si scrive

$$M = EI \frac{d\varphi}{dx} = -EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

Si sostituisce il momento M , sfruttando la relazione

$$\frac{d^2M}{dx^2} + q(x) - r(x) = 0$$

e si ottiene

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x)$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x)$$

Equazione generale della linea elastica per una trave inflessa (trave snella)

Assumendo ugual materiale e forma della trave costante lungo lo sviluppo, si ha

$$EI = \text{cost}$$

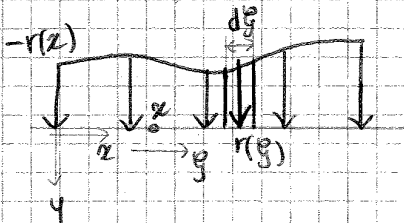
e dunque si ottiene

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = q(x) - r(x)$$

Questa è una prima equazione degli spostamenti che è correlata alla geometria della trave e ai carichi (in parte incogniti).

Come si può estendere questo al caso di carica distribuita?

Si ragiona considerando un concio di larghezza $d\xi$ e calcolando la risultante della distribuzione di carica lineare



$$r(\xi) d\xi$$

Questa è una forza concentrata e così il concio in una certa sezione x , darà un contributo di abbassamento pari a

$$dy(x) = \delta(x; \xi) \cdot r(\xi) \cdot d\xi$$

Nel punto x c'è poi il contributo di infinite strisce e così il cedimento nella sezione x è l'integrale (somma dei contributi di tutti gli elementi $d\xi$)

$$y(x) = \int_L \delta(x; \xi) r(\xi) d\xi$$

Si ottiene così l'espressione che lega il cedimento del terreno in funzione del carico r distribuito e della legge costitutiva.

$$y(x) = \int_L \delta(x; \xi) r(\xi) d\xi$$

A questo punto, risolvere il problema di interazione terreno-struttura significa imporre che punto a punto l'abbassamento sia lo stesso, sia quando si valuta la deformata della trave sia quando si valuta la deformata del terreno. Di fatto, si mettono a sistema le equazioni.

$$\begin{cases} \frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x) & \rightarrow \text{obe del IV ordine} \\ y(x) = \int_L \delta(x; \xi) r(\xi) d\xi & \rightarrow \text{equazione integrale del terreno} \end{cases}$$

Questo è il modo più generale x procedere. Per trovare poi una soluzione in forma chiusa, si dovranno imporre delle semplificazioni.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + k \lambda^4 y = \frac{q}{EI}$$

La soluzione è la somma di 2 soluzioni

→ INTEGRALE GENERALE DELL'OMOGENEA ASSOCIATA, usata quando anziché carichi distribuiti ci sono carichi puntuali

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + k \lambda^4 y = 0$$

→ INTEGRALE PARTICOLARE x il carico distribuito, se $q \neq 0$

Nota la soluzione $y(x)$, sfruttando le relazioni costitutive, di congruenza e di equilibrio si ottiene

$$Q = -\frac{dy}{dx}$$

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$V = -EI \frac{d^3 y}{dx^3}$$

Integrale particolare per il carico distribuito:

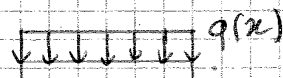
si dimostra che, se il carico $q(x)$ è POLINOMIALE

$$q(x) = Ax^u, \quad u \leq 3$$

allora la soluzione è il carico diviso k

$$y(x) = \frac{Ax^u}{k}$$

In termini pratici, il carico $q(x)$ può essere uniformemente distribuito e costante (es fondo della vasca in un serbatoio), di valore



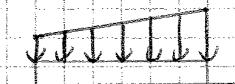
$$q(x) = A \quad (u=0)$$

Allora la soluzione è

$$y(x) = \frac{A}{k}$$

ossia il cedimento è costante e proporzionale al carico.

Lo stesso vale se $q(x)$ ha andamento lineare

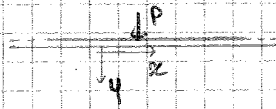


$$q(x) = Ax \quad (u=1) \quad \Rightarrow \quad y(x) = \frac{Ax}{k}$$

e, anche qui, in ogni punto l'abbassamento è proporzionale al carico.

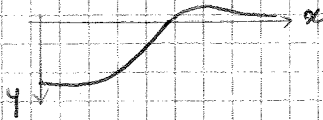
Ora si esplicita la soluzione di casi d'interesse

→ FORZA CONCENTRATA P su una trave infinita nelle 2 direzioni.
Si assume positiva la $q(x)$ se verso il basso

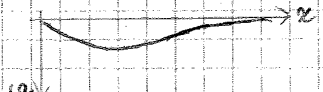


DEFORMATA

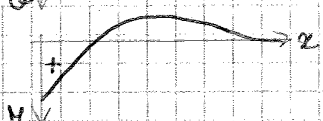
$$q(x) = \frac{P\lambda}{2k} [\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)] e^{-\lambda x}$$



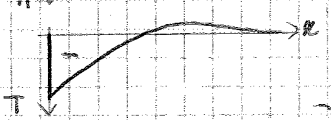
ROTAZIONE



MOMENTO



TAGLIO

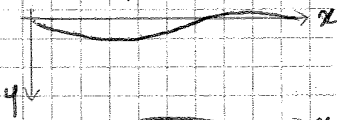


→ $x < 0$, si ricava *
simmetria/antisimmetria

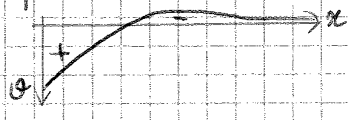
→ COPPIA CONCENTRATA C, supposta positivo se oraria



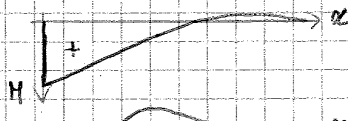
DEFORMATA



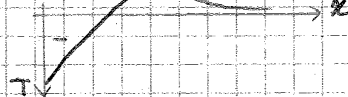
ROTAZIONE



MOMENTO

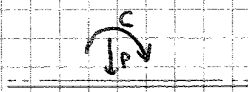


TAGLIO



APPLICAZIONE: se si vuole calcolare l'effetto della forza e di una coppia in un punto, si può sintetizzare in una scrittura semplice e fare i calcoli

$$M = \frac{P}{4\lambda} C(|\lambda x|) + \frac{C}{2} D(|\lambda x|)$$



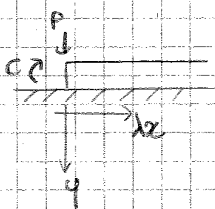
l'effetto di P, il momento è simmetrico e c'è un unico segno

con C, il momento è antisimmetrico e il segno cambia se $x \geq 0$

$$V(x) = \mp \frac{P}{2} D(|\lambda x|) - \frac{\lambda C}{2} A(|\lambda x|)$$

Il segno superiore vale $x \geq 0$, quello inferiore $x < 0$.

