



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 833

DATA: 25/02/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Ottina

MATERIA: Fondazioni 2013/2014

Prof. Musso

FONDAZIONI

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO TRA TERRENO e STRUTTURA

Le fondazioni trasmettono i carichi nel terreno nel rispetto di una serie di requisiti generali:

- 1- Adeguata morfologia di sicurezza nei confronti della rottura dell'intero fondazione + terreno;
- 2- Cedimenti assoluti e differenziali compatibili con la statica e funzionalità della struttura;
- 3- Stato di sollecitazione nella struttura compatibile con la resistenza dei materiali usati, la loro durabilità ed il livello sismotivo;
- 4- Realizzazione sicura ed agile dell'opera, economicità e sicurezza costruttiva.

SEQUENZA PER LA VERIFICA / PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI

- 1- Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del sito;
- 2- Verifica di capacità portante;
- 3- Calcolo dei cedimenti;
- 4- Dimensionare strutturalmente gli elementi della fondazione.

Le fondazioni profonde sono i poli di fondazione

QUANDO SI DICE REALIZZARE UN'OPERA, NESSUNO CONOSCE
CHE TIPO DI TERRENO C'È E COME SI COMPORTERÀ!
MODELLO GEOTECNICO

Risoluzione di un problema geotecnico

- Caratterizzazione geotecnica

Essere in grado di formulare un'analisi geotecnica che consenta la chiara definizione delle condizioni di equilibrio, compatibilità e condizioni al contorno

- Definizione profilo geotecnico di progetto, TIPO DI STRATIGRAFIA

- Identificazione di un metodo di analisi (COME L'EQUILIBRIO LIMITE DELLE FORZE)

- Scelta del modello di comportamento ↔ parametri

PARAMETRI DEL TERRENO (K, ψ, \dots)

Caratterizzazione Geotecnica

- Stratigrafia di dettaglio (caratteristiche macro- e mega-strutturali) ^{ALTERNANZA ORIZZONTI GEOLOGICI}

- Condizioni di falda

- Storia tensionale (OCR) TERRENO OC, NC.

- Stato tensionale (K_0)

- Caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità)

- Caratteristiche di permeabilità



Criteria di progetto e Modalità esecutive

PROVE IN SITO

- Rapide ed economiche
- Descrizione continua della verticale (o quasi)

PRO :

- Volume di terreno maggiore
- Parametri misurati su terreno indisturbato
- Le UNICHE rappresentative per terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

CONTRO :

- Condizioni al contorno ?
- Condizioni di drenaggio ?
- Forti gradienti per $[\sigma]$ e $[\varepsilon]$

} POCO CONTROLLATE, SOWECITAZ.
 E CONDIZIONI AL CONTO RNO
 NON CONTRO LLA RE
 ↓
 LA RISPOSTA E' PIU' DIFFICILE DA INTERPRETARE

IN SITO NON SI RIESCE A DEFINIRE LA TENSIONE RESISTENTE, MA SOLO ATTRAVERSO RAGIONAMENTI EMPIRICI, SI ARRIVANO A VALORI / GRANDEZZE DI RILEVANZA INGEGNERISTICA.

PROVE IN SITO

Interpretazione dei risultati ?

Correlazioni empiriche con :

- Risultati di prove di laboratorio
- Analisi retrospettive di casi reali

Anche utilizzate direttamente in progettazione tramite varie correlazioni empiriche di progetto

Camera di calibrazione

CAMERA DI CALIBRAZIONE : NECESSITA DI GRANDI CAMPIONI DI TERRENO, ED HA UN VALORE SCIENTIFICO PIU' IMPORTANTE RISPETTO ALE PROVE EMPIRICHE.

Programmazione delle indagini

- Dipende da :
- Importanza del progetto
 - Fase di sviluppo del progetto
 - Complessità geologica del sito

LIMITE ECONOMICO !

FUNZIONE DEL TIPO DI OPERA (PONTE / GARAGE)

Attenta analisi dei risultati (in corso d'opera) } Grandi economie
Esperienza }

1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. **Estensione dell'indagine**
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche
4. Prove in situ:
 - Prova penetrometrica dinamica (SPT)
 - Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)
 - Prova scissometrica (vane test)
 - Prove pressiometriche e dilatometrica

INVESTIGHIAMO UN VOLUME SIGNIFICATIVO SOLO DOPO
AVER AVUTO LA STRATIGRAFIA

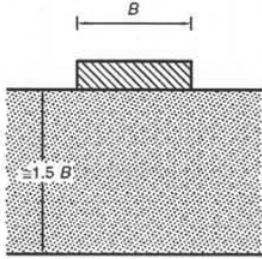
Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

Volume significativo : volume di terreno che governa il comportamento dell'opera, FUNZIONE DEL TIPO DI OPERA

Fondazioni dirette

fino alla quota dove $\Delta\sigma_v \approx 10\% \sigma'_{v0}$
 $\Delta\sigma_v \approx 20\% q$

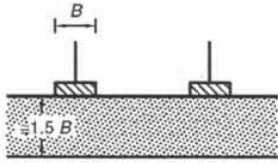
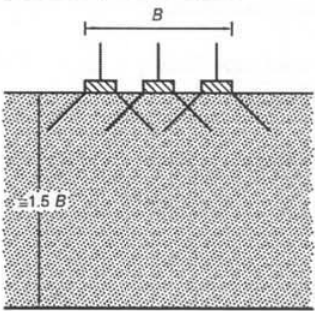


FACCIO 1,5 B OPPURE FINO
ALLE QUOTE DOVE $\Delta\sigma_v = \dots$

Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

Se c'è interazione :

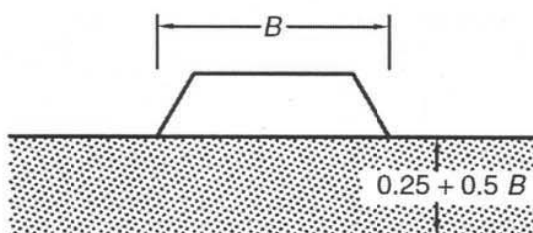
SE LE TRAVI SONO VICINE,
CONTARLE TUTTE IN B.

Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

Rilevati e argini:

Approfondimento maggiore quando l'opera ha funzione di ritenuta idraulica



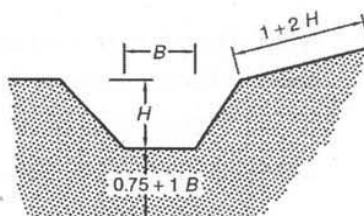
SE LA DIGA È IN TERRA, BISOGNA CONOSCERE LA PERMEABILITÀ PIÙ NEL DETTAGLIO

Caratterizzazione Geotecnica

Estensione delle indagini

Trincee:

- L'approfondimento dell'indagine dipende dalla larghezza della trincea
- L'estensione laterale dell'indagine dipende dalla profondità della trincea



AREE INTERESSATE DA FRANE, ROTURA O SCIVOLAMENTO -

INDIRETTI (MAI USARLI DA SOLI) NON VEDO IL MATERIALE MA POSSO FARE DELLE MISURE

Accertamenti stratigrafici

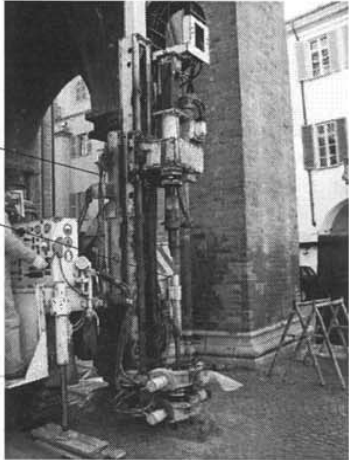
<p style="text-align: center;">Diretti</p> <ul style="list-style-type: none">• Scavi ispezionabili (Pozzetti) <i>VEDO PERSONALMENTE LA TRINCEA</i>• Cunicoli e trincee <i>VEDO PERSONALMENTE LA TRINCEA</i>• Perforazioni di sondaggio <i>MATERIALE RIPORTATO E STUDIATO</i>• Campionamento, <i>STUDIO IL CAMPIONE NEL LABORATORIO</i>	<p style="text-align: center;">Indiretti</p> <ul style="list-style-type: none">• Prove Geofisiche <i>VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE ELASTICHE (P, S)</i>• Prove penetrometriche• Prove dilatometriche
--	---

Eeguire **SEMPRE** un accertamento stratigrafico diretto !

