



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 830

DATA: 18/02/2014

A P P U N T I

STUDENTE: De Francesco

MATERIA: Fondazioni + Eserc.

Prof. Costantino_Musso

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.**

TERREMI

NORMALI CONSOLIDATI

sono depositi omogenei delimitati da piani compagne orizzontali.
Le tensioni verticali ed orizzontali sono principali.

TENSIONE VERTICALE EFFICACE: $\sigma'_{vo} = \gamma \cdot z - u_0$

" ORIZZONTALE " : $\sigma'_{ho} = K_0(N_e) \sigma'_{vo}$ dove
 dipende \uparrow dalla storia tensionale del deposito $K_0(N_e) = 1 - \sin \phi'$

TERREMI PRE CONSOLIDATI

sono i depositi che dopo la sedimentazione e compressione hanno subito
 erosione e riduzione di σ'_{vo} oltre

$$K_0(OE) = K_0(N_e) \cdot OER \quad \text{dove} \quad OER = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il meccanismo di rottura generale è SLU ma per evitare e costi d'intesa se pratico si fanno delle semplificazioni.

La prima semplificazione è studiare solo l'istante del collasso senza studiare la storia tensionale progressiva.

La formula per il calcolo della capacità portante è:

FORMULA DI BAINES-HANSEN:

$$q_{lim} = \underbrace{\frac{1}{2} \gamma B \cdot N_s \cdot s_r \cdot c_r \cdot b_r g_r}_{\text{Contributo del terreno sottostante la fondazione}} + \underbrace{c' N_{cs} i_c b_c g_c d_c}_{\text{Contributo della coesione efficace}} + \underbrace{q N_q s_q i_q b_q g_q d_q}_{\text{Contributo della resistenza se dovuta ai sovraccarichi laterali}}$$

Contributo del terreno sottostante la fondazione

Contributo della coesione efficace

Contributo della resistenza se dovuta ai sovraccarichi laterali

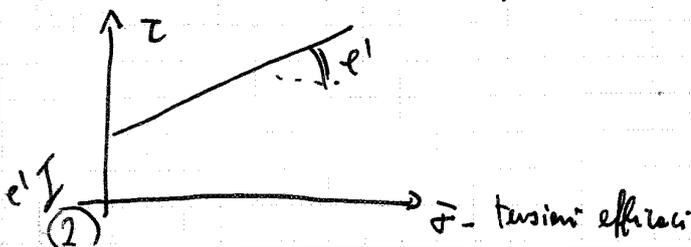
Coefficienti:

- s - forma della fondazione
- i - inclinazione del carico
- b - " delle fondazioni
- g - " del piano campagna
- d - approfondimento piano di posa

trascorrendo quello che succede fino al collasso, la curva τ - γ si riveste come uno scorrimento plastico perfettamente definito:



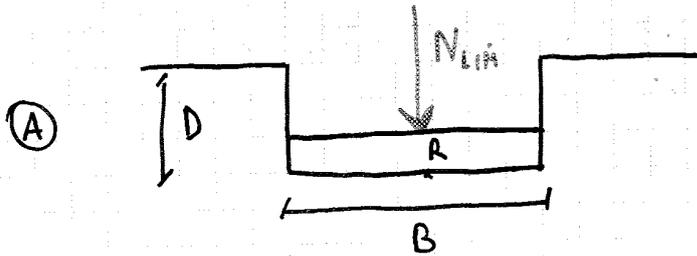
Il criterio di rottura più usato è invece Mohr-Coulomb:



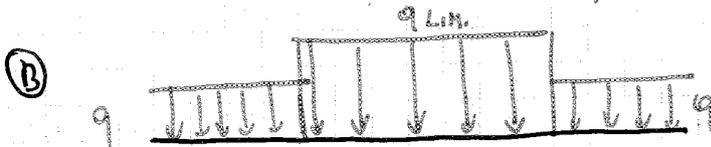
MODELLO DI CALCOLO

Dobbiamo fare delle SEMPLIFICAZIONI:

- fondazione MASTRIFORME
- condizioni crisi simmetriche
- fondazione caricata da un N bi-centrico



ed è sostituito alle pareti laterali il peso del terreno:



i casi Ⓐ e Ⓑ si equivalgono.

Ricordiamo che siamo in campo plastico e stiamo cercando l'incipiente rottura. Allora:

$q_{lim} = \frac{N}{B}$ e si può usare la formula trinomia:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_c + c' N_c + q N_q$$

N_c, N_c' e N_q dipendono dall'angolo di resistenza al taglio e non dall'attrito interno del terreno.

Questa soluzione è però lontana dalla realtà

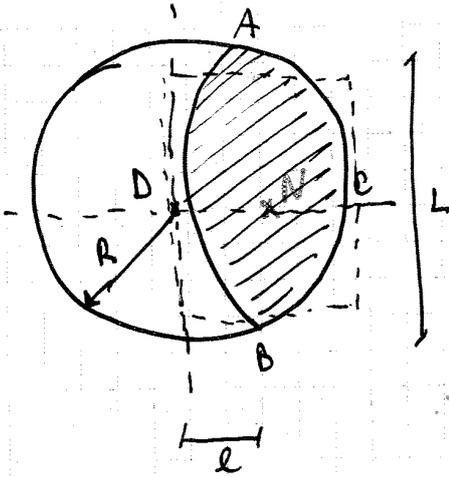
soluzione esatta - PRANDTL: $N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$ e $\pi \cdot \tan \phi'$

se $e' = 0$
 $\gamma = 0$

$$q_{lim} = q N_q$$

Ⓒ

e se la fondazione è circolare?



ci si deve sempre ricondurre ad una fondazione rettangolare equivalente.

Oppure si trova N , tracciamo AB e ribaltiamo lo specchio di destra.

Quest'area sarà equivalente ad una rettangolare ottenuta imponendo:

1) stessa area

2) mantenere rapporti di forma simili:

$$\frac{B}{L} = \frac{e}{AB}$$

Per i terreni a grana fine l'analisi con le tensioni efficaci si può fare solo a breve termine.

Abbiamo visto che anche un metro di terreno ~~di~~ da ricoprire da fondazione è rilevante. Bisogna prevedere allora i casi in cui tale terreno può venire rimosso.

Ma adesso quando parliamo di B ed L parliamo solo di base ridotta e non ci preoccupiamo più del resto della fondazione.

Un'altra cosa: COEFFICIENTI DELLA FORMULA TRINOMIA

La cosa più importante è non dimenticare i coeff. < 1 perché altrimenti non potremmo essere più in sicurezza. Tutte le formule sono approssimate.

$$s_b = s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{1 + \tan \phi'}{1 - \tan \phi'} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_e = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \tan \phi'}{1 - \tan \phi'}$$

$$s_b, s_c, s_q \geq 1$$

non meno che la fondazione si allunga gli effetti di bordo si sentono di meno

(6)

le H_{lim} è quella da calcolare. La prendesse su cui facciamo affidamento ora è l'attrito e il fattore di sicurezza e sempre il rapporto tra resistenza e azione.

$$H_{lim} = N_{ES} \cdot \tan \delta$$

$$F_s = \frac{\text{Resistenza}}{\text{Azione}} = \frac{H_{lim}}{H_{ES}} = \frac{N_{ES} \cdot \tan \delta}{H_{ES}} = \frac{\tan \delta}{\tan \psi} \geq F_{s, min} = 1,3 \div 1,5$$

osserviamo che non interviene la forma della fondazione o la sua superficie. Dipende tutto dai rapporti di angoli.

Se vogliamo provare la rottura sulla sup. di contatto serve un angolo più alto. δ ha come limite superiore ϕ' e' un angolo che è il minimo del terreno (angolo di stato critico o a volume costante)

Se la superficie di contatto è liscia δ lo si deve prendere per forza più piccolo di ϕ'

Se parliamo di ϕ' come parametro nei calcoli si potrà stabilire negli esercizi di prendere $\delta < \phi'$

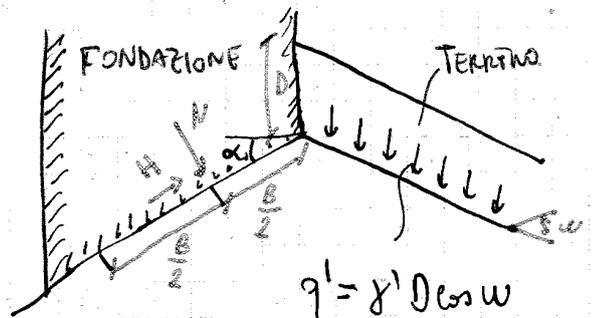
coefficienti per inclinazione della base e del terreno

$$b_x = b_y = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad \alpha \text{ in RADIANI}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

$$g_x = g_y = (1 - \tan w)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$



$$b_x, b_c, b_q, g_x, g_c, g_q \leq 1$$

8

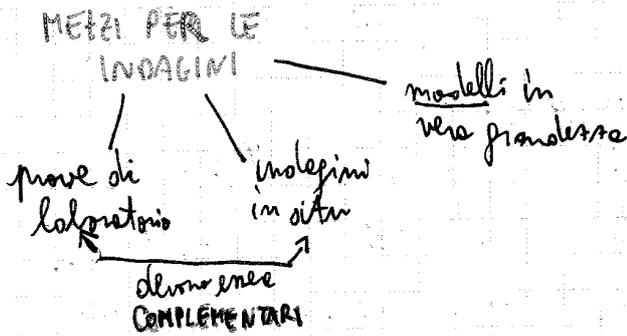
PROVE PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI IN SITU

Per risolvere un problema geotecnico è fondamentale conoscere il materiale e stabilire il metodo di analisi più adatto.

PARAMETRI:

- stratigrafie di dettaglio: caratteristiche macro-strutturali.
- condizione di falda (in pressione, freatica ecc...)
- storie tensionale (occr)
- stato tensionale (K_0)
- caratteristiche meccaniche
- caratteristiche di permeabilità

CRITERI DI PROGETTO E MODALITA' ESECUTIVE



PROVA DI LABORATORIO

PRO	CONTRO
• Condizioni al contorno note	• provini indisturbati (non realistici)
• σ e ϵ uniformi	• volume ridotto
• controllo del drenaggio	• valori puntuali
• materiale ben caratterizzato	• costi e tempi (come le prove colometriche)

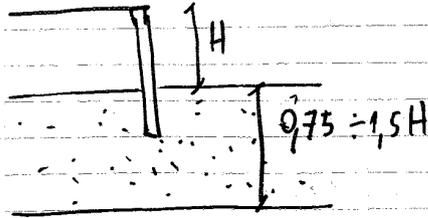
PROVE IN SITU

PRO	CONTRO
• rapide e economiche	• ? condiz. al contorno
• volume maggiore	• ? " di drenaggio
• il terreno è indisturbato	• forti gradienti di σ e ϵ
• sono le UNICHE prove da fare sui terreni INGERENTI	

per questi motivi vanno interpretate (si usa una camera di calibrazione in cui il materiale è confinato con uno stato tensionale)

o nel caso di un diaframma:

$$z = 0,75 = 1,5H$$



o per rilevati e argini

$$B \approx 0,15 + 0,5B$$

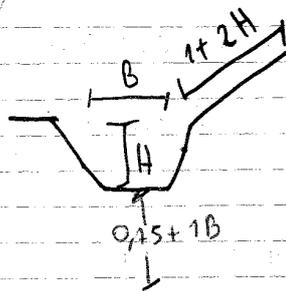
se ha funzione di ritenuta idrica la profondità deve essere

maggiore



o per trincee

- l'approfondimento dipende da B
- l'estensione laterale della profondità H



potrebbero sorgere infatti dei problemi come il sollevamento del fondaccio o delle installate dai lati dello scavo

PROVE IN SITU

il primo obiettivo è conoscere la stratigrafia del terreno e questo lo si fa con metodi diretti o indiretti.