TRAVE SEMI-INFINITA CARICATA ALL'ESTREMO LIBERO, con carico P e coppia C

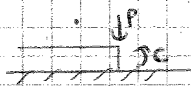


$$y = \frac{2\lambda P}{k} D(\lambda x) - 2 \frac{\lambda^2 C}{k} C(\lambda x)$$

$$w = -\frac{2\lambda^2 P}{k} A(\lambda x) + \frac{4\lambda^3 C}{k} D(\lambda x)$$

$$M = -\frac{P}{\lambda} B(\lambda x) + C A(\lambda x)$$

$$V = -PC(\lambda x) - 2C\lambda B(\lambda x)$$



Spesso capita anche la trave orientata nell'altra direzione e qui basta immaginare come se la trave fosse vista dall'altra parte del disegno.

Cambia così la convenzione x la coppia C (positiva se antioraria). Vista che si ruota di 180° , le sollecitazioni sono le stesse eccetto il taglio, che cambia di segno.

$$M = -\frac{P}{\lambda} B(\lambda x) + C A(\lambda x)$$

$$V = PC(\lambda x) + 2C\lambda B(\lambda x)$$

Queste 4 forze, rappresentate con il verso positivo, sono le incognite del problema e x ricavarle, si impongono le equazioni relative alle condizioni al contorno che si vogliono prescrivere:

si scrivono 4 equazioni relative alle sollecitazioni in funzione delle forze note e incognite.

$$V_A = f_1 (P_1; C_1; P_2; P_A; C_A; P_B; C_B)$$

$$M_A = f_2 (P_1; C_1; P_2; P_A; C_A; P_B; C_B)$$

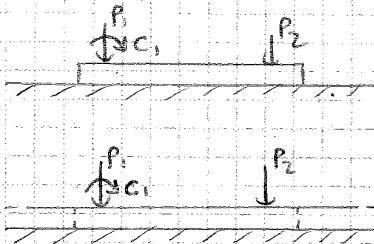
$$V_B = f_3 (P_1; C_1; P_2; P_A; C_A; P_B; C_B)$$

$$M_B = f_4 (P_1; C_1; P_2; P_A; C_A; P_B; C_B)$$

Una volta ricavate le incognite, la trave infinita caricata con quelle forze avrà le stesse caratteristiche della trave reale in AB e da qui, ragionando sulla trave infinita, si trovano le caratteristiche della sollecitazione.

→ approccio approssimato (valido solo x ESTREMI LIBERI)

L'equivalenza tra trave reale e infinita non è cercata solo mediante trave infinita con carico aggiuntivo ma anche con l'intervento di travi semi-infinita opportunamente disposte.



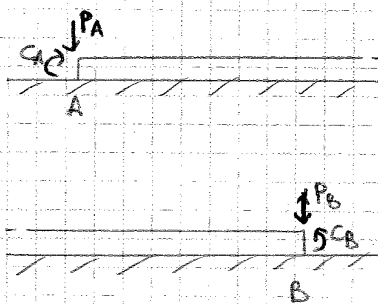
Si consideri una trave finita soggetta a dei carichi.

Si consideri poi una trave infinita, a cui si applica lo stesso carico. Da qui ci si limita a calcolare taglio e momento in corrispondenza delle sezioni estreme A e B della trave reale, ottenendo così 4 valori numerici

$$V_A \quad V_B \quad M_A \quad M_B$$

diversi da quelli reali perché non rispettano le condizioni al contorno.

Per rispettare le condizioni al contorno, occorre aggiungere alla trave infinita 2 altre soluzioni, relative a 2 travi semi-infinita opportunamente caricate.



→ x soddisfare le condizioni al contorno relative alla sezione A, si dispone una trave semi-infinita con sezione estrema coincidente con A e soggetta a carichi P_A e C_A tali da produrre nella trave semi-infinita un taglio e un momento in A uguali e opposti rispetto a quelli nella trave infinita.

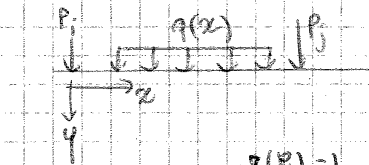
→ ragionamento analogo vale x B, x il quale si dispone una trave semi-infinita soggetta a P_B e C_B .

Trave su suolo alla Boussinesq

Si è visto che, per una trave soggetta a carico distribuito, il modello di Winkler è troppo semplificato e non fornisce contributi di sollecitazione e carichi distribuiti.

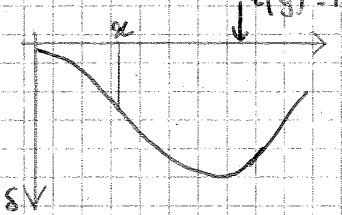
⇒ si passa allora a un modello di terreno più complesso, come mezzo continuo, elastico, omogeneo e isotropo, caratterizzato dai parametri

$$(E; \nu)$$

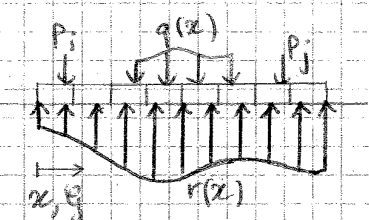


In questo caso, il coefficiente di influenza $\delta(x; y)$, ha una nuova distribuzione

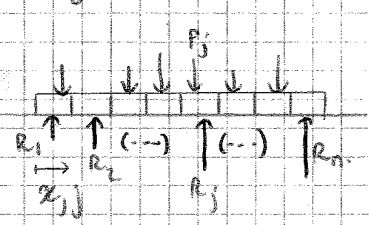
$$\delta(x; y) = \frac{1 - \nu^2}{\pi E |x - y|}, \quad x \neq y$$



se prima l'abbassamento interessa solo il punto d'applicazione della forza, ora interessa punti a sufficiente distanza dal punto di applicazione della forza concentrata unitaria (la formula vale a quei punti).