Perforazioni di sondaggio

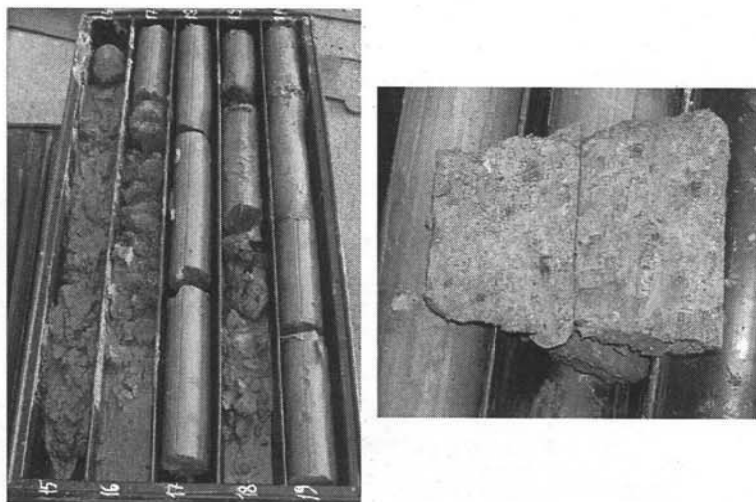
- SONDA

- TUBO CAROTIERE
infilso per spinta e rotazione



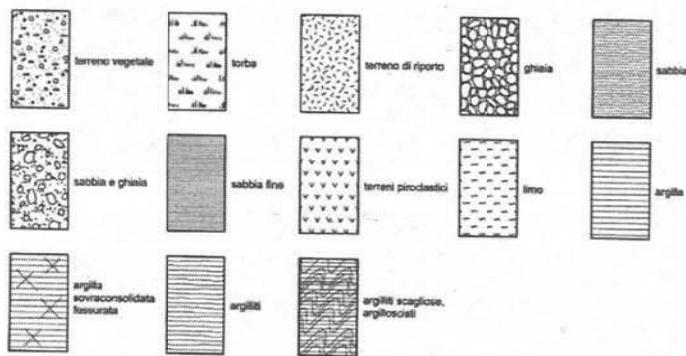
Eeguire **SEMPRE** un accertamento stratigrafico diretto !

Perforazioni di sondaggio



Perforazioni di sondaggio

Simboli convenzionali per la descrizione del terreno



(Lancellotta)

Campionamento

Qualità del campionamento: definita in base alle informazioni che si possono ricavare

HO 5 TIPI DI CAMPIONI

- Q1 Profilo stratigrafico Fornisce solo la STRATIGRAFIA
- Q2 Composizione granulometrica
- Q3 Contenuto d'acqua Poco disturbati
- Q4 Peso di volume Poco disturbati
- Q5 Caratteristiche meccaniche Indisturbati

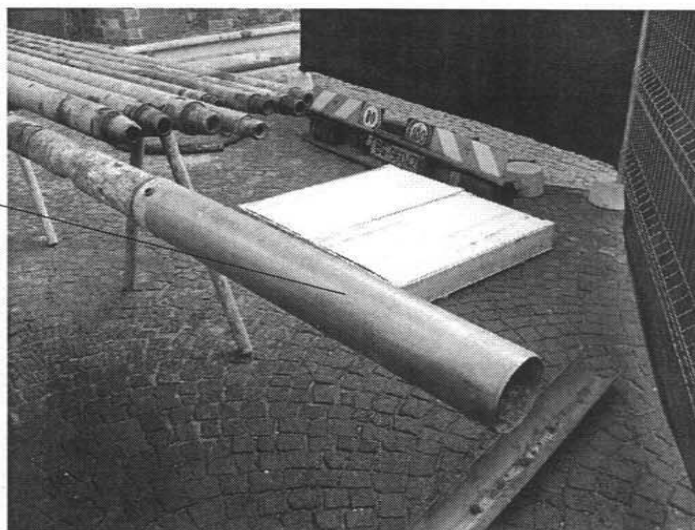
IMPORTANTE PER LA GEOTECNICA

Prelievo di CAMPIONI INDISTURBATI

CAMPIONATORE

Lunghezza 60 - 100 cm

Diametro 80 - 100 mm



PER AVERE LA
POSIZIONE DI FALDA

Piezometri

La misura dei livelli di falda nei terreni si basa sui seguenti presupposti:

- Il piezometro è costituito da un elemento poroso cavo (filtro) pieno d'acqua con pressione pari a quella dell'ambiente circostante
- La presenza dello strumento di misura non altera il regime delle pressioni neutre nel terreno

METTO UNA SONDA DENTRO AL TUBO APERTO CHE SUONA QUANDO TROVA L'ACQUA.

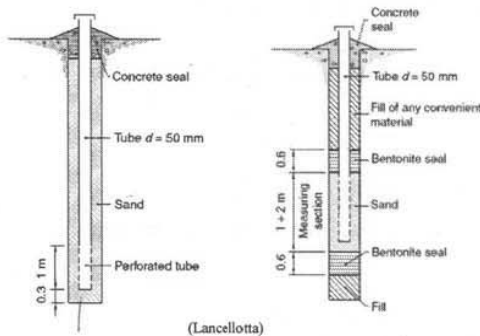
SVANTAGGI

- 1 - NON VA BENE PER LE FALDE IN PRESSIONE
- 2 - TEMPI DI RISPOSTA FUNZIONE DEL TEMPO CHE L'ACQUA IMPIEGA PER ENTRARE NEL TUBO E SALIRE DI LIVELLO

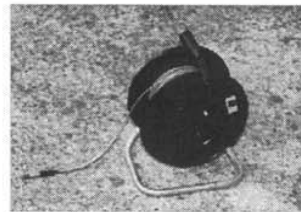
(NELLA SABBIA È RAPIDO, ARGILLA MOLTO LENTO)