La presenza di falde lo si vede con piezometri.

Vanno stabilite anche le caratteristiche meccaniche e per far questo si fanno:

- prove penetrometriche
- " slissometriche
- " sismiche (geofisiche)
- " pressionometriche
- " dilatometriche

PIEZOMETRI

Servono per conoscere la presenza di falde e il regime di falde.

L'installazione di un piezometro è un'operazione molto delicata e richiede esperienza e scrupolose cure nei dettagli.

Il piezometro è un elemento ~~poroso~~ pieno d'acqua con perme parie gralle del ambiente circostante.

tipologie:

- piezometro a tubo aperto è presente in tratto sfornato di misure che deve ~~essere~~ ~~trasparente~~ fare in modo che l'acqua presente in una zona non possa andare nelle zone di altre quote.

La misura si fa con una sonda galvanometrica che a contatto con l'acqua mette un suono. Questa tipologia richiede molte cure

- piezometro a grande consiste in filtro piccolo che è il punto di presa da l'acqua entra e va e finisce in 2 tubi (sono due per consentire la manutenzione). Consente una rapidità di risposta, è semplice e comodo affidabile, è facile da pulire, ne possono installare più di uno.

Il foro è scovibile quindi è soggetto ad atti di vandalismo e non consente la misura di falde artesiane.

- piezometro ibrido o circuito chiuso è riempito con acqua e un piezometro idrostatico riempito con acqua deaerata e collegato a manometri. È uno strumento molto rapido con la testa incassata. Consente letture automatiche, si può usare per falde artesiane ed è possibile usarne più di uno in un unico foro di sondaggio.

I problemi derivano soprattutto nella fase in opera e per possibili fenomeni di contenzione.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT) — X TERREMI SABBIOSI

Consiste nel misurare il numero di colpi necessari ad infliggere un Compionatore (standardizzato) nel terreno.

Per mettere a met. prove discontinue (intervalli di 1,5 m o al massimo 0,75 m). Richiede l'esecuzione preliminare di una perforazione che si interrompe all'altezza in cui si deve eseguire la prova.

**P
R
O
V
A** La prova consiste nel far cadere un maglio di 63,5 kg da 760 mm e si registra il numero di colpi necessari per l'avanzamento di 30 mm di un compionatore standardizzato.

Il tempo di stabilizzazione del fono si deve mantenere al di sopra del libello della folds.

La prova ha grande semplicità operativa ed è economica.
L'affidabilità però dipende dai dettagli della procedura.

Il campo d'impiego ottimale è per terreni sabbiosi e le i suoi risultati sono interpretati come una misura indiretta della resistenza al taglio e della compressibilità dei materiali.

Alle SPT si fanno correzioni:

sabbie limose sotto folds. se $N_{SPT} > 15$ $N_e = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$
pute conca (depositi fluviali). $N_e = 1,25 N_{SPT}$

con l'evoluzione dello strumento si possono misurare le pressioni neutre con la velocità della punta.

In realtà ci sono analisi che tengono conto anche di q_{se} e f_r .

I penetrometri sono stati migliorati con l'utilizzo di punte d'acciaio in modo di misurare resistenze differenti e migliorare i risultati delle prove. Può succedere che nel passare tra due strati ci sarà una zona di transizione dovuta al trasporto di parte del materiale della zona superiore. L'incremento

allora non è immediato

Non possiamo pretendere di individuare allora spesso di terreno inferiori a 40 cm.

20 cm (2106)

arg.
sabbie
40 cm
? 40 cm

Un altro limite è che partendo dalla superficie le resistenze alle punte tendono ad aumentare. Le aste tendono infatti a piegarsi in modo casuale e questo comporta un'analisi errata nella distribuzione dei dati.

Può succedere che l'asta non proceda perfettamente in verticale ma può inclinarsi in una certa direzione e porta all'individuazione di quote errate. È possibile controllare allora la verticalità delle aste inserendo all'interno un inclinometro che misura l'inclinazione dell'axe verticale.

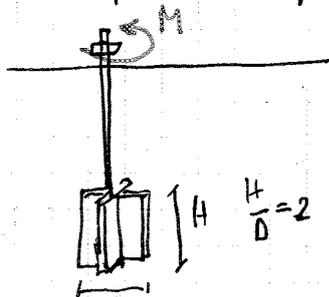
PIEZOCONO (CPTV)

È il cono elettrico abbinato a dei sensori che consente di valutare la pressione neutra dell'acqua nei pori. Il filtro deve rimanere in condizioni ottimali altrimenti le prove si fessano. Un'altra difficoltà è vedere dove applicare il filtro. La posizione migliore è risultata essere subito dopo la parte sovrice.

Se il penetrometro fissiamo 2 perfori, possiamo fare praticamente una prova dozemell con il vantaggio di non dover fare ulteriori fori. Se riusciamo ad usare un indidometro le prove sono ancora più efficaci. Ci sono perfori che funzionano sia da emettitori che che ricevitori (motivo per cui si ne fissano almeno 2 al penetrometro).

PROVA SCISSOMETRICA

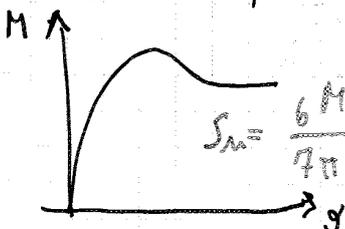
è rapida e si può fare anche in laboratorio. Si esegue un terreno coesivo e consente di individuare la ~~coesione~~ coesione non drenata del terreno.



Lo strumento viene infisso a pressione fino alla profondità desiderata, dove si applica una

coppia D che mette in rotazione lo strumento con velocità costante.

Si misura poi il momento torcente necessario per la rotazione del sistema. Facendo un diagramma tra M e la rotazione si può individuare un momento max di rotazione.

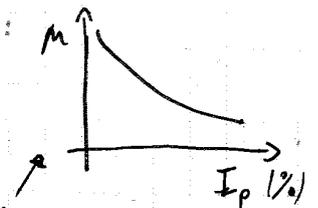


note le dimensioni dello strumento, la rotazione crea un cilindro di terreno ed e la resistenza e' costante delle forze di resistenza tangenziali del terreno

$$S_u = \frac{6 M_{max}}{7 \pi D^3}$$

Una volta raggiunta la velocità costante si procede a misurare la resistenza con 10 rotazioni rapide dello strumento e poi torniamo alla velocità di primo. Adesso possiamo definire la sensitività del terreno come:

$$S_s = \frac{S_u (max)}{S_u (residuo)}$$



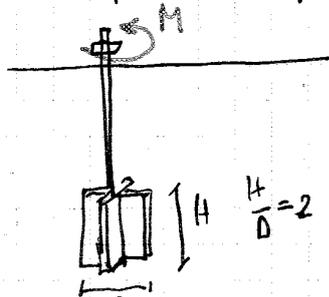
la coesione non drenata dipenderà anche delle modalità di prova.

Si usa allora un coefficiente correttivo $S_u (operativo) = \mu S_u$ con cui si pesa del valore misurato nelle prove al valore operativo.

Se il penetrometro funziona e perfino, possiamo fare pret. come una prova d'orella con il vantaggio di non dover fare ulteriori provi. Se riusciamo ad usare un indurimetro le prove sono ancora più efficaci. Ci sono perfino che funzionano via da emettitori che da ricevitori (motivo per cui si ne fissano almeno 2 el penetrometro)

PROVA SCISSOMETRICA

è rapida e si può fare anche in laboratorio. Si esegue in terreni coesivi e consente di individuare la ~~coesione~~ coesione non drenata del terreno.



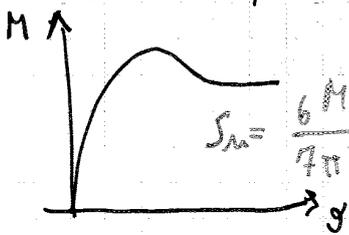
Lo strumento viene infisso a pressione fino alla profondità desiderata, dove si applica una coppia D che mette in rotazione lo strumento con velocità costante.

Si conosce poi il momento torcente necessario per la rotazione del sistema.

Facendo un diagramma tra M e la rotazione si può individuare un momento max di rotazione.

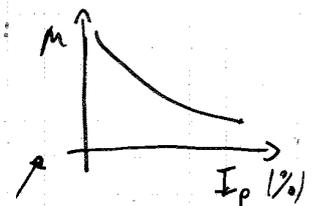
note le dimensioni dello strumento, la rotazione crea un cilindro di terreno ed è la resistenza è costante delle forze di resistenza tangenziali del terreno.

Una volta raggiunta la velocità costante si procede a misurare la resistenza con 10 rotazioni rapide dello strumento poi torniamo alla velocità di prima. Adesso possiamo definire la sensitività del terreno come:



Una volta raggiunta la velocità costante si procede a misurare la resistenza con 10 rotazioni rapide dello strumento poi torniamo alla velocità di prima. Adesso possiamo definire la sensitività del terreno come:

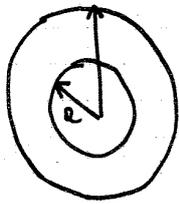
$$S_s = \frac{S_u(\max)}{S_u(\min)}$$



la coesione non drenata dipenderà anche dalle modalità di prova.

Si usa allora un coefficiente correttivo $S_u(\text{operativ}) = \mu S_u$ con cui si passa dal valore misurato nella prova al valore operativo. (71)

le modalità delle prove sono tali che fanno in modo che possiamo valutare le prove come una valutazione delle resistenze al taglio non drenate, nelle argille



slide



dal grafico precedente otteniamo la pressione limite.

Il rischio è mettere troppa acqua e rischiare di rompere lo strumento. Nelle sabbie poi è molto difficile lo stato di preconsolidazione dei terreni stessi e i risultati sono meno.

le stesse prove si può usare per determinare il modulo di deformazione elastica a taglio prevedendo dei cicli di carico - scarico.