Il problema del nuovo modello è che il sistema di equazione non è risolubile in forma chiusa ma si cerca una SOLUZIONE PER VIA NUMERICA:



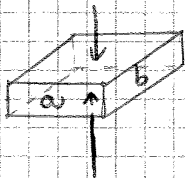
si discretizza la trave reale in un sistema di conci. Ogni concio è caricato dalla reazione R_j del terreno, che è una forza concentrata applicata nel baricentro del concio (è la risultante di $r(x)$ sul concio) ed è incognita. Sopra il concio sono poi applicate le azioni concentrate (forze e coppie) e la forza concentrata data dall'integrale del carico distribuito sulla larghezza del concio.

Ogni concio sarà soggetto a un abbassamento pari a

$$\begin{cases} \delta(x; j) = \frac{1 - \nu^2}{E \pi |x - j|}, & x \neq j & \textcircled{1} \\ \delta(j; j) = \frac{1 - \nu^2}{E \pi a} \left[\frac{a}{b} \sinh^{-1} \left(\frac{b}{a} \right) + \sinh^{-1} \left(\frac{a}{b} \right) \right] & & \textcircled{2} \end{cases}$$

① Formula usata a valutare lo spostamento in conci diversi da quello caricato

② Formula usata a calcolare lo spostamento del concio caricato. Essa ha valore finita perché la forza concentrata è sempre una forza d'area ed è caricata sulle dimensioni del concio

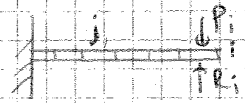


$$a \times b$$

a = dimensione della suddivisione
 b = larghezza trasversale

Nella trave, x congruenza, si ottiene

$$y_j(\text{trave}) = \sum_{i=1}^n \eta(j;i) (P_i - R_i) + y_0 + \alpha_0 x_j$$



contributo d'inflexione nel cuneo j x il carico $P_i - R_i$ agente nel cuneo i

contributo del vincolo α_0 , dove x_j è la distanza dalla sezione di incastro virtuale

Nel terreno, la congruenza impone che

$$y_j(\text{terreno}) = \sum_{i=1}^n \delta(j;i) R_i$$

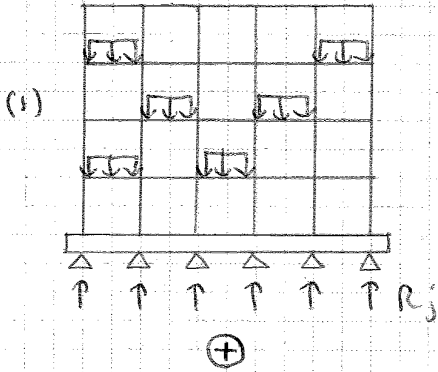
Da qui, ogni singola equazione di congruenza è uguagliata con il singolo cedimento considerato.

$$y_0 + \alpha_0 x_j + \sum_{i=1}^n \eta(j;i) (P_i - R_i) = \sum_{i=1}^n \delta(j;i) R_i$$

$$\begin{cases} \sum R_j = \sum P_j \\ \sum R_j x_j = \sum P_j x_j \\ y_0 + \alpha_0 x_j + \sum_{i=1}^n \eta(j;i) (P_i - R_i) = \sum_{i=1}^n \delta(j;i) R_i \end{cases}$$

Si può così notare che, con piccole modifiche al modello costitutivo, la soluzione rigorosa dell'interazione trave-terreno è molto più complicata.

Per schematizzare il problema, assumendo elasticità lineare, si sfrutta il principio di sovrapposizione degli effetti e si immagina il problema come somma di due situazioni semplici da studiare

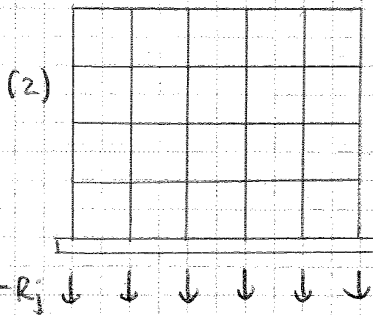


(1) Sottostuttura collegata alla fondazione e al terreno. Però sotto si immagina la presenza di VINCOLI AUSILIARI, che non esistono in realtà ma consentono di arrivare a una configurazione di vincolo semplice. Poi questi sono rimossi mediante l'applicazione di una forza uguale e contraria. Questi vincoli sono VINCOLI NON CEDEVOLI posti in corrispondenza dei pilastri

⇒ trave di fondazione e telaio non hanno cedimenti differenziali.

Si applicano poi i carichi di progetto

di fatto (1) è lo schema della procedura di prassi, quando il vincolo è immaginato non cedevole, ed è tipicamente valutata dal progettista



(2) Per ritornare alla realtà, si somma la situazione opposta. Si considera quindi il TELAIÒ SCARICO (si conta solo la sua matrice di rigidità), la trave e il terreno e si rimuovono i vincoli ausiliari, mediante l'applicazione della loro reazione cambiata di segno



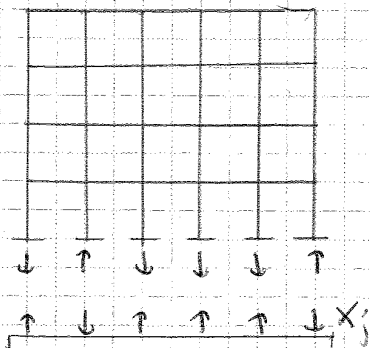
esso dice come la reazione R_j applicata ai piedritti, deforma il terreno, la struttura e la fondazione e come si distribuisca in essi

⇒ si studia lo SCHEMA (2), cioè come si comporta l'insieme telaio-fondazione-terreno sollecitato da $-R_j$

Si può notare che la reazione $-R_j$ si divide in 2 aliquote in ogni nodo

→ una x deformare la sottostuttura

→ una x deformare la trave di fondazione che poggia sul terreno.



In particolare, operando un taglio virtuale di piedritti, si applicano due forze incognite

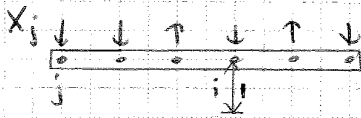
→ Z_j , x provocare la deformazione della sottostuttura

→ X_j , che effettivamente carica la fondazione.

→ x la fondazione

$$[F] = [F_{ji}]$$

La definizione è analogo, ma ora è una matrice di rigidità di una fondazione che poggia su un terreno (si considera la rigidità del terreno).