Piezometri

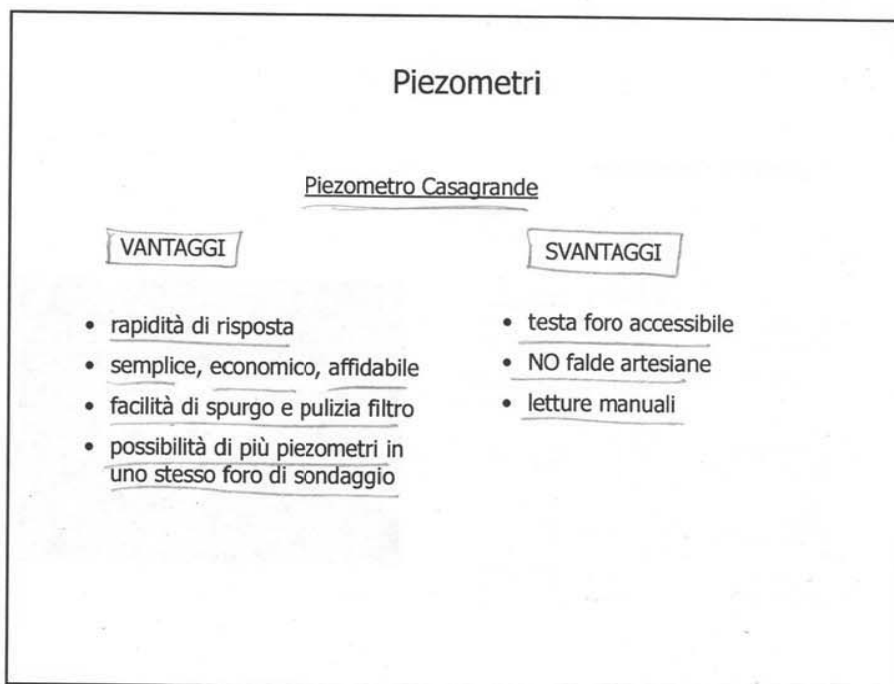
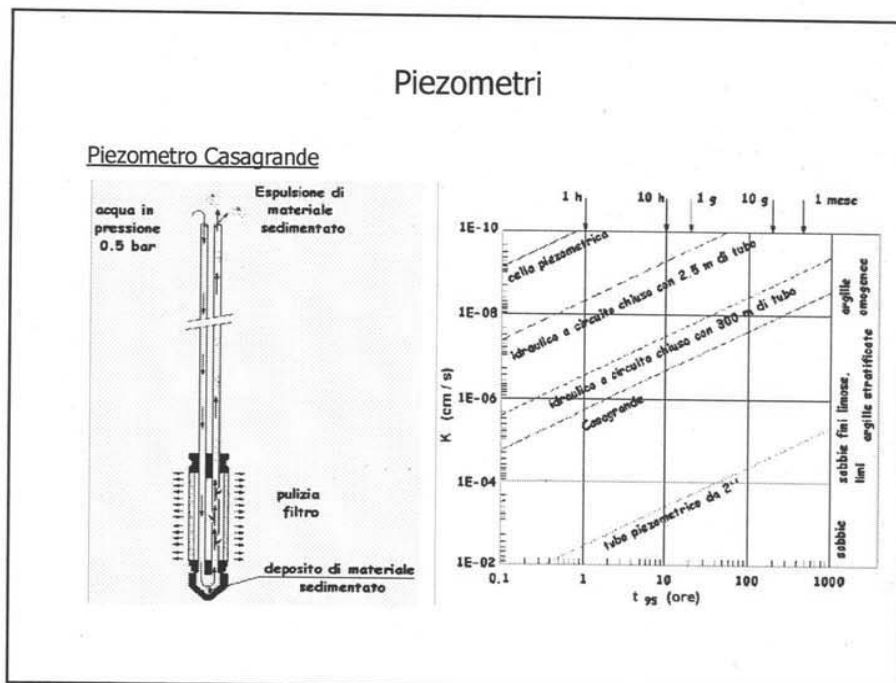
Il più semplice (e il più economico) è il Piezometro a tubo aperto



Sonda galvanometrica



LA PERFORAZIONE DEL SONDAGGIO È RIVESTITA CON SABBIA.

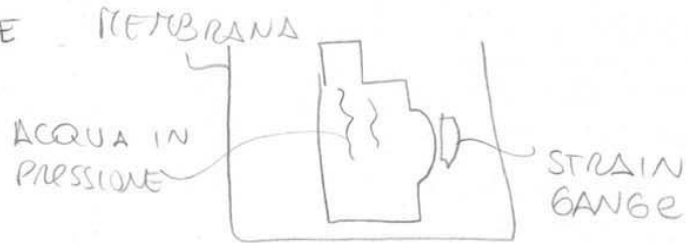


SI MISURA LA DEFORMAZIONE
DELLA MEMBRANA IN
PRESSIONE.

POCA
PREX

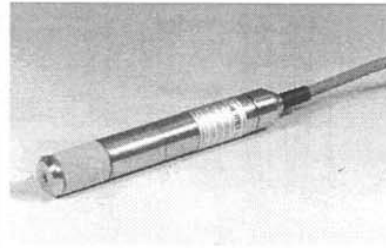
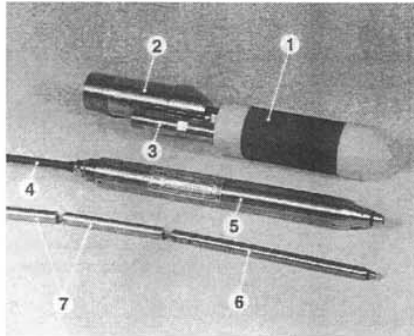


TANTA
PREX



Piezometri

Celle piezometriche



Piezometri

Celle piezometriche

Strumenti elettrici:

si misura la deformazione di una membrana per effetto della pressione dell'acqua

Sistemi di misura:

- a corda vibrante
- elettropneumatici
- strain gauges (estensimetri elettrici).

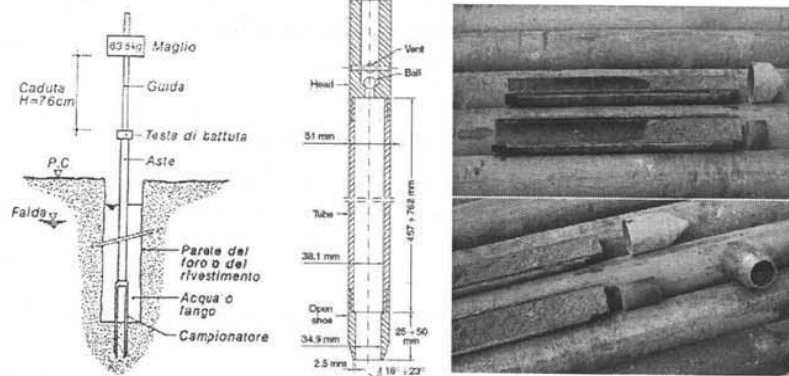
1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche
4. **Prove in situ:**

Prova penetrometrica dinamica (SPT) *STANDARD PENETRATION TEST*
Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU) *TEST*
Prova scissometrica (vane test)
Prove pressiometriche e dilatometrica

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

PROVA + IMPO.

Prova penetrometrica dinamica Standard Penetration Test (SPT)
Standard Cone Penetration Test (SCPT)



VANTAGGI : PROVA ENTRO LO STESSO FORO DI SONDAGGIO, LUNGO LA
 PROFONDITA' HO PIU' DATI DEI SONDAGGI
 NEI TERRENI A BASSA PERMEABILITA' HO UN RISULTATO MOLTO CORRETTO!

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Prova economica, molto diffusa
 Prova standardizzata da molti decenni (grande mole di risultati per correlazioni)
 Prelievo di un campione disturbato
 Prova impulsiva (poco attendibile per terreni a grana fine) Influenza di Δu
 Risultati discontinui con la profondità

Correzioni:

Sabbie limose sotto falda: se $N_{SPT} > 15$ $N_c = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$
 Punta conica (depositi ghiaiosi): $N_c = 1,25 N_{SPT}$

Numerose correlazioni empiriche di progetto Camera di calibrazione

PROVA SCPT : PROVA IN SOSTITUZIONE ALLA SPT DOVE, INVECE DI AVERE UN
 CAMPIONATORE, HO UNA PUNTA CONICA METALLICA CON ASTA CHIUSA.

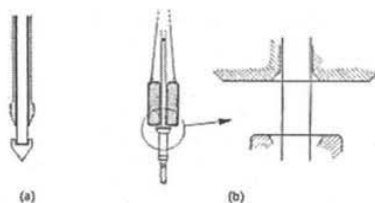
• VANTAGGIO : SE TRUOVO LO STRATO GHIAIOSO, LA PUNTA CONICA PERMETTE
 DI ENTRARE PIU' FACILMENTE

OTTERRO UN NUMERO
 DI COLPI DIVERSO
 DALLA SPT PERCHE
 HA PIU' FACILITA' A
 PENETRARE
 LE CORRELAZIONI.