è possibile allora ottenere:

$$G = \frac{1}{2} \frac{d\sigma_{1-2}}{\epsilon_{\theta}}$$

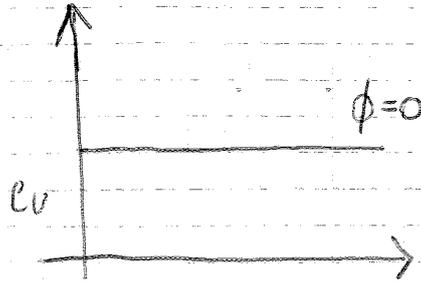
vediamo allora come si modifica la formula triomfale quando siamo nel 1° caso. Per comodità edero l'involuppo di rottura. Edero il tenore è puramente cesivo. Sostituendo $\phi=0$.

ne)

$$\begin{cases} N_f = 0 \\ N_e = 2 + \pi = 5,14 \\ N_g = 1 \end{cases}$$

↓

IMPORTANTE



$$q_{lim} = c_v \cdot N_e \cdot s_e^0 \cdot i_e^0 \cdot b_e^0 \cdot p_e^0 \cdot d_e^0 + q$$

Coefficienti correttivi (hanno lo stesso significato di prima ma formulazione diverse)

notiamo che non si applicano a q

le formule allora cambiano:

$$s_e^0 = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$i_e^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_v \cdot N_e}$$

$$b_e^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

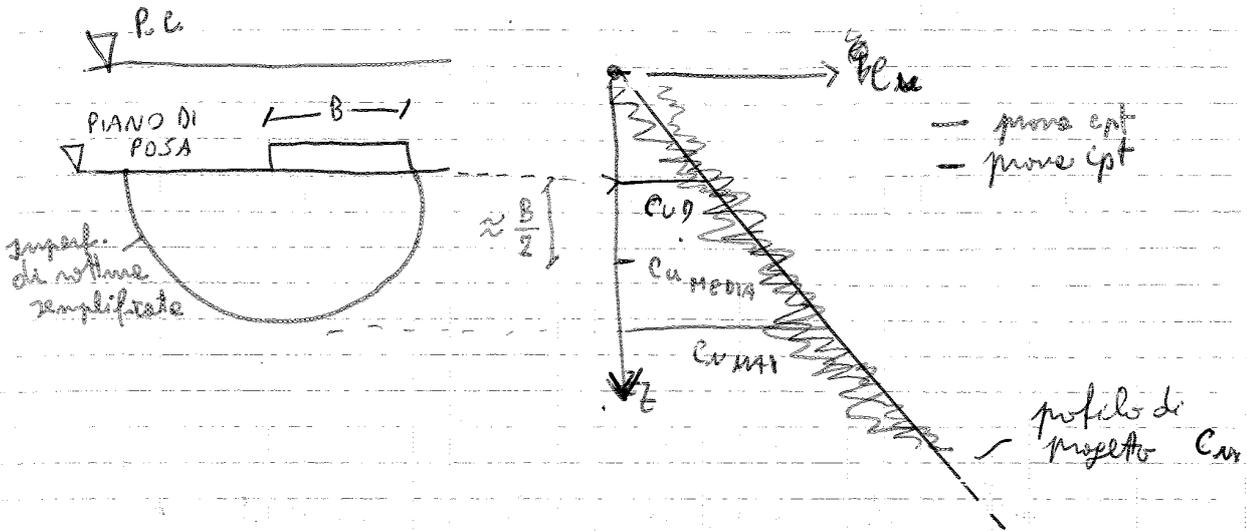
$$p_e^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

SLIDE

⇒ appiattimento del termine $\frac{1}{2} \times B (1 - 0,4 \frac{B}{L}) (-2\omega)$

Immaginiamo di fare un'indagine geotecnica in un deposito e trovare fine NE o poco OC. Otteniamo 2 prove cpt.

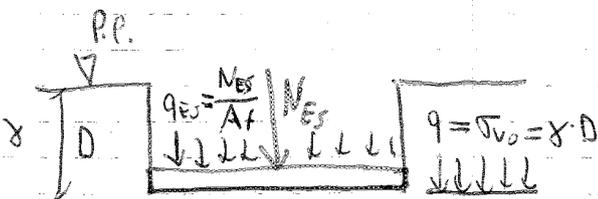


Le scelte sono semplificate e si deve pensare ad un profilo di progetto (in blu). Non possiamo prendere le C_u subito corrispondente al piano di posa e non è a fondo di sicurezza. Innanzitutto perché nelle curve di rottura la C_u cresce fino ad un massimo. C'è una variazione di C_u che varia da un valore minimo fino ad uno più alto. Intuitivamente conviene prendere una media.

Vediamo allora come sfruttare in sicurezza le diposte che abbiamo:

FONDAZIONI PARZIALMENTE O TOTALMENTE COMPENSATE

Consideriamo una fondazione a PIATEA



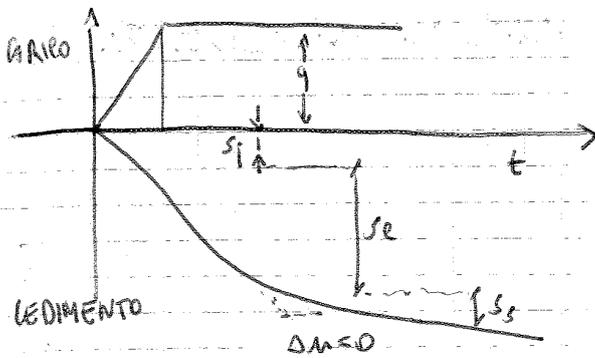
definizioni:

2 casi:

- se $q_{ES} \leq q$: fondazione COMPENSATA (in sicurezza)
- se $q_{ES} > q$: fondazione PARZIALMENTE COMPENSATA

CEDIMENTI

Quando un carico è applicato su una fondazione di estensione limitata interagente con terreno coesivo si osservano i seguenti fenomeni:



a) LEDIMENTO IMMEDIATO - abbiamo delle sovrappressioni interstiziali in condizioni non drenate. In questo tempo non ci sono variazioni di volume ma solo distorsioni. Si valuta con le teorie dell'elasticità anche se non è elastico nella sua natura. - pure distorsione -
- rilevante in argille tenere -

b) LEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

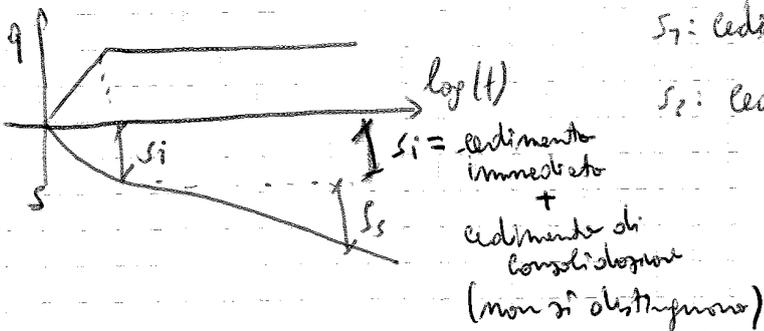
prevede la dissipazione delle pressioni interstiziali ($\Delta u \rightarrow 0$) ed è RILEVANTE

c) LEDIMENTO SECONDARIO

È un'ulteriore finele dovuta al comportamento viscoso del terreno. È rilevante per terreni organici.

Il calcolo dei cedimenti è un metodo puramente empirico.

In un terreno e prova grasse:



s_1 : cedimento ~~immediato~~ iniziale (immediato + consolidazione)

s_2 : cedimento secondario

s_i = cedimento immediato + cedimento di consolidazione (non si distinguono)

per la VERIFICA di SLE: $s_{max} \leq s_{amm}$

Sub libro trazione indicatori di GRANT:

$$\left. \begin{aligned} S_{MAX} &= 15000 \cdot B_{MAX} \quad (\text{plinti}) \\ S_{MAX} &= 18000 \cdot B_{MAX} \quad (\text{platee}) \end{aligned} \right\} \text{strutture in SABBIE}$$

$$\left. \begin{aligned} S_{MAX} &= 30000 \cdot B_{MAX} \quad (\text{plinti}) \\ S_{MAX} &= 35000 \cdot B_{MAX} \quad (\text{platee}) \end{aligned} \right\} \text{strutture in ARGILLE}$$

Il motivo per cui a parità di strutture le argille hanno ^{maggiori} ~~meno~~ cedimenti sono perché:

- per una sabbia i cedimenti sono immediati
- in un argilla i cedimenti sono lenti nel tempo
- nelle argille c'è una distribuzione più omogenea dei cedimenti mentre per la sabbia i cedimenti sono più localizzati.

METODI DI VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

1) METODO MONODIMENSIONALE (Terzaghi) - per terreni GRANA FINE

Otteniamo 5 passi solienti:

- i) si suddivide il terreno in un numero H_i di strati
- ii) nelle H_i porzioni di ogni strato valutiamo σ'_{v0} , σ'_p e σ'_{vi} mediante dell'applicazione del carico unitario netto sq
- iii) l'incremento della tensione verticale si effettua usando la teoria dell'elastico
- iv) si calcola il cedimento di ogni strato con

$$s_i = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_i$$

- v) si calcola infine il cedimento sommando i contributi dei vari strati considerati.

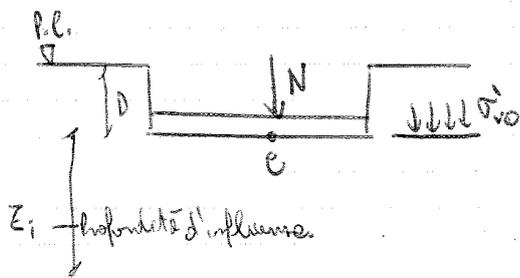
Nei terreni a GRANA GROSSA ci basiamo su metodi di rotture impresse.
 Le più diffuse sono le 2 prove penetrometriche (statica e dinamica) che sono sempre standardizzate. La scelta delle prove sono dovute alle loro diffusione.

Di queste prove ne aggiungiamo un'altra (SPT).

Quello che ci interessa soprattutto è il campo deformativo, in quanto; terreni si comportano di solito in modo non lineare eccetto un breve tratto iniziale. Quello è importante allora capire come tale modulo decada.

METODO DI BURLAND AND BURBIDGE

Il primo metodo è il più diffuso e anche il più affidabile.



Abbiamo allora una fondazione larga B con carico N di esercizio.

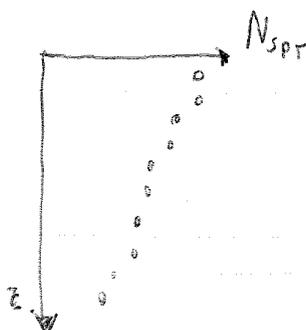
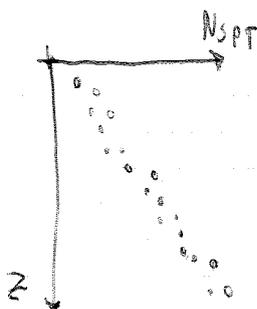
Con degli strumenti particolari abbiamo inoltre misurato uno strato di spessore z_i (profondità d'influenza) che è responsabile del 75% dei cedimenti totali. La scelta è caratterizzata con un valore medio I_c (indice di compressibilità).

Il metodo è correlare N_{spt} a I_c .

Dimensioni sperimentali:

a) $z_i = B^{0.7}$ (B)=m

b) $z_i = 2B$



Il metodo descritto tiene conto che in particolari condizioni come...
 la prova è falsata ed abbiamo un sistema.

Allora se $N_{sPT} > 15$ si collegano i valori di N_{sPT} :

$$N_e = 15 + \frac{N_{sPT} - 15}{2}$$

Ipotesione ora di conoscere σ'_p . Se $q' < \sigma'_p$ allora tutto il campo deformativo
 si svolge nello stato α allora se la sabbia è sovracconsolidata:

• se $q' \leq \sigma'_p \Rightarrow q' \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_e}{3}$

• se $q' > \sigma'_p \Rightarrow (\dots)$

Abbiamo poi una variabile spaziale: il cedimento medio misurato sotto certi
 pilastri è dello stesso ordine di grandezza del max cedimento differenziale nello stesso
 edificio. (---)

METODO DI SCHMERTMANN

A differenza del metodo precedente questo metodo trasforma il cedimento in fase di carico.
 Il metodo si basa sui risultati della teoria dell'elasticità e ci si propone di risolvere
 i cedimenti sulla z verticale della fondazione.

Andiamo a risolvere la rigidezza di ogni strato alle diverse profondità.