La modalità di ricavo dei coefficienti di rigidità è analogo a prima (si usa winkler)

F_{ij} = reazione X_j che nasce nel nodo j quando si impone un cedimento unitario nel solo nodo i

A questo punto, si possono scrivere le forze legandole ai cedimenti (incogniti) attraverso la matrice di rigidità.

$$Z_j = \sum_i D_{ji} y_i$$

$$X_j = \sum_i F_{ji} y_i$$

Si applicano dunque le equazioni di congruenza e di equilibrio al nodo

$$X_j + Z_j = +R_j$$

$$\Rightarrow \sum F_{ji} y_i + \sum D_{ji} y_i = -R_j \quad \rightarrow \text{equazione di equilibrio in termini di spostamento}$$

In forma matriciale si ha

$$([F] + [D]) \{y\} = \{-R\}$$

Risolvendo l'equazione, si ottengono gli spostamenti y_i e da qui, sostituendo, si trovano le forze X_j che sollecitano la fondazione

$$X_j = -R_j - Z_j$$

Si nota che interviene la reazione Z_j , a cui l'azione in fondazione non è quella usata nel calcolo della sovrastruttura.

Da qui si possono calcolare le sollecitazioni di momento e taglio nella trave e dimensionarla.

↓

l'aspetto chiave è che i CARICHI IN FONDAZIONE NON SONO CECI x via della componente Z_j

Una generica struttura sarà indeterminata, ma oscillerà all'interno di questi 2 casi.

Pertanto, anche se $[D]$ non è certa e si esplorano le situazioni estreme si è sicuri che dimensionando la fondazione in riferimento alle situazioni estreme, si copre anche la situazione reale perché intermedia.

⇒ non ci si focalizza sulla situazione reale (anche perché si può evolvere) perché di sicuro sta entro questi limiti.

Così la struttura si dimensiona in riferimento a due configurazioni limite
 → sovrastruttura infinitamente flessibile

$$[D] = [0]$$

Questo è il caso di STRUTTURE ISOSTATICHE poiché seguono i cedimenti differenziali del terreno ma non variano le sollecitazioni del pilastro, poiché sono governate solo dall'equilibrio

⇒ nelle strutture isostatiche (capannoni, ponti, etc.) ci si focalizza solo su questa configurazione limite.

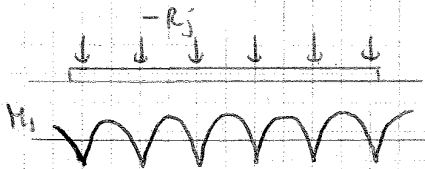
Essendo la matrice di rigidezza nulla, sono nulle le reazioni e non c'è redistribuzione di carico

$$Z_j = 0$$

Di conseguenza, i carichi in fondazione coincidono con i carichi valutati dallo strutturista

$$X_j = -R_j$$

→ dunque la prassi è rappresentata di una sola configurazione limite



Nota la reazione R_j e dunque X_j si calcolano le sollecitazioni di taglio e momento con winkler, indicati con V_j e M_j .

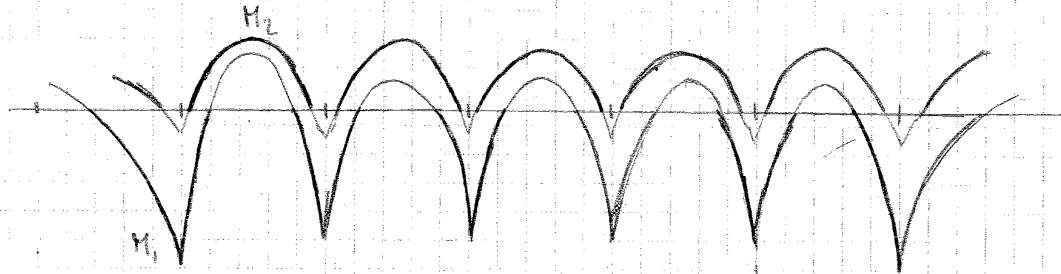
→ sovrastruttura infinitamente rigida

$$[D] = \infty$$

In questo caso, la rigidezza della sovrastruttura è ben maggiore della rigidezza della fondazione e ciò riguarda edifici molto alti o pannelli portanti ad alta rigidezza.

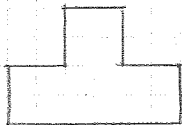
In questo caso, c'è una singolarità perché, a ogni cedimento, tutte le forze vanno all'infinito e Z_j è indeterminata.

Si ottengono così 2 diagrammi corrispondenti alle situazioni estreme riguardo la sovrastruttura.
Sapendo che la sovrastruttura opera in una situazione intermedia, si considera il DIAGRAMMA DI INVILUPPO che prende, a ogni sezione, il massimo momento se M_1 e M_2 hanno lo stesso segno e tutti e due se sono di segno opposto.



Se il progetto copre queste due situazioni, anche la situazione reale è coperta.

↳ Ciò evita fessurazioni accentuate della fondazione (aspetto molto positivo) perché, se si considerasse una sola situazione limite, si coprirebbe solo quella ma è possibile che ci sia inversione nella sezione e, in questo caso, non ci sarebbe armatura.
In una struttura iperstatica, però, quando si fessura, si dilata e crea una cerniera plastica, che determina una maggiore velocità di deterioramento dell'armatura e cedimenti maggiori di quelli desiderati.



Una sezione a T, dal punto di vista geometrica è ottimizzata x offrire la massima rigidità in direzione flessionale, mentre è molto sfavorevole x la resistenza a flessione-torsione (conviene la tubolare). Inoltre, nel meccanismo resistente, quando la trave è sollecitata a momento torcente, nasce un sistema di tiranti-puntoni che crea una sorta di traliccio corticale, che si sviluppa nella zona di bordo del calcestruzzo. È allora chiaro che una trave di fondazione in cemento armato (con sezione a T) presenta una resistenza a flessione di due ordini più grande della resistenza a torsione.

⇒ la coppia M_y è assorbita quasi interamente dalla trave che lavora a flessione, mentre il contributo della trave α è trascurabile.

Così è immediato ripartire la coppia, poiché la coppia è attribuita alla trave che vede tale coppia come momento flettente.

Ciò equivale, dal punto di vista pratico, a immaginare il graticcio come un SISTEMA DI TRAVI APPOGGIATE.

In tal modo, si riduce molto l'iperstaticità della struttura poiché le travi presentano solo il vincolo di abbassamento comune tra di loro e non di rotazione comune.