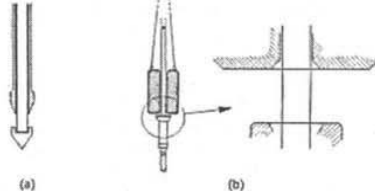
Prova 'Standard Cone Penetration Test' (SCPT)

Eseguita con punta conica (Diametro 50.8 mm, apertura 60°)

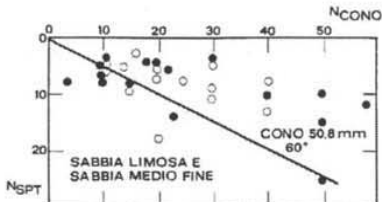
- non consente il recupero di un campione disturbato;
- non necessita di un foro di sondaggio;
- risultati possono essere riportati a valori di N_{SPT}



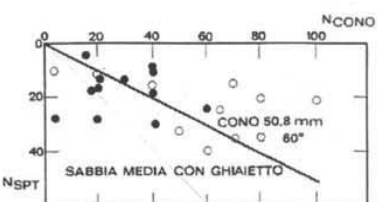
(a)



(b)

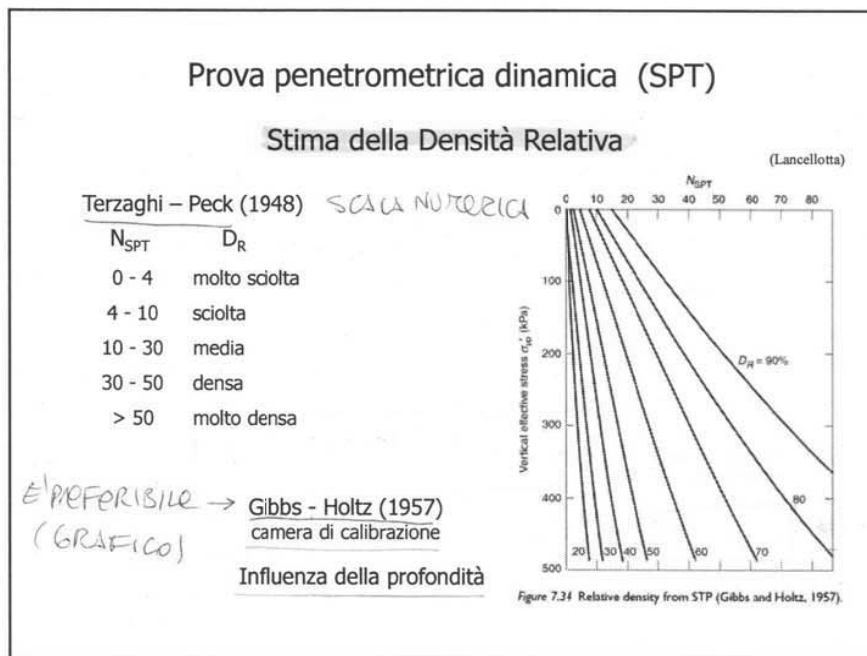
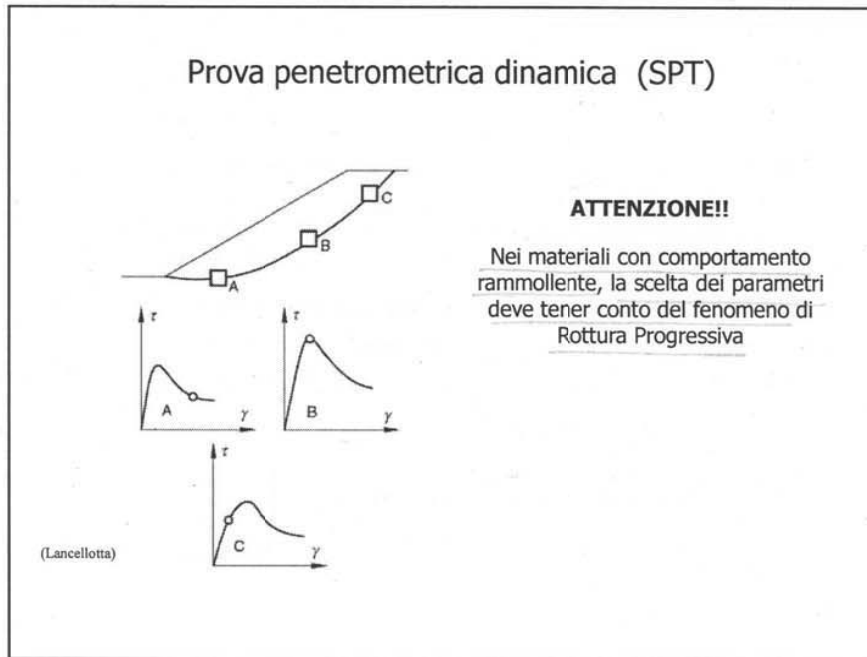


SABBIA LIMOSA E
SABBIA MEDIO FINE



SABBIA MEDIA CON GHIAIETTO

PER LE SITUAZIONI PARTICOLARI, SI PRENDE UN VALORE INTERMEDIO CHE TIENE CONTO DEL DECADIMENTO DELLE RESISTENZE.



C'E' SEMPRE UNA PUNTA INFISSA NEL TERRENO.

- PUNTA A CAPO DI 60° CON SUPERFICIE 10 cm²

IL CONO, INVECE DI ESSERE SPINTO IN MANIERA DINAMICA, E' COLLEGATO AD ASTE: SPINTA STATICA CONTINUA.

LA PUNTA VIENE INFISSA CON VELOCITA' COSTANTE E NON CON LA MASSA DINAMICA.

Prova penetrometrica statica (CPT)

Cone Penetration Test (CPT)

Infissione per spinta di una punta conica con velocità $v = 20 \text{ mm/s}$

Non occorre la perforazione di sondaggio

Si misura:

$Q_c \Rightarrow q_c = \frac{Q_c}{A_c}$	Resistenza alla punta
$Q_s \Rightarrow f_s = \frac{Q_s}{A_s}$	Resistenza sul manicotto laterale
$FR = \frac{f_s}{q_c}$	Friction Ratio

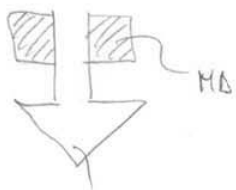
→ q_c è molto più affidabile e ripetibile della f_s

LA PUNTA VIENE SPINTA A VELOCITA' COSTANTE NEL TERRENO e, A SECONDA DEL MATERIALE, CORRISPONDERA' UNA FORZA DI ENTITA' DIVERSA, NECESSARIA A SPINGERE LA PUNTA NEL TERRENO. → RICAVO Q_c .

LA FORZA DA IMPEDIRE AVANZA NEL MATERIALI ROCCIOSI

$q_c = [\text{MPa}]$

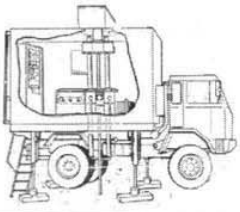
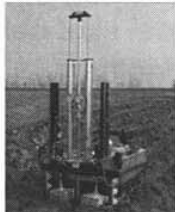
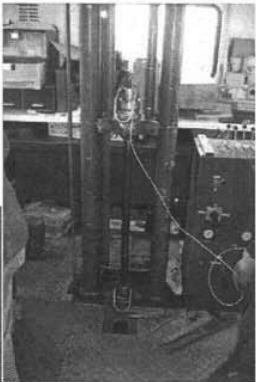
PRESSIONE APPLICATA ALLA PUNTA PER AVANZARE DI 20 mm/s NEL DEPOSITO.