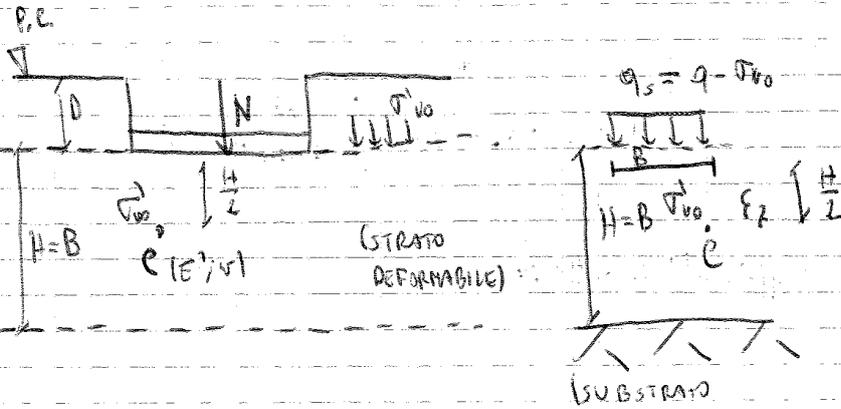
$$E_z = \frac{\Delta q}{\epsilon} I_z \quad (I_z \text{ è un fattore d'influenza}) \quad E_z = f(q_e)$$

cedimento $s = \int E_z \cdot dz$

Immaginiamo del profilo reale e quello di progetto e poi andiamo a
 suddividere l'integrale $\int E_z \cdot dz$ discretizzandolo. Il criterio con cui suddividiamo
 gli strati si fa guardando le q_e in modo che se α costante o variabile
 linearmente.

METODO DI BERARDI E LANCELLOTTA

è non lineare perché tiene conto del decadimento del modulo del terreno



2. base mi 200 j

di Burland and B. e altri reperti in letteratura

$$q' = \frac{N}{A} \quad q_N = q' - \sigma'_{v0}$$

Il livello deformativo medio è indotto dall'incremento di deformazione medio in e.

la soluzione elastica è
$$w = \frac{q_N}{E'} B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

I il coefficiente di influenza che dipende dalla fondazione e dallo stato compressivo

(slide)

e) addensamento iniziale

Anzi per tutti i casi il dato sperimentale era la prova NIST ma gli autori hanno preferito riferirsi alla densità relativa.

12/11/2013

ASPETTI NORMATIVI - MISURA DELLA SICUREZZA -

AZIONI

Nelle azioni si pone da un valore caratteristico F_k ed un valore di progetto $F_d = \gamma_F \cdot F_k$ utilizzando γ_F . Tramite queste azioni si può arrivare a delle COMBINAZIONI, che contengono dello stato limite che stiamo considerando.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Notiamo che G viene distinto in G_1 (pennenti strutturali) e G_2 (condo pennenti non strutturali) e un coefficiente γ diversi nella combinazione fondamentale.

PARAMETRI NEL TERRENO

Di che in questo caso serve stabilire un valore caratteristico X_{kE} del parametro del terreno. X_{kE} è una STIMA INTERLATIVA del valore del parametro del terreno in relazione allo stato limite considerato.

VALORE DI PROGETTO: $X_{di} = \frac{X_{ki}}{\gamma_{M1}}$ dove γ_{M1} è un coeff. di sicurezza

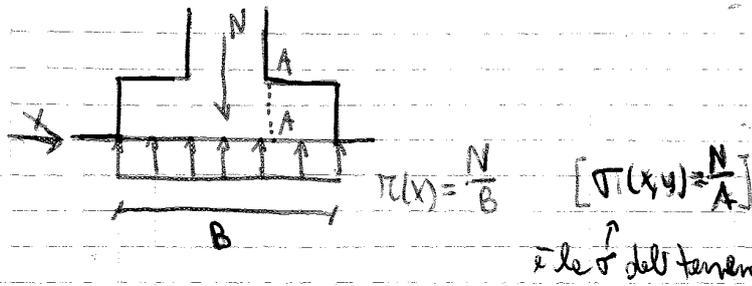
ripi che E_d è un funzionale dei valori di calcolo

CAP 6

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}, e_d \right] \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}, e_d \right]$$

LEZIONE 13 (18/11/2013)

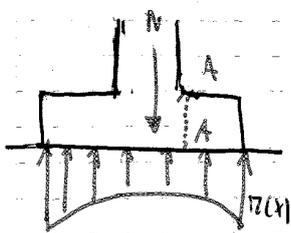
VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI INTERNE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONI.



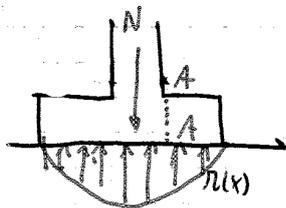
Vedremo solo l'elemento principale (tutte le altre si studiano a Terzo).
 Nel nostro caso, oltre alle resistenze, è molto importante la RIGIDEZZA.

In una sezione, quella che contribuisce alla rigidità è soprattutto la forma della sezione (deve essere TOZZA). In questi casi la teoria di De Saint Venant va in crisi e bisogna fare ipotesi diverse. Dandoci e rifinendo estremamente i calcoli a fine e a se stesso.

Un piano di fondazione si parte dall'azione proveniente dal pilastro che deve essere nota. Bisogna fare un'assunzione sulla distribuzione delle reazioni che nascono nel terreno. Nel disegno sopra abbiamo assunto un carico lineare come reazione del terreno per esempio. Questa distribuzione però non è realistica! Infatti la reazione dipende dalla legge costitutiva del terreno;



TERRENO A GRANA FINE

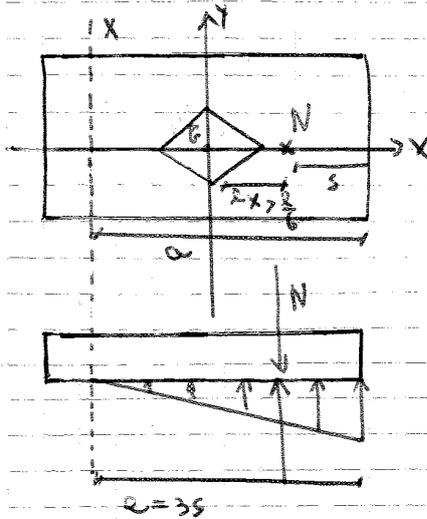


TERRENO A GRANA GROSSA

ovviamente per l'equilibrio la integrale di $r(x)$ deve sempre N.

Immaginando di pilastri la sezione AA per esempio, a seconda delle scelte di $r(x)$ possiamo sovrastimare o sottostimare il carico reale (anche del 20%). Il modello che usiamo noi per semplicità è con reazioni di compressione lineare.

o se N cade all'esterno del nocciolo centrale d'inertie \rightarrow allora la sezione è parabolica



obliquo $e < e_r > \frac{N}{b}$

le incognite ora sono x e σ_{max} che si soddisfano trovando con l'equilibrio.

la risultante del triangolo è:

$$N = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{max} \cdot b \cdot a$$

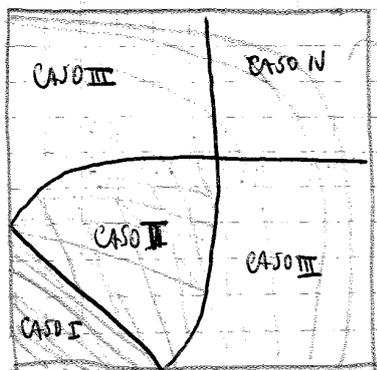
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{a} = \frac{2N}{3s}$$

EBACO DI TENG

Molto più complesso sarebbe il caso in cui l'eccentricità ha 2 direzioni.

Per ret. rettangolari c'è un abaco molto utile che permette di trovare x e σ_{max} . L'abaco ha 4 casi. Il caso I è la situazione appena studiata e nelle le formule della parabolica. I casi III e IV sono quelli in cui la sezione della fondazione reagente è molto piccola e dove l'eccentricità è molto alta (caso molto delicati). Il caso II è quello che prevede ret. parabolica con l'area eccentrica.

A BACO



nel caso II si ha

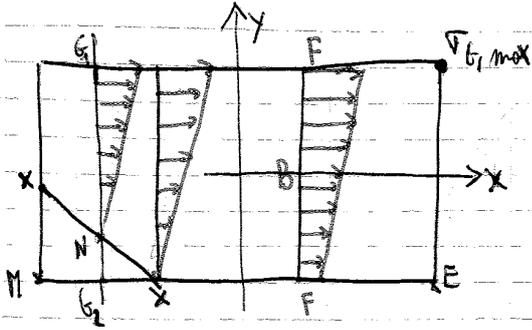
CASO II - area di reazione del centro.
 $\sigma_{max} = \frac{3}{8} \frac{N}{b \cdot a}$

$$\sigma_{t,max} = K \frac{N}{b^2 e_r}$$

dove K si trova dalle linee continue dell'abaco

Li plinti vanno progettati in modo tale da ricadere sempre nella zona 1, che corrisponde ad aver N sempre nel nocciolo centrale.

Allo stesso modo:

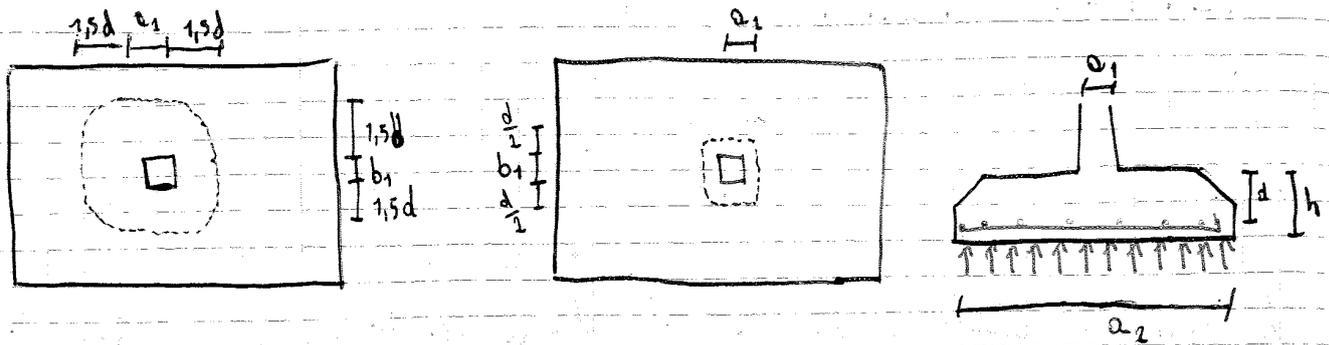


in questo caso
la linea di massima non è più B
ma sarà $b_2 N_2$

questo volta

$$\tau(x) = \int_{F_1}^{F_2} \sigma_T(x,y) \cdot dy$$

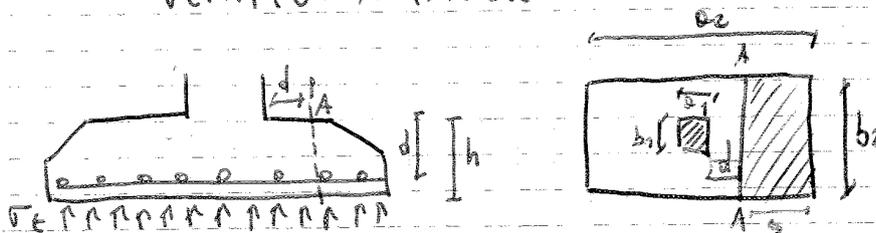
VERIFICA A PUNZONAMENTO



come coprifera utilizziamo quasi sempre 5 cm e allora $d = h - 5 \text{ cm}$

La verifica proposta dall'euronorma è quella che si usa per solette snelle

VERIFICA A TAGLIO



il taglio è un meccanismo complesso in quanto si sfrutta la compressione del cls e la trazione delle armature. Questo meccanismo ideale è il traliccio di Mendelsohn. Insieme le tralicci compresse inclinate di 45° e le ser. in cui abbiamo taglio resistente (AA) sono distanti d dal pilastro (convenzionale)

Abbiamo allora

V_{Ed} - taglio sollecitante

V_{Rd} - taglio resistente

Deve essere $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ che vuol dire

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot K (100 \cdot \rho_e \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \right\} b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

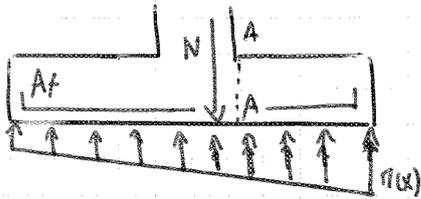
$$v_{min} = 0,035 K^{1/5} \sqrt{f_{ck}}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

imponendo $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ si ricava l'alterna minima del pilastro

Q SLU il meccanismo resistente è schematizzato come un gruppo plinto "inciso" con leve di armature.