A questo punto, i concetti di interazione terreno-struttura e dunque di rigidità finita-infinita sono gli stessi.

Così, come nel caso delle fondazioni continue, si possono individuare delle situazioni limite, entro le quali la condizione reale si colloca in posizione intermedia.

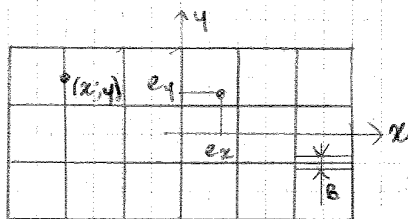
→ sovrastruttura infinitamente rigida

$$[D] = \infty$$

In questo caso, i carichi applicati sui nodi non sono noti ma la struttura impone un vincolo cinematico.

Visto che si parla di un piano, si impone che tutti i nodi e i punti di contatto si siano allineati tra di loro.

Se poi vale il modello di Winkler, allora la pressione di contatto all'interfaccia terreno-fondazione ha distribuzione lineare.



Se si considera allora la base d'impronta del graticcio, tipicamente la risultante di tutto l'edificio cade all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della forma geometrica (con i carichi permanenti).

La sezione è allora interamente retta e si può applicare la pressoflessione x calcolare la distribuzione delle pressioni di contatto.

Si calcola dunque la superficie A di contatto. Dopo di che se ne individua il baricentro e, noti gli assi principali x e y , si calcolano i momenti d'inerzia I_x e I_y .

A questo punto, nota la risultante R (non dipendente dalla rigidità della sovrastruttura), si calcola la tensione σ di contatto in ogni punto, lungo le travi.

$$\sigma(x; y) = \frac{R}{A} + \frac{R e_x}{I_y} x + \frac{R e_y}{I_x} y$$

Attraverso il coefficiente di influenza, si costruisce subito il cedimento di ogni nodo, visto come appartenente alla trave diretta come x e poi visto come appartenente alla trave diretta come y . Questi cedimenti devono essere uguali.

$$\sum_j J_{ij}^x N_j^x = \sum_k J_{ik}^y N_k^y$$

↳ cedimento nel nodo i x una forza sulla trave x (se i appartiene a x) e y (se i appartiene a y).

In teoria, si hanno 2n incognite in n equazioni di equilibrio e n equazioni di congruenza.

Nella pratica, si può inglobare l'equilibrio nell'equazione, ottenendo un sistema di n equazioni x n incognite che fanno quadrato in ogni nodo (l'altra si ricava usando l'equilibrio)

$$\sum J_{ij}^x N_j^x = \sum J_{ik}^y (P_k - N_k^z)$$



Da qui si isola la trave e le si applicano solo le aliquote di carico verticale che le competono, mentre i momenti sono solo i momenti flessionali, applicati x intero. Si risolve poi la trave sul suolo elastico (Winkler) e si calcolano P_i e V_i .

Alla fine, si prendono le singole travi del graticcio, si fa l'involuppa di momento e si ottiene il diagramma risultante.

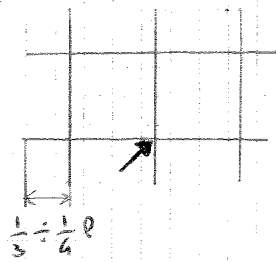
OSSERVAZIONE: metodo approssimato per graticci con sovrastrutture flessibili

In presenza di sovrastruttura flessibile (a se è necessario considerarla), il calcolo è più oneroso. Per semplificare questa configurazione limite, si può tenere conto che lo smorzamento ha un ruolo importante.

Se si valuta il coefficiente di influenza, il valore più importante è dato da quello con i pedici uguali. Se i pedici sono diversi, si sta valutando il cedimento in un nodo diverso da quello caricato e il loro contributo può essere trascurato.

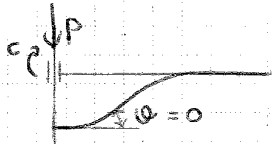
$$J_{ii} \gg J_{ij}$$

L'approssimazione è valida se la luce non è troppo piccola. Dunque si trascurano i termini al di fuori del singolo pilastro, cioè si ha una ripartizione x e y basata sulla sola riga (tezza alla traslazione verticale che si mostra sotto ogni nodo). In questo caso, giocano le condizioni di vincolo, cioè dove si posiziona il nodo rispetto al contorno della fondazione, se è un nodo interno o al bordo.



A volte, x ridurre il momento positivo, invece di far finire la trave esattamente al nodo estremo, questa è prolungata di $1/4 \div 1/3$ della luce della campata successiva. Senza di essa, infatti, si avrebbe un appoggio che crea un forte momento di continuità al primo nodo. Si aggiunge così lo sbalzo x ridurre e uniformare il momento.

In tal caso, ai nodi di bordo l'abbassamento non è compatibile né con un carico su trave semi-infinita né con un carico su trave infinita (non c'è troppa distanza dagli estremi).



⇒ si è in una situazione intermedia con TRAVE SEMI-INFINITA SOGGETTA A COPPIA DI CONTINUITÀ C che annulla la rotazione (come una trave con pattino che fa da incastro angolare).

Qui si ha:

$$T_0^\infty = \frac{k}{\lambda} = \frac{1}{2} T_\infty^\infty$$

In realtà, uno sbalzo di questo tipo non dà esattamente questa situazione.

Pertanto, si impone che essi si comporti come una situazione intermedia tra il caso di trave libera abbassata e ruotata (semi-infinita) e la trave abbassata e non ruotata. Si assume cioè un vincolo di incastro imperfetto, con una rotazione non nulla e un abbassamento maggiore (di conseguenza).

Si ha così:

$$T_s^\infty \sim \frac{1}{2} (T_\infty^\infty + T_0^\infty) = 0,75 \frac{k}{\lambda} = 0,4 T_\infty^\infty$$

$$T_s^\infty = 0,4 T_\infty^\infty$$

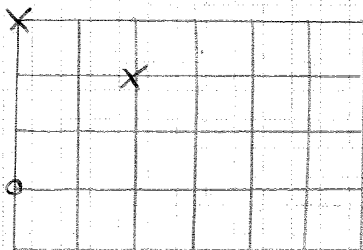
A partire dalla geometria del graticcio e assumendo travi di ugual dimensione, la loro rigidezza dipende solo dalle dimensioni in pianta e dalla collocazione dei nodi.