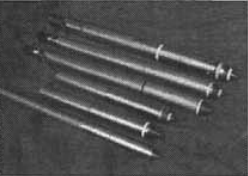


PUNTA $q_c = \frac{Q_c}{A_p}$

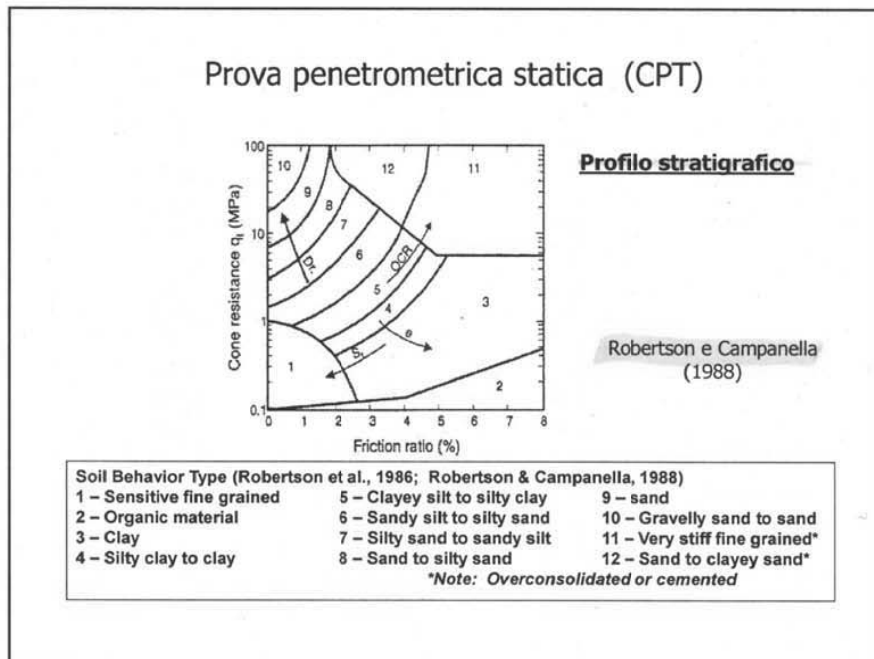
LA PUNTA E' SOGGETTA AD UNA FORZA FRONTALE: ROTURA PER CAPACITA' PORTANTE.

Prova penetrometrica statica (CPT)

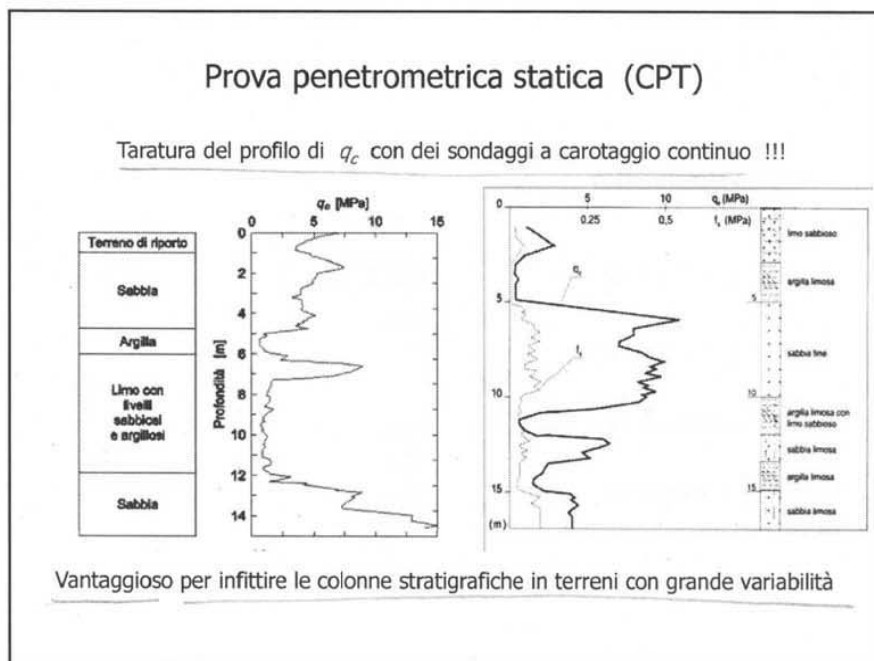



MANICOTTO Q_s , ANCHE IL MANICOTTO DEVE SCORRERE E SEGUIRE LA PUNTA, ΔVRO MINORE FORZA FRONTALE MA PIU' ALTO LATERALE

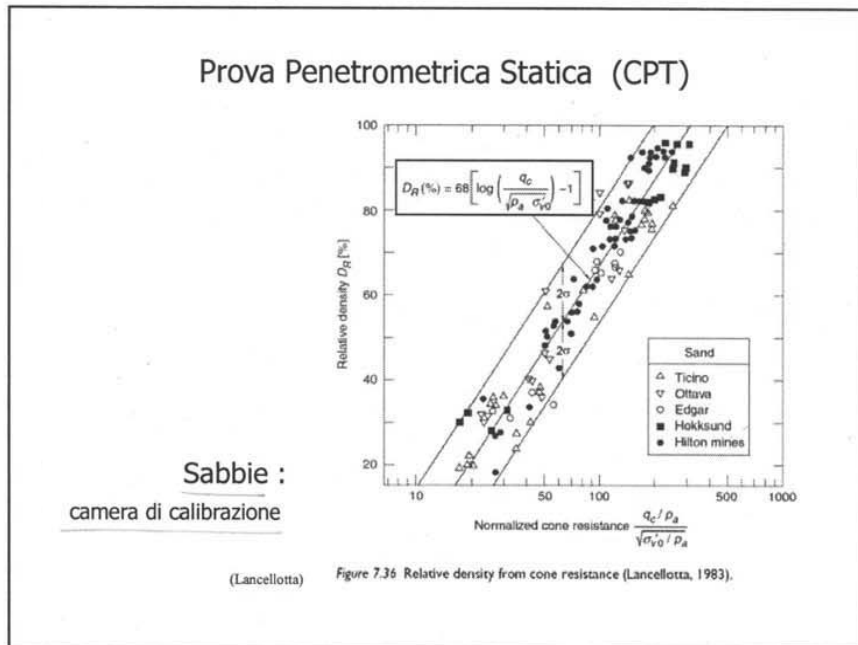


BISOGNA FARE SEMPRE I SONDAGGI, CHE SONO UN BUON RICONTRIO TRA LA RESISTENZA ALLA PUNTA ED IL MATERIALE ATTRAVERSATO.

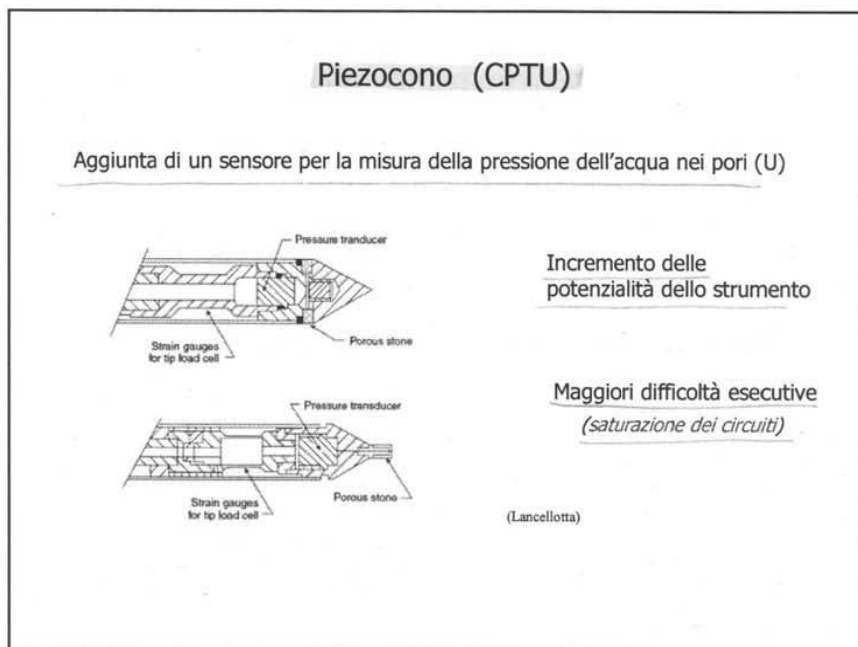
- FACCIO 1 SOLO SONDAGGIO E LA CPT DI TARATURA
- INVECE DI FARE ALTRI SONDAGGI, FACCIO ALTRE CPT (COSTANO POCO)



DENSITA' RELATIVA DR - CPT
SPT



PIEZOCONO (CPTU) : STESSA ATTREZZATURA CPT MA ALCUNA PUNTA È ASSOCIATA LA PRESENZA DI UNA PIETRA POROSA, COLLEGATA AD UN CIRCUITO/DRAULICO, CHE MISURA LA PRESSIONE DELL'ACQUA NELLA TRASVERSALE COSÌ FATTO.