1° caso: PLINTO FLESSIBILE



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

è la formula per il calcolo dell'armatura

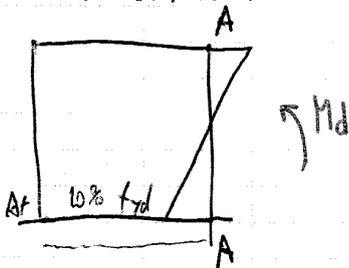
Altre condizioni normative sono

$$\phi_{min} \text{ barre} : 12 \text{ mm}$$

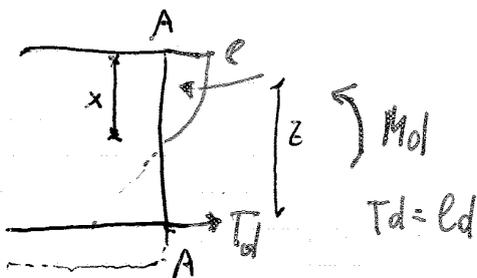
$$\text{interasse leve } 100 < s < 300 \text{ mm}$$

se il plinto è quadrato si mette la stessa armatura nelle 2 dimensioni con distrib. uniforme prendiamo la sezione AA e l'armatura A_s . Ipotesi della conservazione delle sezioni piane assumiamo un campo deformativo a fascele da cui le deformazioni si ricavano. Si impone che le rotture avvengano per momento dell'assero:

DEFORMAZIONI

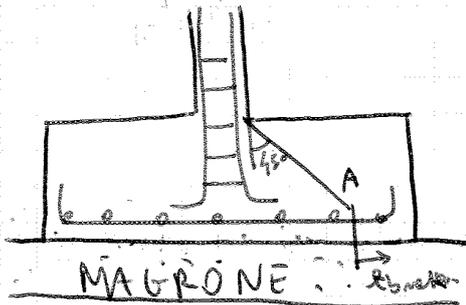


per quanto riguarda le tensioni:



z è detto braccio
 x si deve minore in un certo intervallo e quindi anche z
 $z \approx 0,9 d$

20/11/2013



immancabile notazione che il plinto poggia su uno strato di magrone (serve a creare un piano solido e pulito, per non far poggare le armature direttamente sul suolo)

è poi buona norma avere 10-20cm in più di scavo

Nel plinto si predispongono anche l'armature di ripresa collegamento del pilastro (e l'armature del pilastro prolungate). Le staffe del pilastro nel plinto non hanno funzione strutturale, si usano solo per mantenere ferme le armature.

Nel plinto flessibile le barre può finire sul fondo del plinto fino allo spigolo, oppure se è più lunga lo si può piegare verso l'alto.

LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO

Le lunghezze teoriche di ancoraggio dell'armature si ricavano dalle prove

DI PULL-OUT:

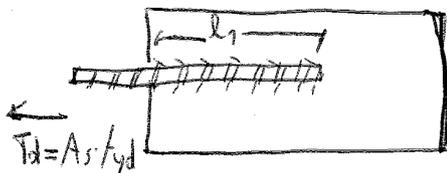
$$\text{lunghe dirette: } l_b = \frac{f_{yd}}{4f_{bd}} \phi = m \phi$$

c 20/25 $m \approx 40$

c 25/30 $m \approx 36$

c 28/30 $m \approx 32$

le formule si ricavano prendendo in blocco di ϕ con barre immerse dentro:



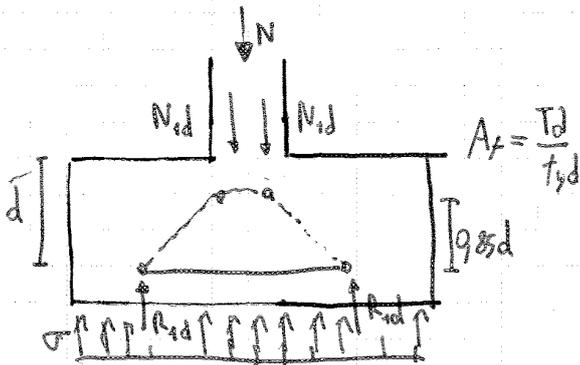
allora $\frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd}$ è lo sforzo del sulla barra.

Affinchè la barra non si sfilì, il ϕ ha un'aderenza che si oppone allo sfilamento ed la resistenza f_{bd} che sarà funzione della classe del ϕ

la massima forza di aderenza sarà $\pi \phi l_b f_{bd}$ che per equilibrio dovrà essere pari a $\frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd}$. Allora $\frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} = \pi \phi l_b f_{bd}$ da cui si ricava

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

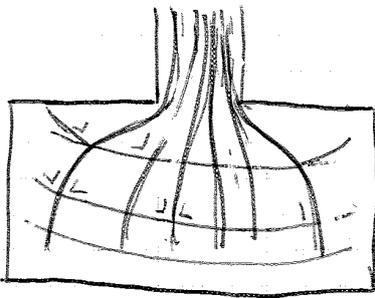
PLINTO TOZZO



Le strutture in esercizio chiama in cause poco per mille l'armatura, che comunque va messa perché va evitata la spaccatura fragile per trazione del plinto.

ISOSTATICHE DI TRAZ. O COMPRESIONE

All'interno del plinto torso pensiamo definire isostatiche di trazione o di

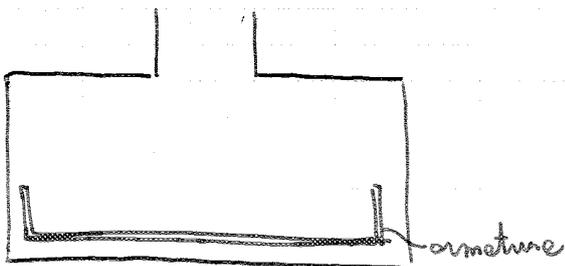


compressione come linee in ogni punto tangenti agli sforzi della struttura.

Ci danno un'idea della distribuzione delle tensioni (+ sono intese + il flusso è alto)

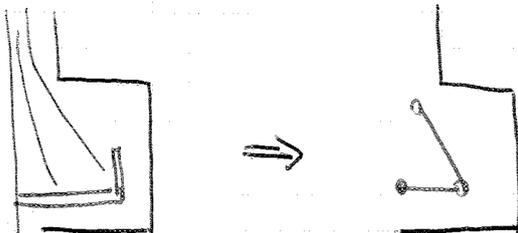
- isostatiche di compressione
- isostatiche di trazione

Le linee di flusso di trazione sono in ogni punto ortogonali, e quelle di compressione. Vediamo come cambiano le isostatiche allo sbil:



Il plinto si schematizza in un modo molto semplice chiamato MODELLO TRANTI E PUNTI.

Schematizziamo la compressione come una linea media, mentre la trazione è costituita dalle linee di sbil. Il meccanismo si può vedere come una struttura reticolare di questo tipo:

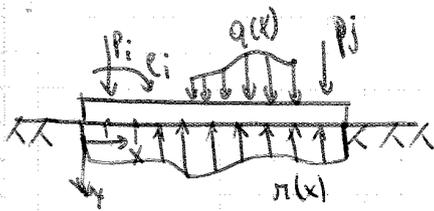


Per la determinazione delle armature si fa l'ipotesi che nello stato fessurato il meccanismo resistente è formato da travi compresse collegate nella parte inferiore da tiranti.

25/11/2013

TRAVE SU SUOLO ELASTICO

La trave di fondazione è il primo caso di fondazione continua. Il problema è finalizzato al calcolo delle sollecitazioni interne.



Non specifichiamo ancora la legge costitutiva del terreno, se non il fatto che è elastico lineare.

A differenza delle trave in rilievo, il problema è fortemente iperstatico perché il vincolo è diffuso.

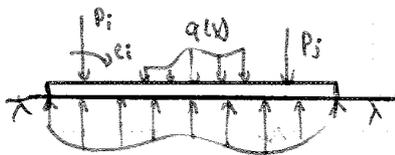
Possiamo avere 2 ordini puntuali con probabili coppie. Indichiamo

- M e V momento e taglio nelle trave
- C coppie esterne

con y indicheremo i cedimenti verticali.

Quello da definire sono le reazioni $r(x)$ tra terreno e trave

Immaginiamo intanto di scollare la trave dal terreno. Indichiamo la trave e applichiamo $r(x)$ alla trave e ovviamente il terreno sarà sollecitato da $-r(x)$.



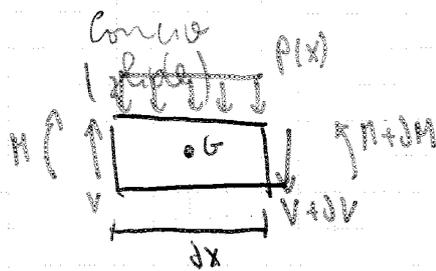
Vanno trovate altre equazioni oltre all'equilibrio, sia per la trave che per il terreno.

Per la trave i condiz sono sia gli incogniti, che quelli trasmessi nel terreno, per il terreno invece le incognite sono tutte le reazioni.

Per impostare le equazioni dei cedimenti verticali:

$$y_{TRAVE} = y_{TERRENO}$$

Immaginiamo ora tutti i cori vicini tra di loro



EQUILIBRI:

1) traslazione verticale

$$\Delta V + p(x) \cdot \Delta x = 0 \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta x} = -p(x)$$

2) rotazione in G:

$$\Delta M - V \cdot \Delta x = 0 \Rightarrow \frac{\Delta M}{\Delta x} = V$$

mettendo insieme:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = \frac{\Delta V}{\Delta x} = -p(x) \quad \text{ritorniamo a } q(x) \text{ e } r(x):$$

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = \frac{\Delta V}{\Delta x} = -q(x) + r(x) \Rightarrow \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + q(x) - r(x) = 0 \quad (1)$$

Tendiamo come legge rotazione con abbinamenti scrivendo le legge costitutive.

$$\text{CURVATURA} = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

EI è il modulo di rigidezza o flettente.

$$M = EI \frac{\partial \theta}{\partial x} = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (2)$$

stituendo la (2) nella (1) troviamo l'equazione della linea elastica

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial y}{\partial x^2} \right) = q(x) - r(x)$$

se EI è costante con x (materiali e sezioni non variabili) allora si ha:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = q(x) - r(x)$$

serve ora trovare una relazione ondata per un semispesso elastico infinito e lineare. È comodo ora definire un

Coefficiente di influenza δ : $\delta(x; \xi)$

Integrando si ottiene: $y(x) = \int_L \delta(x, \xi) \cdot r(\xi) \cdot d\xi$

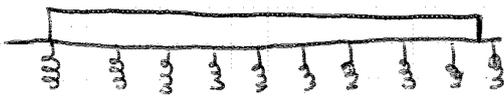
Il sistema allora diventa:

$$\begin{cases} \frac{12}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = q(x) - r(x) \\ y(x) = \int_L \delta(x, \xi) \cdot r(\xi) \cdot d\xi \end{cases} (*)$$

TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER (1867)

È un modello molto semplificato che ci dice che l'abbassamento in un punto è dato da un legame costitutivo di tipo locale:

il cedimento di un punto dipende unicamente dalla pressione $p(x)$ operante in quel punto



$$y(x) = \frac{p(x)}{K_1}$$

$K_1 = [F \cdot L^{-3}]$ è assimilabile alla rigidità delle molle.
 ↑
 COEFFICIENTE DI REAZIONE

Integriamo su una trave di lunghezza B :

$$r(x) = p(x) \cdot B = K_1 \cdot B \cdot y(x) = K \cdot y(x)$$

sta volta $K = K_1 \cdot B = [F \cdot L^2]$
 ↑
 MODULO DI REAZIONE

K non è parametro del terreno ma dipende dalla geometria della trave.