In ogni nodo, si dura un contributo x le rigidezze entranti.

$$N_i^x = P_i \frac{T_x}{T_x + T_y}$$

→ N si distribuisce lungo x in modo proporzionale alla rigidezza T_x

$$N_i^y = P_i \frac{T_y}{T_x + T_y}$$



Guardando così il graticcio, se tutti i nodi presentano le stesse condizioni di vincolo geometrico (cioè x le travi x e y la posizione geometrica del nodo è equivalente), il carico si ripartisce allo stesso modo.

$$N_i^x = N_i^y = \frac{1}{2} N \rightarrow \text{tutte e 2 sono travi infinite}$$

Lo stesso vale x i nodi di vertice, poiché entrambi le travi li vedono come nodi estremi e hanno la stessa rigidezza.

1. Esse costituiscono un problema più complesso dal punto di vista strutturale. Infatti, finora ci si era ricondotti a un problema unidimensionale, mentre qui la struttura è bidimensionale. Ciononostante, si possono usare dei metodi semplificati che immaginano la platea come un insieme di strisce perpendicolari tra di loro e da qui si ricorre a travi ideali.

2 VANTAGGI dal punto di vista geotecnico

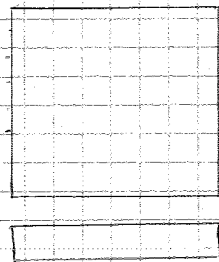
- MAGGIOR AREA DI CONTATTO terreno-fondazione, anche perché in genere ha le dimensioni dell'edificio a debordare.
- avviene in ZONE SISMICHE, poiché vincola tra di loro i pilastri che dunque non possono avere oscillazioni indipendenti.
- è utile in presenza di FALDA IN PROSSIMITÀ DELLA FONDAZIONE e si teme che questa superi il piano di posa. Se si usano plinti isolati, si allagano i piani interrati, la platea invece può essere impermeabilizzata costruendo dei muri continui attorno, in modo da costituire uno scatolare.

3 Esistono più tipologie di platee, a seconda delle esigenze di rigidità della fondazione

→ platea a spessore costante

È la platea più ricorrente, più semplice da valutare in termini strutturali e da realizzare.

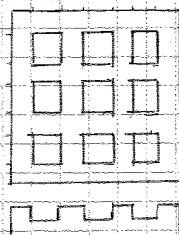
Il problema è che richiede grandi volumi di calcestruzzo (piccole variazioni di spessore danno molti m³ di differenza) e alti costi. Se bisogna allora aumentare la rigidità, non si aumenta la rig. lo spessore ma si ricorre ad altre soluzioni e soluzioni.

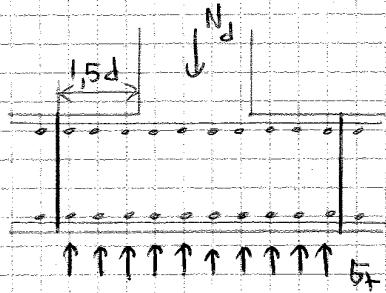


→ platea nervata:

In essa è presente una nervatura di irrigidimento in corrispondenza dei pilastri, con un effetto simile al solaio a cassettoni.

Il sistema è simile a un graticcio di fondazione ma i campi intermedi non sono aperti e scarichi, bensì sono chiusi e trasmettono un carico alle nervature (simili a travi).





Nel calcolo, si usa un modello concettuale semplice in cui la superficie di punzonamento è una SUPERFICIE PIANA avente ugual perimetro u e superficie di impronta S_p .
 Dunque le pareti sono verticali e s'immagina che la rottura avvenga con la resistenza a rottura di calcolo del calcestruzzo su superfici verticali.

Se si prende ~~ora~~ un pilastro soggetto al carico N_d , questa è un'azione ma non è quella punzonante, definita come

$$V_{pd} = N_d - b_f d \cdot S_p$$

Essa è minore dell'azione del pilastro poiché la porzione di ~~pilastro~~ fondazione solidale al pilastro subisce, da parte del terreno, una reazione di contatto $b_f d$. Questa è nota dalla risultante dei carichi e dalla sua eccentricità, assumendo fondazione rigida (si usa winkler).

Questo taglio sollecita tutta questa superficie verticale.

La resistenza, secondo l'Eurocode 2, ha la seguente formulazione

$$V_{rd,1} = [E_{rd} k (1,2 + 40 p_p)] u d$$

$V_{rd,1}$ = taglio risultante di calcolo 1, che indica una resistenza a taglio riferita al solo calcestruzzo, non armato di armatura a taglio (solo all'quota del calcestruzzo)

E_{rd} = resistenza nominale a taglio del calcestruzzo, a seconda della classe

$$E_{rd} = \begin{cases} 0,26 \text{ Nmm}^{-2} & \text{C20/25} \\ 0,30 \text{ Nmm}^{-2} & \text{C25/30} \end{cases}$$

Questo valore è incrementato con una serie di fattori che vanno a definire la resistenza unitaria a taglio

→ $k = 1,6 - d [m] \geq 1$

→ effetto della geometria

→ 1,2

→ effetto dell'ingrandimento nella superficie del calcestruzzo (superficie di rottura rivisita via degli aggregati)

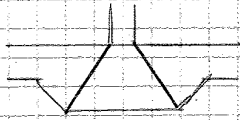
→ $\rho_p = \sqrt{\rho_{lx} + \rho_{ly}} \leq 0,15$

→ effetto di cucitura delle armature longitudinali, poiché bisogna rompere e tagliare le armature che attraversano la superficie. Ciò incrementa la resistenza e crea un effetto spinotto

ρ_{li} = percentuale di armatura tesa (quella che interviene) in direzione longitudinale e trasversale nella sezione

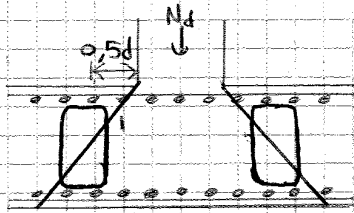
$u d$ = superficie di rottura

→ ispessimento localizzato:



si fa un ispessimento localizzato in corrispondenza dei pilastri critici.
Questo però richiede una lavorazione più complessa poiché, per prendere il cono, bisogna sagomare lo scavo del getto e l'armatura nel void.

Se ciò non bastasse, potrebbe essere utile inserire specifiche armature di taglio (che però richiedano operazioni complicate).