MISURARE U ACQUA TRASVERSALE È IMPORTANTE PER CARATTERIZZARE IL TERRENO ! LIMI E ARGILLE, SE SOLLECITATE MECCANICAMENTE, RISPONDONO PRIMA CON UNA FASE NON DRENVATA, POI DRENVATA.

- SUBITO IL TERRENO NON PUÒ DEFORMARSI PERCHÈ L'ACQUA NON PUÒ DEFLUIRE E L'ACQUA ENTRA IN PRESSIONE

*Su = RESISTENZA
AL TAGLIO
IN CONDIZIONI
NON DRENATE.*

Prova Penetrometrica Statica (CPT)

Stima della resistenza al taglio iniziale s_U nelle argille

la resistenza alla punta q_c viene assimilata alla portata alla punta di un palo

$$q_c = s_U \cdot N_c + \sigma_{v0} \quad \Rightarrow \quad s_U = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

σ_{v0} è la tensione verticale totale agente alla quota della punta

N_c da correlazioni empiriche con altre prove:

<i>Baligh (1980)</i>	Argille bassa e media consistenza (Vane Test)	$N_c = 14 (\pm 33\%)$
<i>Kjekstad (1978)</i>	Argille OC non fessurate (TX-C)	$N_c = 17 (\pm 5)$
<i>Marsland (1974)</i>	(?) Argille molto OC fessurate (Piastra)	$N_c = 10 \div 30$

1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche

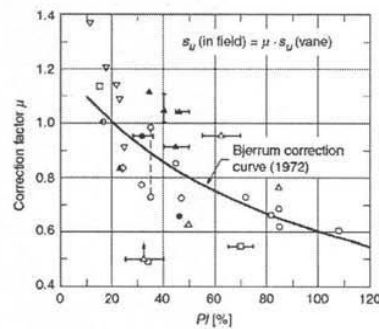
4. Prove in situ:

- Prova penetrometrica dinamica (SPT)
- Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)
- Prova scissometrica (vane test)
- Prove pressiometriche e dilatometrica

Prova Scissometrica (VT)

USO DEI COEFFICIENTI CORRETTIVI

Per effetto dell'anisotropia e della velocità di rottura, la resistenza media lungo una potenziale superficie di rottura può essere diversa da quella misurata con lo scissometro



Bjerrum (1972)

(Lancellotta)

ESEMPIO

$PI = 60$

COEFF = 75

↓

INDICAZIONE

PER 5.

1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche

4. Prove in situ:

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)

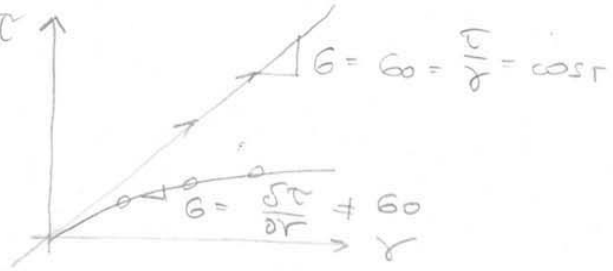
Prova scissometrica (vane test)

Prove geofisiche sismiche

Prove pressiometriche e dilatometrica

IL MODULO DI RESISTENZA AL TAGLIO τ
 DECIDE CON LA DEFORMAZIONE.

• ACCIAIO: A UOLO IN CONDIZIONI
 LONTANE DALLA ROTTURA, HO UNA
 RELAZIONE LINEARE, ANCHE PER
 INTERVALLI DI
 γ MOLTO AMPI.



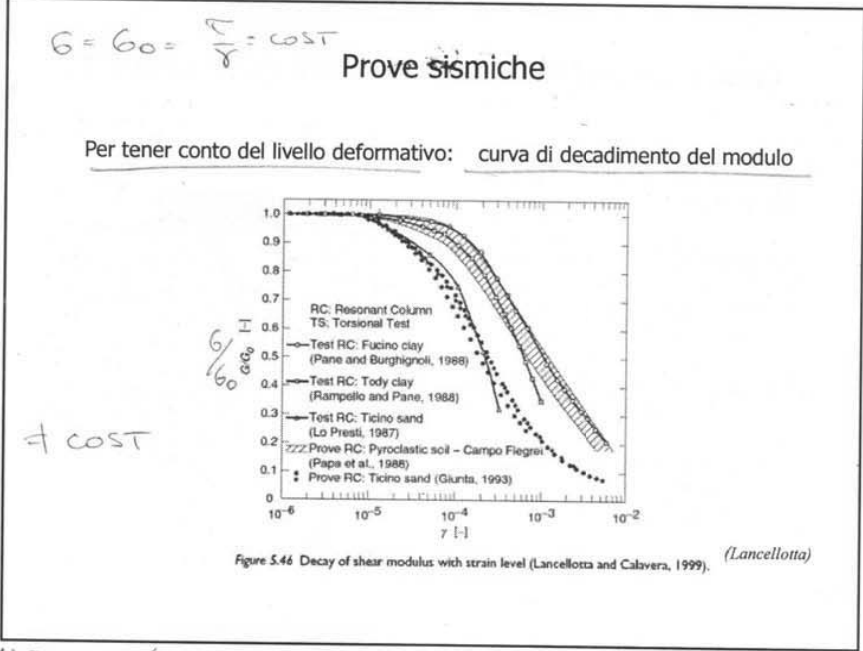
• TERRENI
 INIZIALMENTE HO
 UNA RETTA CHE
 POI DIVENTA UNA
 CURVA LA CUI
 FANGENTE
 TENDE A
 DIMINUIRE

$$G = \frac{\delta \tau}{\delta \gamma} \neq G_0 \neq \text{cost}$$

NEI TERRENI,
 G_0 E' IL MODULO
 DI TAGLIO A
 PICCOLE DEFORMAZIONI (NON SEMPRE).

COL CRESCERE DI γ : $G < G_0$

→ USSINE GRAFICO G/G_0



1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche

4. Prove in situ:

- Prova penetrometrica dinamica (SPT)
- Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)
- Prova scissometrica (vane test)
- Prove pressiometriche e dilatometrica

Prove Pressiometriche

Rapporto tra la tensione radiale iniziale σ_{r0} misurata con pressimetro auto perforante e la stima della tensione orizzontale σ_{h0}

TABELLA 7.2 Tensione orizzontale, misurata con prove pressiometriche, in diverse formazioni argillose (Ghionna et al., 1983).