Questo è il modello + semplice da studiare (ha delle limitazioni)

• omogeneo omogeneo: si ottiene quando $q=0$ e c'è un carico concentrato.
 risolvente $y^{IV} + 4\lambda^4 y = 0$

la soluzione è:

$$y = e^{\lambda x} [C_1 \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot \sin(\lambda x)] + e^{-\lambda x} [C_3 \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot \sin(\lambda x)]$$

che è una funzione omogenea divisa in due parti (una moltiplice un esponenziale amplificante e l'altra un differenziale smorzante).

$$\frac{1}{\lambda} = 4 \sqrt{\frac{EI}{K}} = [L] \quad \text{lunghezza caratteristica - espone le rigidezze relative trave-traverso.}$$

$$l = \frac{2\pi}{\lambda} - \text{LUNGHENZA D'ONDA}$$

Orvviamente qualunque sollecitazione tende a smorzarsi con la distanza per cui

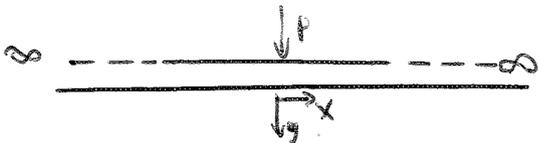
$$C_1 = C_2 = 0$$

e la soluzione diventa:

$$y = e^{-\lambda x} [C_3 \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot \sin(\lambda x)] \quad \lambda x \geq 0$$

che è una funzione oscillante smorzata con lunghezza d'onda $l = \frac{2\pi}{\lambda}$

vediamo le soluzioni elementari e relativi alle trave finite e e relativi alle trave infinite.



$$y = \frac{P \cdot \lambda}{2K} [\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)] e^{-\lambda x}$$

$$\left(\theta = -\frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad \theta = -\frac{P \cdot \lambda^2}{K} \sin(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

$$\left(M = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \quad M = \frac{P}{4K} [\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

$$\left(V = -EI \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} \right) \quad V = -\frac{P}{2} \cos(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

Per poter risolvere esercizi servono tabelle per la soluzione. Per semplicità di scrittura definiamo $A(\lambda x)$; $B(\lambda x)$, $C(\lambda x)$, $D(\lambda x)$ che hanno proprietà di onde deviate circolari:

$$A(\lambda x) = [\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

$$B(\lambda x) = \sin(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

$$C(\lambda x) = [\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

$$D(\lambda x) = \cos(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

Le scritture si semplificano e le funzioni diventano:

$$y = \frac{P\lambda}{2K} A(\lambda x)$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} \cdot C(\lambda x)$$

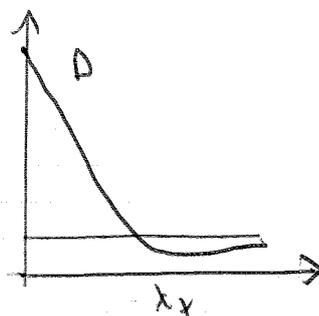
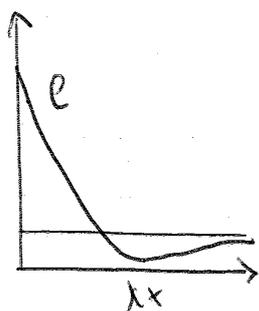
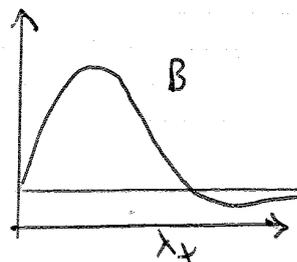
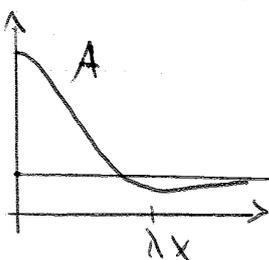
$$S = -\frac{P\lambda^2}{K} \cdot B(\lambda x)$$

$$V = -\frac{P}{2} \cdot D(\lambda x)$$

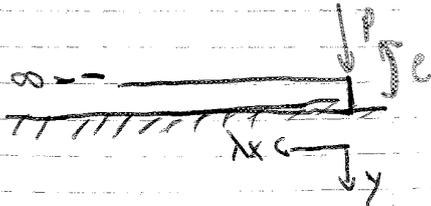
$$\lambda x \geq 0$$

L'andamento delle funzioni A, B, C e D descrivono gli andamenti di spostamento, rotazione, momento e taglio.

$A(\lambda x)$ e $C(\lambda x)$ sono funzioni che rappresentano grandezze simmetriche
 $B(\lambda x)$ e $D(\lambda x)$ sono funzioni che rappresentano grandezze antisimmetriche



o l'incis differenza è vedere il caso opposto del precedente:



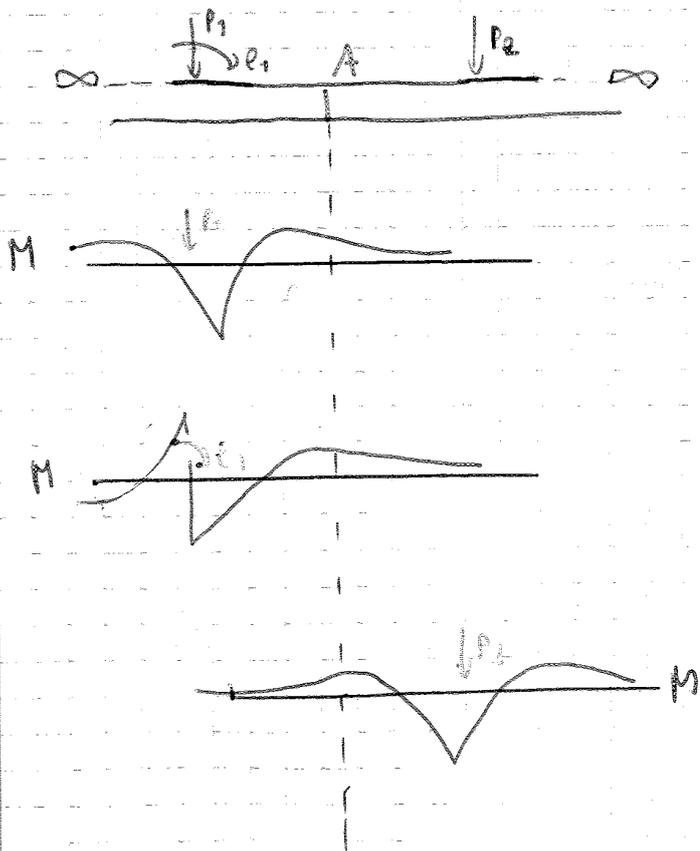
Il momento non cambia (simmetrico) $M = -\frac{P}{\lambda} B(\lambda x) + e \cdot A(\lambda x)$

Quello che cambia è il valore del taglio

$$V = -P \cdot e(\lambda x) - 2e \lambda \cdot B(x)$$

Vediamo come avviene ai casi reali:

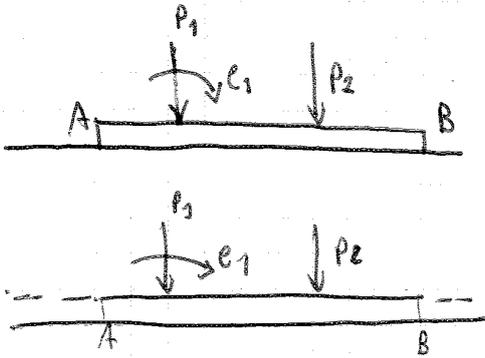
trave ∞ con più carichi



APPROCCIO ESATTO

Trediamo ora come operare per risolvere il caso di TRAVE DI LUNGHEZZA FINITA.

Se ci sono altre condizioni di vincolo all'esternità è facile estendere le teorie

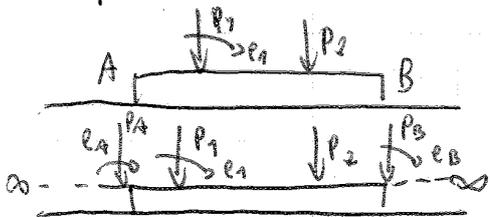


il primo approccio "esatto" fa riferimento solo alle trave infinite - infinite usando opportunamente la soluzione di prima.

Servono le giuste condizioni al contorno per gli estremi.

La situazione reale la scomponiamo in altre la cui somma è uguale a quella di partenza:

le condizioni al contorno sono:



$$\begin{cases} V_A = f_1(P_1, e_1, P_2, \dots, P_A, e_A, P_B, e_B) = 0 \\ M_A = f_2(P_1, e_1, P_2, \dots, P_A, e_A, P_B, e_B) = 0 \\ V_B = f_3(P_1, e_1, P_2, \dots, P_A, e_A, P_B, e_B) = 0 \\ M_B = f_4(P_1, e_1, P_2, \dots, P_A, e_A, P_B, e_B) = 0 \end{cases}$$

$$V_A, M_A, V_B, M_B$$

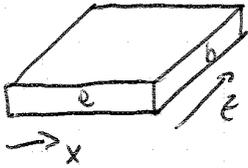
Prendiamo una trave infinita soggetta ad una serie di forze note che sappiamo come risolvere.

Prima succedere poi che abbiamo altri vincoli alle estremità e in questo caso nelle rispettive situazioni inseriamo il valore nell'estremità al secondo membro dell'equazione del sistema.

L'approccio appena descritto è detto approssimato perché applicando le relazioni di trave semiinfinita con trave torsa, gli effetti delle 2 forze negli estremi saranno significativi nella sezione dell'estremo opposto.

Più la trave è torsa, più il metodo è approssimato.

Andiamo a considerare ora i diversi singoli concetti:



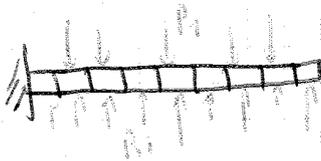
ora i coefficienti d'influenza sono:

$$\begin{cases} \delta(x, j) = \frac{1-\nu^2}{E \cdot \pi |x-j|} & (x \neq j) \\ \delta(j, j) = \frac{1-\nu^2}{E \cdot \pi \alpha} \left[\frac{e}{b} \operatorname{sech}^{-1}\left(\frac{b}{\alpha}\right) + \operatorname{sech}^{-1}\left(\frac{\alpha}{b}\right) \right] \end{cases}$$

In teoria ora abbiamo n maglie che sono le varie R ed abbiamo a disposizione i vari $\delta(x, j)$.