Di fatto, si mettono delle staffe chiuse che cuciano la potenziale superficie di rottura.
Perché i bracci siano efficaci e chiudano la fessura, questi devono essere contenuti entro la superficie di punzonamento e dunque devono essere posti a una distanza $0,5d$ (zona centrale della porzione del tronco di cono).
Ciò dà un'ulteriore incremento di resistenza perché i bracci lavorano a trazione e si aggiunge così la resistenza a sverciamento dei bracci intersecati.

Il problema è che non si può aumentare indefinitamente la resistenza, mediante l'aggiunta di armatura.
Infatti, il meccanismo di resistenza a taglio funziona come un sistema di bielle e puntoni e dunque si rischia la crisi del calcestruzzo.

⇒ si definisce un valore di massima resistenza del calcestruzzo (\times lo scoppio)

$$V_{rd,2} = 1,6 V_{rd,1} \geq \beta V_{pd}$$

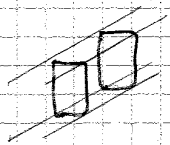
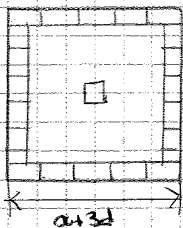
Così, se la verifica al valore 1 non è soddisfatta ma la differenza è contenuta entro il 60%, si può armare. Altrimenti, bisogna ispessire il calcestruzzo.

Da qui, se si possono usare le armature, la differenza è affidata alle staffe

$$\beta V_{pd} - V_{rd,1} \leq \sum A_s f_y d \quad \text{ma comunque bisogna verificare la resistenza del calcestruzzo}$$

La resistenza delle staffe è data dal numero di staffe \times lo sverciamento f_y e l'area dei bracci di taglio, che vale

$$2 \frac{\pi \phi^2}{4}$$

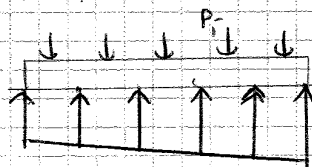
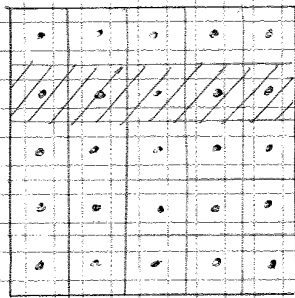


Il posizionamento prevede di fare delle gabbie semplici (scalette) preparate in opera, aventi un elemento longitudinale a tenerle insieme.
Queste sono disposte attorno al pilastro in modo da chiudere le fessure.

Un metodo che però è molto utile a capire quanta armatura mettere è il metodo delle strisce virtuali:

essa si usa se la superficie ha spessore costante e i pilastri che trasmettono un carico P_i noto (competente alla I configurazione limite), sono disposti in modo regolare.

Anche se il carico si riferisce alla I configurazione limite, si ottiene una soluzione approssimata che copre tutti e due i casi.



Grazie alla regolarità, si può immaginare la piastra come un insieme di strisce (travi) ideali ordinate in direzione x e y .

Queste si individuano prendendo la linea di mezzera tra i pilastri nelle 2 direzioni.

Dopo che ogni striscia è isolata dal resto della piastra, ogni striscia è isolata dal resto della piastra ed è trattata come una trave rigida su terreno alla winkler.

A essa si applicano i carichi dai pilastri e, in base alla risultante e alla rigidezza della striscia, si ottiene il diagramma di reazione del terreno che equilibra.

Si ottiene così una trave autoequilibrata e si scrive il momento

→ il momento in campo M determinerà il quantitativo di armatura superiore.

→ il momento ai pilastri M_p darà il quantitativo di armatura inferiore.

Si usa poi la relazione dell'armatura a flessione x ottenere il quantitativo da disporre lungo le strisce.

Per quanto riguarda la disposizione

→ x L'ARMATURA SUPERIORE IL QUANTITATIVO SI DISPONE IN MODO UNIFORME sulla lunghezza della striscia.

Essa infatti deve prendere tutte le isostatiche, che però nella parte superiore si distribuiscono su tutta la trave (così si evitano fessure indesiderate).

→ x L'ARMATURA INFERIORE, si nota che le isostatiche devono confluire sul pilastro e dunque si devono avvicinare a essa. Per evitare allora differenze tra armatura e isostatiche, di quel quantitativo, il 75% è concentrato nella fascia centrale a cavallo del pilastro e il resto si distribuisce nelle ali. Per questo, la rete elettrosaldata deve costituire solo un aliquota dell'armatura (altrimenti questa è disposta tutta uniformemente), mentre al centro si dispongono delle barre.

Questo ragionamento è ripetuto x le altre strisce.

OSSERVAZIONE: a differenza del graticcio, quando si considera la trave, si prende l'intero carico e non l'aliquota che si assegna. Già sembra portare a un sovra dimensionamento ma in realtà è corretta.

FONDAZIONI PROFONDE

Nei pali, fin dalla valutazione di capacità portante, ci sono molte più correlazioni empiriche rispetto a quelle teoriche (a differenza delle fondazioni dirette, dove ci sono ~~molte~~ solo relazioni teoriche), correlate non tanto ai parametri del terreno ma ai risultati delle prove. Del resto, le prove penetrometriche sono nate x vedere l'infissibilità o meno dei pali.

CAUSE DEL DOMINIO DELLE CORRELAZIONI EMPIRICHE

- a differenza delle fondazioni dirette, i pali di fondazione sono sempre testati, cioè vi è l'obbligo di fare delle prove di carico mediante pali pilota o in corso d'opera direttamente su un certo numero di pali
- con i pali pilota, si misurano sia il carico ultimo (poiché lo si porta a rottura) sia delle performance di esercizio
- in una prova di collaudo, si testa un sistema di palificate a un carico 1,5 volte quello di esercizio (cioè a 1,5 volte il carico di progetto). Quando applicato i margini di sicurezza, in teoria non avviene rottura. La rottura è poi stimabile tramite curve di carico e si testa la performance.

Siccome si fa una VERIFICA SPERIMENTALE, tutte le semplificazioni che si adottano nelle correlazioni mostrano i loro limiti

- il palo è un cilindro molto snello e questo sistema è usato fin dall'antichità (il era usato però x indurre coesimento e migliorare il terreno). In esso è complesso il calcolo della capacità portante, poiché la modellazione è difficile e le correlazioni teoriche sono meno affidabili.