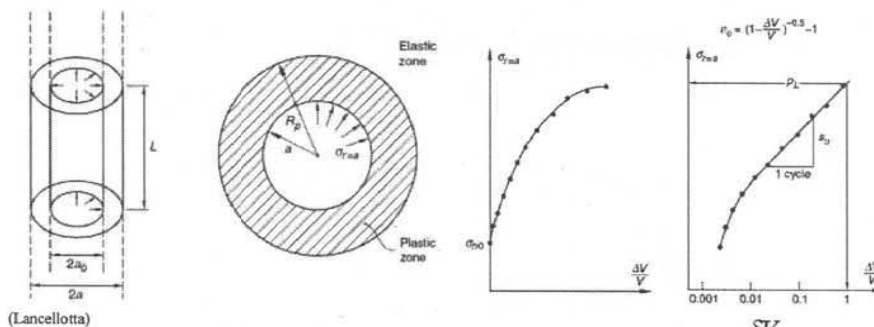
Sito	PI (%)	OCR	Pressimetro (sonda)	Rapporto L/D	σ_{r0}/σ_{h0}
Porto Tolle	30	1,1-1,3	PFS	2	0,80 ± 0,12 1,05 ± 0,12
Porto Tolle	30	1,1	PFS	4	1,12 ± 0,15
Montalto di Castro	34	2,5-4	PFS	2	0,55 ± 0,10
Bandar Abbas	16-28	1,5-2,5	PFS	2	0,97 ± 0,15
Guasticce	63	1,0-1,1	PFS	2	0,82 ± 0,14
Trieste	47	1	PFS	2	1,29 ± 0,18
Drammen	25-30	1,5	CMK	6	1,00 ± 0,04
Onsoy	15-30	2	CMK	6	1,00 ± 0,04
Panigaglia	45-65	1	CMK	6	1,00 ± 0,05
Taranto	22-30	22-30	CMK	6	da 0,74 a 1,40

L, D = lunghezza e diametro della sonda; PFS = pressimetro francese Pabot; CMK = pressimetro inglese Cambiometer.

(Lancellotta)

Prove Pressiometriche

Misura della resistenza al taglio non drenata s_u nelle argille



(Lancellotta)

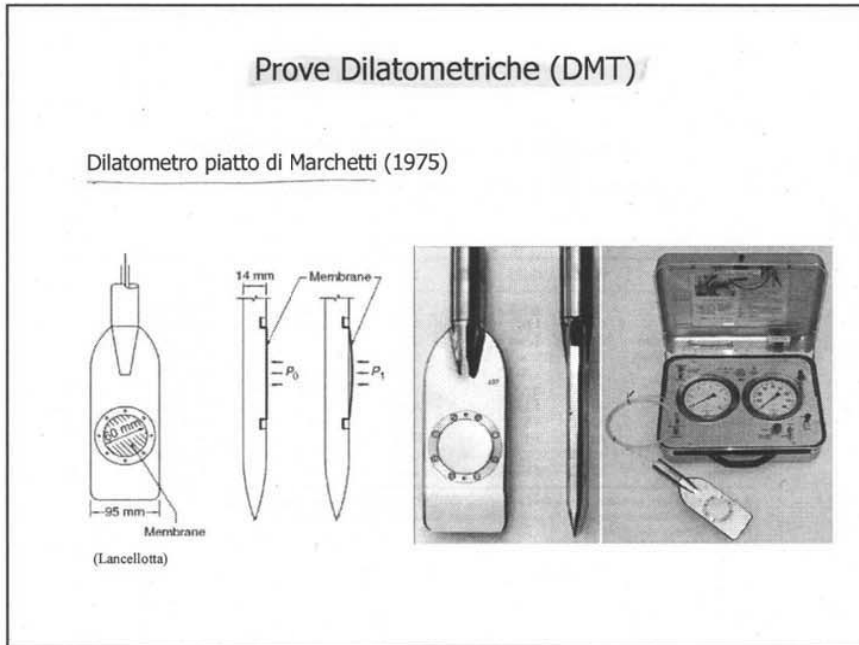
p_L tensione limite

$$\delta\sigma_{r=a} = p_L + s_u \cdot \ln \frac{\delta V}{V}$$

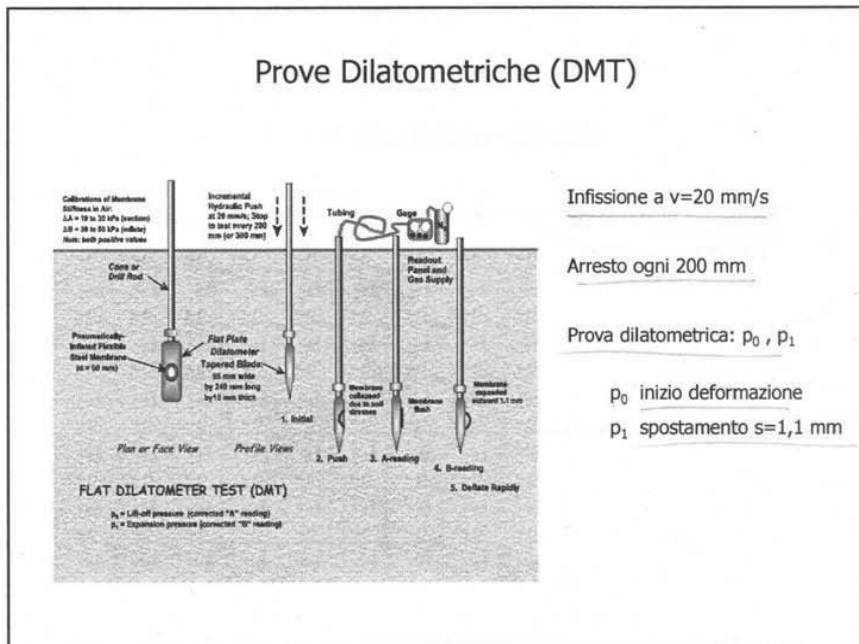
INVECE DELLA TUBERAZIONE CILINDRICA, HO LA PACIETTA CON LA MEMBRANA IN UNA SOLA DELLE 2 FACCE,

VALUTO LA SPINTA DEL TERRENO SENZA SONDAGGIO MISURANDO!

- P_0 PRESSIONE CHE HA LA MEMBRANA QUANDO $E=0$
- P_1 PRESSIONE NECESSARIA PER AVERE LO SPOSTAMENTO DELLA MEMBRANA DI 1 MM VERSO L'ESTERNO.

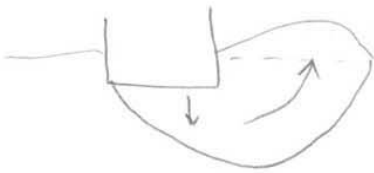


(P_0, P_1) sono correlabili a : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{ho} \\ \text{MODULO DI RIGIDITÀ} \end{array} \right.$



Per approfondimenti

- Lancellotta R. – *Geotecnica* – Zanichelli (2° e 3° ediz)
- AGI (1977) – *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*
- Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M. (2001) – *Il Dilatometro Piatto (DMT) nelle indagini geotecniche. Rapporto del Comitato Tecnico TC16 della ISSMGE – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XVIII ciclo*
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancellotta R. (1985) – *New developments in field and laboratory testing of soils – Theme Lecture, XI ICSMFE, San Francisco*
- Cestari F. (2005) – *Prove Geotecniche in sito* – Ediz. Geo-Graph, 3° ed.



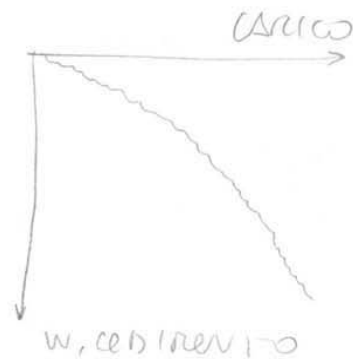
la fondazione collano e il terreno rifluisce verso l'alto.

2) ROTTURA PER PUNZIONAMENTO

Terreni molto comprimibili:
sabbie sciolte e argille tenere
ROTTURA IN CONDIZIONI DRENATE.

Anche per i cedimenti molto elevati
NON si capisce qual'è il valore di Q_{lim} ,
il carico ed il cedimento continuano
a crescere.

la fondazione profonda e non ha le vere linee di
scorrimento.