Facciamo riferimento, per poter studiare la trave, e dei vincoli ipotetici:

METODO DEI VINCOLI AUSILIARI



trave ausiliaria (ipotesi)

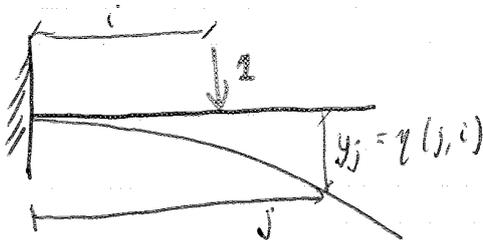
questo però non corrisponde al caso reale e va aggiunto un andamento tale da andare ed eliminare l'azione del vincolo



La rimozione del vincolo d'incastro ausiliario comporta l'aggiunta di un moto rigido di rototraslazione.

il problema richiede ora 2 incognite in più: y_0 e α_0

Il fatto di avere la trave integrale però ci consente di usare un coefficiente di influenza delle trave ausiliarie $\gamma(j, i)$



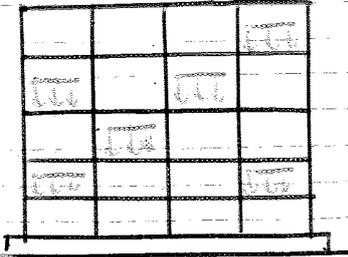
Studiamo gli spostamenti delle diverse sezioni prodotte da un carico unitario.

ricorrendo abbiamo $(n+2)$ INCOGNITE $\begin{cases} R_j \\ y_0 \\ \alpha_0 \end{cases}$; 2 eq. di equilibrio $\begin{cases} \sum_{j=1}^n R_j = \sum_{j=1}^n P_j \\ \sum_{j=1}^n R_j \cdot x_j = \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j \end{cases}$

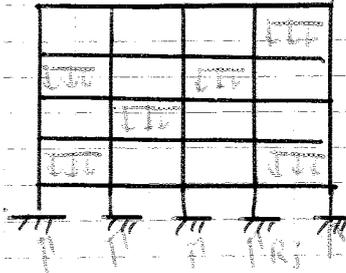
e n equazioni di congruenza: $y_i(\text{trave}) = y_i(\text{trave})$

27/11/2013

INTERAZIONE STRUTTURA - TERRENO - FONDAZIONE



L'approccio da usare di solito è dividere la struttura in più parti. Il progettista studia la struttura con vincoli non cedevoli in fondazione e si trovano le sezioni:



Dopo di che si pone il dimensionamento trasferendo i carichi al terreno:



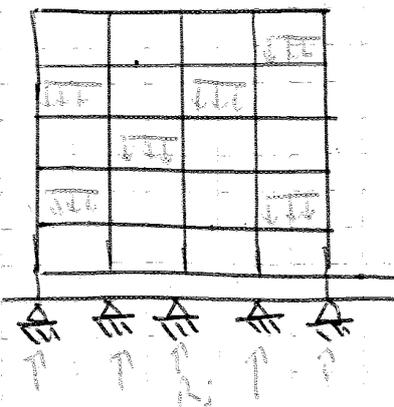
In realtà come tutti i problemi di tipo geotecnico vanno studiati gli effetti di interazione tra struttura, terreno e fondazione.

La rifessione alle linearità che ci consente la scomposizione del problema.

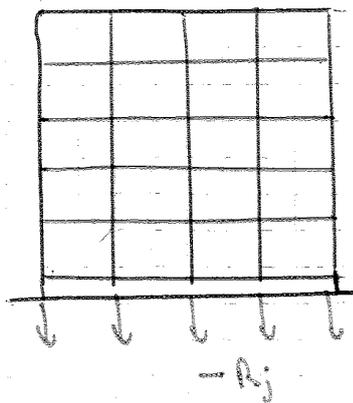
La configurazione reale dei problemi in 2 schemi e sfruttiamo i vincoli annullati:

(1)

(2) - struttura secca e senza peso



+



Le reazioni R_j in ogni nodo si ripartiscono tra la fondazione (poggiate sul terreno) e la sovrastuttura, proporzionalmente alle loro rigidità.

Facciamo uso di equazioni di COUVENENZA, per le quali vanno definite

2 MATRICI DI RIGIDEZZA:

$[D] = [D_R]$ matrice di rigidità della sovrastuttura.

- le dimensioni dipendono da quanti nodi ci sono.

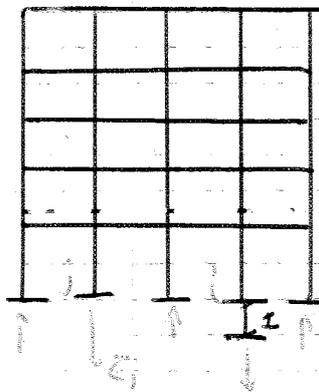
$[F] = [F_i]$ matrice di rigidità della fondazione e del terreno.

facciamo subito l'ipotesi di

UN TERRENO CON DISTRIBUZIONE ALLA WINKLER.

definiamo ora le 2 MATRICI:

- Prendiamo $[D]$ e andiamo ad imporre un spostamento forzato del predetto i -esimo con il vincolo che tutti gli altri predetti rimanghino inalterati (con spostamento 0).

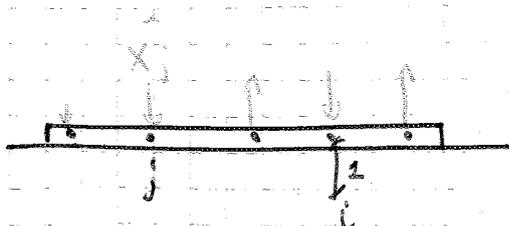


per fare questo va applicata una E_i unitaria e per impedire gli altri movimenti, mettiamo altre forze negli altri predetti.

$$\begin{cases} y_i = 1 \\ y_{k \neq i} = 0 \end{cases} \quad D_j \text{ è la reazione nel nodo } j$$

- naturalmente lo stesso concetto si applica alle trave di fondazione per definire $[F]$:

F_{ji} è il coeff. della matrice di rigidità della fondazione poggiate sul terreno.



F_{ji} è la reazione X_{ji} che nasce quando impongo $\begin{cases} y_i = 1 \\ y_{k \neq i} = 0 \end{cases}$

dell'edificio, che magari saranno molto diverse da quelle reali? NO!

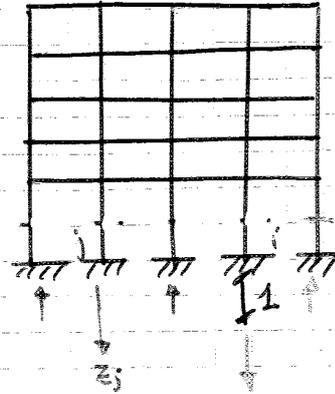
Dobbiamo fare allora una scelta molto prudente: prendiamo i casi più estremi e vediamo cosa succede. Vediamo allora 2 possibili configurazioni limite:

1) sovrastutture infinitamente flessibile:

$$[D]=0$$

2) sovrastutture infinitamente rigide

$$[D]=\infty$$



1° caso: sovrastutture infinitamente flessibile
in questa situazione:

$$[D]=0 \Rightarrow \varepsilon_j = 0 \Rightarrow X_j = -R_j$$

Le azioni agenti in fondazione sono note e sono quelle fornite dallo schema (1)



Abbiamo già i carichi agenti in fondazione, e con quelli, considerando il terreno alla Winkler, ci costruiamo M_j e V_j

Questa situazione è realistica: succede questo per strutture ISOSTATICHE, per le quali la rigidità è nulla. Strutture isostatiche sono capannoni, per esempio.

2° caso estremo: sovrastutture infinitamente rigide

questo caso è impossibile, anche se ci possono essere strutture molto rigide (strutture alte o con pannelli prefabbricati)

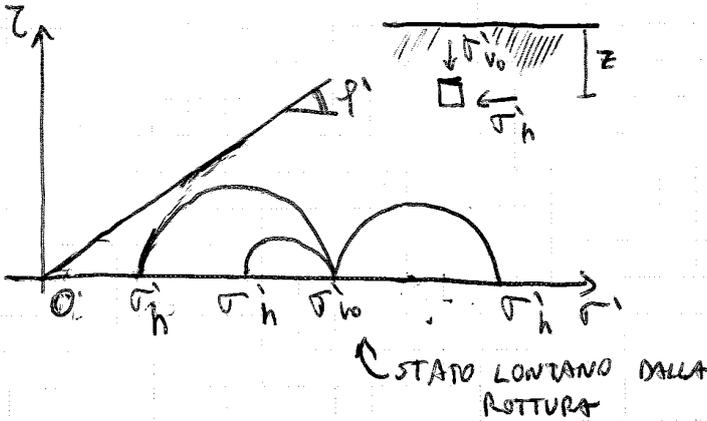
$$[D]=\infty \Rightarrow \varepsilon_j \text{ sono indeterminati usando le eq. di equilibrio}$$

linee cambiere approccio: metodo cinematico.

Una struttura infinitamente rigida è indeformabile e quindi si impone che i nodi rimangano allineati.

2/12/2013

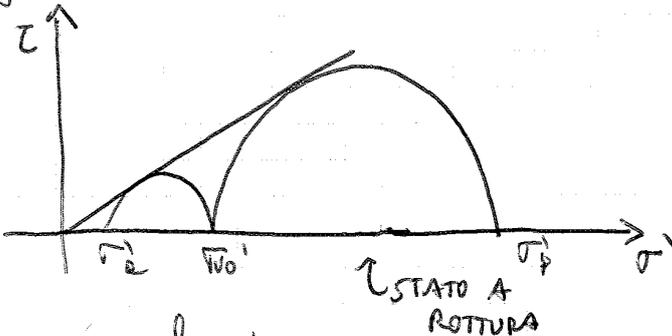
SPINTA DELLE TERRE.



Il calcolo delle spinte si può fare con 2 approcci: uno tensoriale e un metodo più semplificato (metodo di Coulomb)

Consideriamo l'analisi di un piano compagne orizzontale. Per le tensioni verticali si fa l'equilibrio lungo questa direzione e allora σ_{v0} è determinato. Ogni sforzo orizzontale è invece automaticamente verificato e allora K_0 è indeterminato e può solo venire stimato. Abbiamo allora infiniti cerchi di Mohr possibili, delimitati dal cerchio di rottura del materiale (rette oblique).

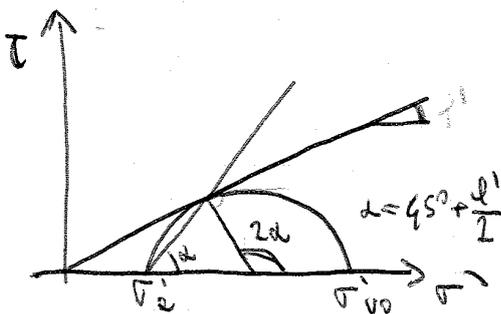
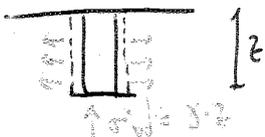
tra gli infiniti cerchi possibili per σ_{v0} ... ne abbiamo 2 limite



K_0 - COEFFICIENTE DI SANTA A!
RIPASSO

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_{v0}}$$

Analizziamo il 1°

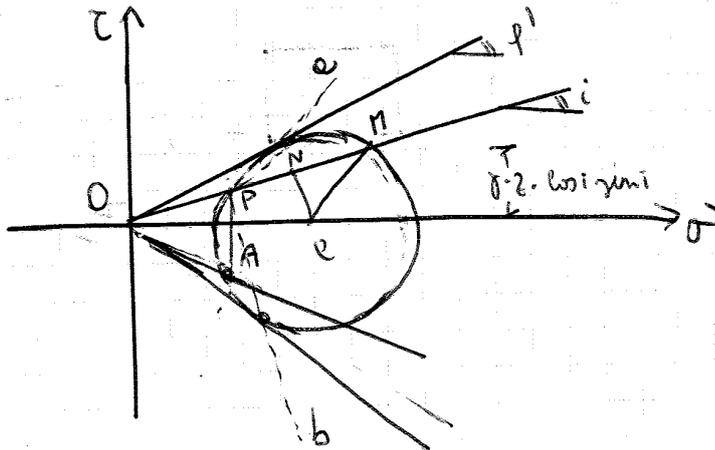


La tensione limite orizzontale non può essere nulla o cause dell'insorgere di rottura. Il valore limite è quello a lato.