Infatti, a differenza delle fondazioni dirette, la costruzione e l'infissione di un palo provoca un forte RIMANEGGIAMENTO del terreno nell'intorno del palo, alterandone le caratteristiche di resistenza e deformabilità che governano la risposta del palo.

Di conseguenza, in una fondazione diretta ci si può riferire a prove di caratterizzazione del terreno indisturbato, sapendo che questo rimane inalterato durante la costruzione della fondazione (la costruzione non incide sulla performance).

Nei pali, invece, la situazione è diversa e la performance dipende da

→ TIPOLOGIA DI PALO ADOTTATO

→ QUALITÀ DELL'IMPRESA COSTRUTTRICE:

anche se si prevede tutto, non si può prevedere la qualità con cui il palo sarà costruito. Del resto, nelle prove di collaudo, non si impegna subito i pali che saranno sottoposti a test, altrimenti l'impresa può curare solo quelli e trascurare gli altri

⇒ hanno grande peso gli aspetti tecnologici e costruttivi

In realtà, le azioni orizzontali sono limitate dalle sollecitazioni di flessione che nascono all'interno del palo, siccome la struttura non lavora in condizioni ideali. Comunque, si mobilitano le pressioni di contatto contro il terreno σ_p e σ_A

⇒ il palo può sopportare carichi con qualunque eccentricità

In un palo si distinguono comportamento assiale e comportamento trasversale

→ COMPORTAMENTO ASSIALE:

In esso, lo sforzo N_{max} sopportabile dal palo è condizionato dalla resistenza geotecnica, poiché è a compressione il palo presenta una resistenza strutturale maggiore della resistenza del terreno. D'altra parte, la norma richiede di fare sia una verifica di dimensionamento strutturale sia una verifica di capacità portante (in genere, il carico ultimo strutturale è maggiore del carico ultimo di capacità portante)

⇒ in genere si valuta il CARICO ULTIMO CHE DETERMINA ROTURA DEL TERRENO

→ COMPORTAMENTO TRASVERSALE:

In questo caso, la situazione è ribaltata. Occorre infatti valutare la sollecitazione che nasce in condizioni di esercizio nel palo caricato trasversalmente, e determinare l'andamento del momento flettente lungo il fusto del palo. Ora la resistenza si determina dalla RESISTENZA STRUTTURALE DEL PALO.

↓ il terreno invece offre una grande resistenza agli spostamenti trasversali (prima c'è rottura strutturale)

3 Sistemi di pali

esistono casi in cui il palo è singolo e costituisce tutta la fondazione. In genere, però, il palo non è mai da solo e costituisce l'elemento base della fondazione.

Si possono distinguere allora 2 situazioni

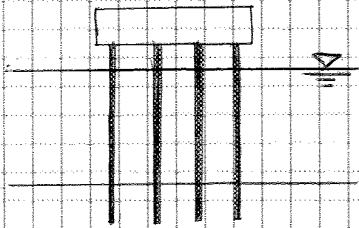


→ i pali possono essere raggruppati in piccolo numero sotto la fondazione.

Il minimo richiesto è di 3 pali non allineati, in modo da assorbire ogni eccentricità nel miglior modo, cioè facendo lavorare assialmente (se sono allineati, lavorano bene solo in una direzione).

Il pilastro fonda su un plinto estremamente rigido (tazza), che presenta una forma di poligono regolare e ha il compito di distribuire la sollecitazione ai pali.

→ strutture off-shore (es. pontili)



In esse, i pali sono necessari x poter attraversare l'acqua.

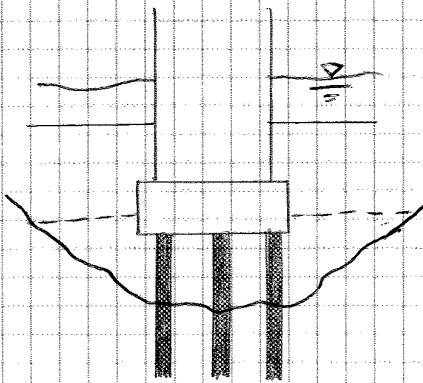
→ pile di ponti

In genere, non conviene fondare pile in alveo x ragioni idrauliche:

la pila comporta una riduzione della sezione idrica e ciò determina l'accelerazione dell'acqua nell'intorno, con conseguenti fenomeni erosivi.

Se però la luce è lunga, non si può scavalcare direttamente l'alveo e occorrono delle fondazioni.

Si potrebbe ricorrere a una FONDAZIONE A CASSONI, cioè una fondazione diretta approfondita.



Un'altra via è data dai PALI.

Il problema è che, inserendo un elemento in alveo, si inducono fenomeni di erosione che possono produrre scalzamenti molto grandi.

Infatti, quando si definisce con la quota di testa dei pali e le loro dimensioni, la situazione è più gravosa avviene in concomitanza delle piene:

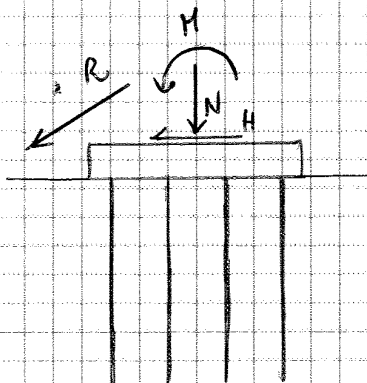
qui sono massime le azioni trasversali (acqua e detriti) e non c'è azione normale, poiché in questi eventi il ponte è chiuso al traffico.

Di conseguenza, i pali sono denudati e successivamente sono ricoperti da materiale decantato, avente però spessore non noto e scarse proprietà meccaniche.

⇒ occorre inserire pochi PALI DI GROSSE DIMENSIONI.

Spesso purtroppo si mettono tanti piccoli pali, perché più comodi. In queste condizioni a sbalzo e di sollecitazione con carichi trasversali, però, essi mostrano una pessima rigidità e resistenza.

→ fondazioni soggette a carichi fortemente eccentrici e obliqui



Se la fondazione diretta porta carichi molto eccentrici e inclinati, può non essere in grado di assorbirli.

Questo è tipico delle opere di sostegno di grande altezza. Per esse, se non si riesce a trovare una soluzione di fondazione diretta che riesca a soddisfare capacità portante e scorrimento, si può ricorrere ai pali.

Inserendo i pali, tutte le verifiche di ribaltamento, scorrimento e capacità portante perdono di significato. Occorre però valutare l'azione che arriva in fondazione, che costituisce l'azione in testa ai pali.