Quando il primo cerchio rappresentativo σ_h si riduce non meno, e σ_{v0} rimane costante.

σ_h si riduce più fino ad un valore limite (si)

Le rappresentazioni lo stato di sforzo non c'è un obliquità:



Il punto M rappresenta la tensione verticale su un piano a profondità z .

In condizioni di riposo il cerchio è indeterminato e sappiamo che passa da M e che soddisfa l'angolo di rottura.

Conoscendo l'angolo di rottura determiniamo lo stato limite e allora conoscendo M e che il cerchio è tg alla retta inclinata.

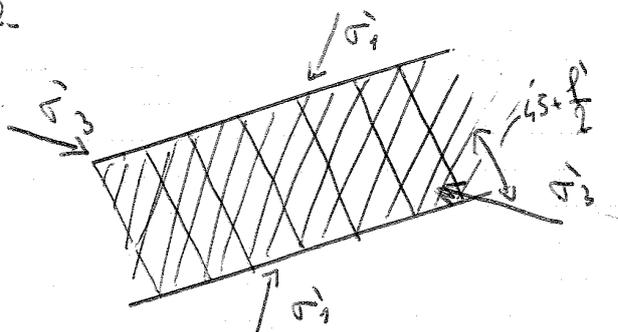
Per trovare il polo P facciamo passare da M il piano con inclinazione i . Conoscendo P tracciamo la verticale fino a trovare A.

OA rappresenta la tensione che agisce sul piano verticale.

Notiamo che sono coinvolte anche le inclinazioni dei piani di rottura che sono quelli // e e quelli // b .

Il valore della profondità di lavoro è omotetico (cambiato di dimensioni).

Tutto questo vale con terreno elastico. Se c'è coesione c , con il cambiamento di profondità i cerchi cambiano e vale meno l'omotetia.

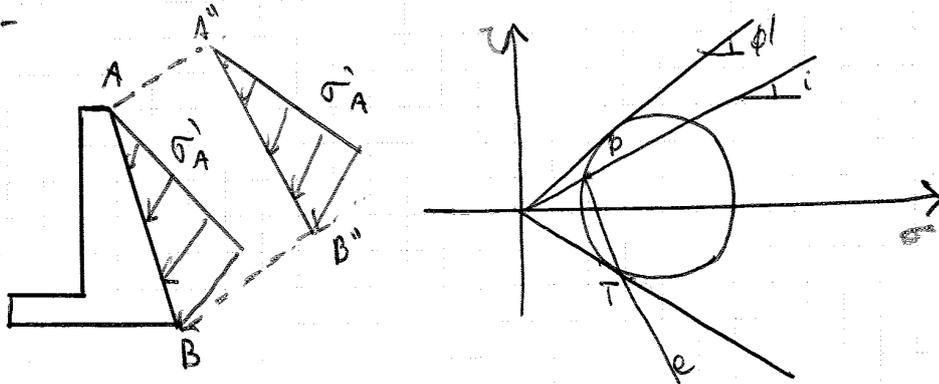


$$\sigma_A = K_A \cdot \sigma_{vo}$$

$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

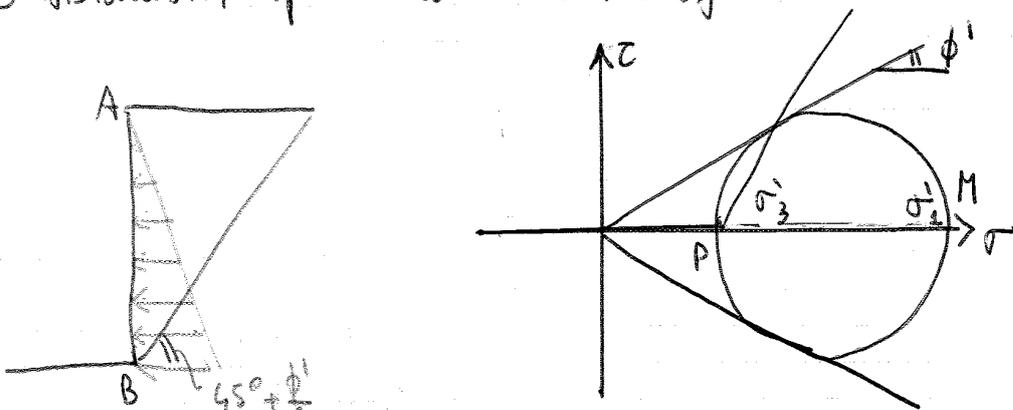
TEORIA DI RANKINE

Applicando tale teoria stiamo facendo l'assunzione che lo stato di tensione su una parete è uguale a quello che esiste nei piani paralleli a tale parete. Le pendenze delle spinte attive non cambiano con la profondità.



Questa è un'ipotesi di calcolo perché in realtà non è così

La situazione più risonante è la seguente:

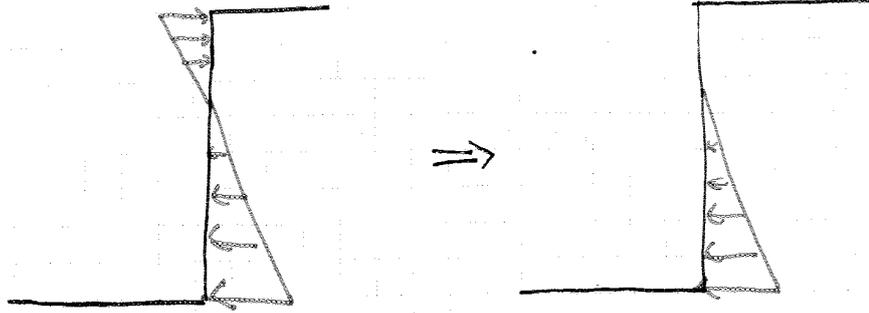


CUNEO DI SPINTA ATTIVA

$$\sigma'_{v_0} = \sigma'_1 = \gamma \cdot z$$

$$\sigma'_A = K_A \cdot \sigma'_{v_0} = K_A \cdot \gamma \cdot z$$

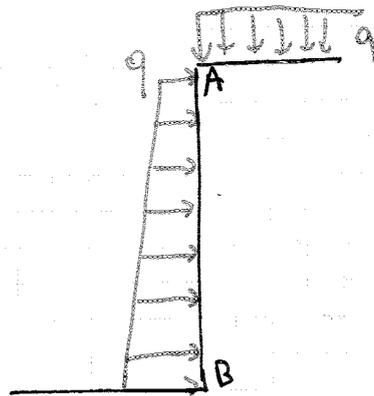
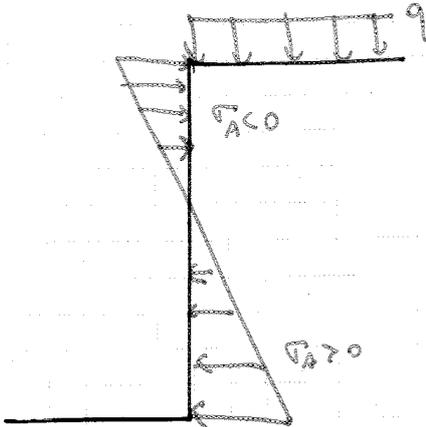
$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$



In alcuni casi di trazione orizzontale la risultante delle spinte attive finale non sarà pari alla somma di tutti i contributi perché una parte non la consideriamo

I

Vediamo cosa succede con CONDIZIONI NON DRENATE



SPINTA ATTIVA

$$\sigma_A = \sigma_3 = \sigma_{v0} - 2eu + q$$

Osserva eu è un parametro fittizio (non più proprietà del materiale) e lo σ è totale. L'involucro è puramente coesivo. Si ha poi:

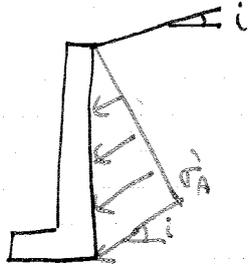
RESISTENZA PASSIVA

$$\sigma_p = \sigma_{v0} + 2cu + q$$

$$K_A = K_P = 1 \quad \text{e poi} \quad \sigma_3 = \sigma_1 - 2eu$$

Le condizioni non drenate sono a BREVE TERMINE

Mettiamoci ora nelle condizioni di pendio:

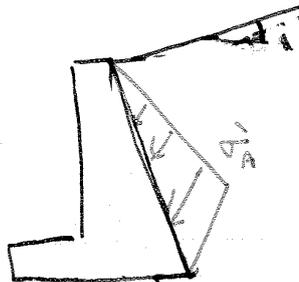


$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

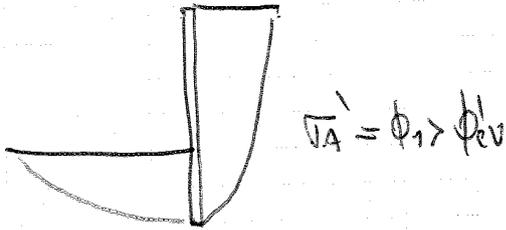
$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z \cdot \cos i$$

$$\sigma'_A = K_A \cdot \sigma'_{v0}$$

Se ci troviamo nel caso seguente possiamo sempre applicare la teoria di Rankine ma senza espressioni analitiche

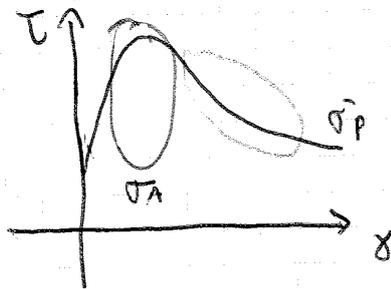


Se poi il materiale è addensato e siamo nella seguente situazione, l'angolo di resistenza operativo è $\phi'_{ep} > \phi'_{cv}$ questa differenza è funzione della dilatazione:

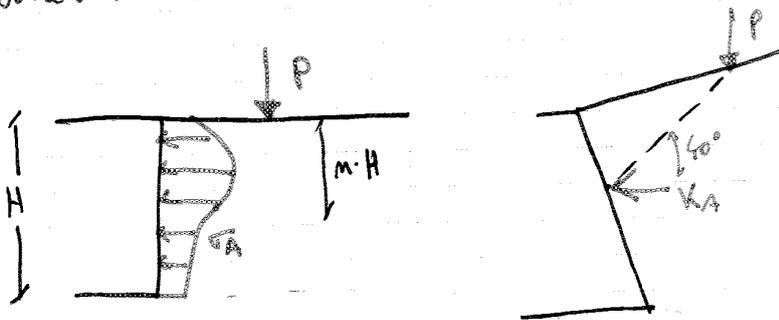


$$\phi'_{ep} - \phi'_{cv} = f(\text{dilatazione})$$

Ovvero se consideriamo le rotture in rosso siamo nella zona σ in verde
rispettivamente del profilo seguente:



Ovvero visto cosa succede quando la sovrappinta è estesa. Se il carico è costante si succede invece:



Se il carico non è lineare ma puntuale la distribuzione non è solo con la profondità ma anche con la sezione che stiamo considerando.