3) ROTTURA LOCALE

Rottura intermedia alle due precedenti.

In condizioni NON DRENATE ha la rottura generale
perché, non espellendo acqua, non si hanno variazioni
di volume.

Le soluzioni teoriche che vedremo riguardano la
ROTTURA GLOBALE MA si ipotizza che siano valide anche
per la rottura per punzonamento.

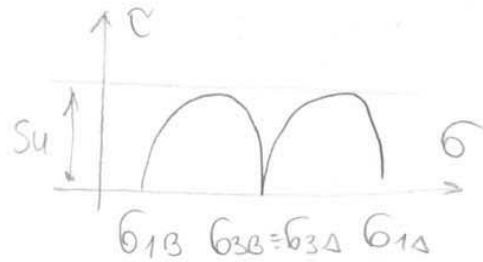
SOLUZIONI TEORICHE

Analizziamo i Teoremi della Plasticità:

- TEOREMA DEL LIMITE SUPERIORE (Teorema Cinematico)
- TEOREMA DEL LIMITE INFERIORE (Teorema Statico)

Questi teoremi non determinano il corso di collano
ma forniscono 2 limiti: nordano la
soluzione esatta.

Nella linea di discontinuità $\sigma_{3B} = \sigma_{3A}$



• CON 1 DISCONTINUITÀ

$$\sigma_{1A} = \sigma_{1B} + 4S_u \quad \sim \quad q_{LIM} = q + 4S_u$$

• CON N_c - DISCONTINUITÀ

$$q_{LIM} = q + (\pi + 2)S_u$$

dove $N_c = \pi + 2$

Se avremo applicato il limite superiore nella condizione allo stesso valore e, siccome i limiti coincidono, allora il Teorema unito diventa la soluzione esatta.

CAPACITÀ PORTANTE - CONDIZIONI ORIENTATE -

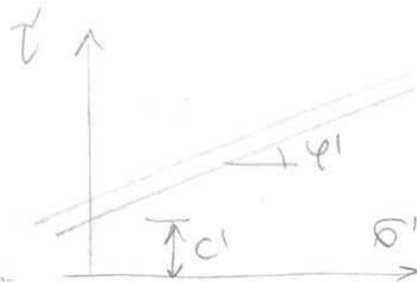
• APPLICAZIONE DEL TEOREMA DEL LIMITE INFERIORE

CRITERIO DI MOHR-COULOMB

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

c' = intercetta della retta

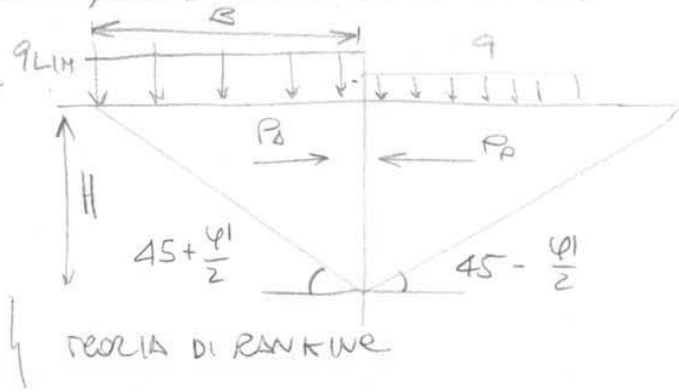
φ' = angolo di resistenza al taglio



la condizione di spinta attiva è quella di incipiente rottura dove il terreno si sposta verso destra.

P_a = spinta attiva

P_p = resistenza passiva.



tramite considerazioni geometriche

$$H = \frac{B}{2} \cot \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

• SOLUZIONE ESATTA CON FONDAZIONE APPROFONDATA

IPOTESI: $\gamma' = 0, c' = 0$

Teniamo senza peso e coesione.



$$q_{LIM} = q N_q$$

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

• BRIND - HANSEN

$$N_{\gamma} = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

NON è corretto sovrapporre le 3 soluzioni perché ciò
 si potrebbe fare solo per un materiale elastico in condizioni
 lontane dalla rottura: NOI facciamo con
 nelle realtà sommano 3 contributi.

CAPACITÀ PORTANTE

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

Peso di volume del suolo, coesione, carico distribuito
 solo 3 contributi funzione di φ'

CARATTERISTICHE
 DA RISPETTARE

1. Fondazione al P.C.
2. Fondazione orizzontale
3. P.C. orizzontale
4. Falso orizzontale

Questo peso è un caso particolare: includiamo la
 forza perché introducendo dei fattori correttivi.

NOTA

Per stimare il valore di N_{γ} presente nelle tabelle

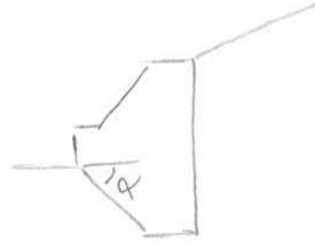
$$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) \tan \varphi'$$

Fattore d'inclinazione del piano di posa "b"

$$b_r = b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}$$

$$b \leq 1$$

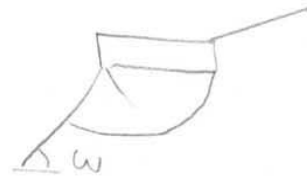


Per favorire la stabilità del piano di posa, inclinarlo e fondazione di un angolo α .

Fattore di inclinazione del terreno "g"

$$g_r = g_c = g_q = (1 - \operatorname{tg} \omega)^2 \quad g < 1$$

Superficie di rottura verso il pendio è più probabile rispetto al P.C. ortogonale.



BASE EFFICACE (BASE RIDOTTA)

la teoria valida è valida solo se q è UNIFORME.

Se nella fondazione è presente (N, M) , non ho una distribuzione di tensioni

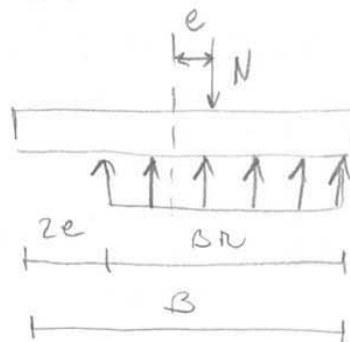
uniforme: presso pressione, il carico non è centrato ma esiste un carico e , invece di agire nell'asse di simmetria, ha un eccentricità e .



$$e = \frac{M}{N}$$

Per avere un carico uniforme, la fondazione dev'essere lunga

$$B_r = B - 2e$$



Nella q_{um} devo usare B_r invece di B .

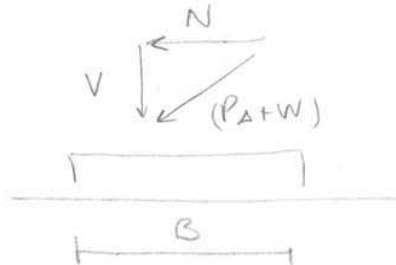
$$M_x, M_y \neq 0$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} ; e_y = \frac{M_y}{N} \quad \left\{ \begin{array}{l} B_{re} = B - 2e_x \\ L_{re} = L - 2e_y \end{array} \right.$$

Se $L_{re} < B_{re}$ nelle formule ammuo B_{re} .

• INCLINAZIONE CARICO

Scorpungo $(P_{\Delta} + W)$ in (H, V)



VERIFICA A SCORRIMENTO

Se $H \gg V$ potrei avere scorrimento nel piano di posa

AZIONE DESTABILIZZANTE: H

RESISTENZA: $N \tan \delta + c \cdot B$

Uno δ perché è l'angolo di resistenza al taglio nell'interfaccia fondazione \pm terreno:

- $\delta = \varphi'$ se la fondazione è in cls;
- $\frac{\varphi'}{2} < \delta < \frac{2}{3} \varphi'$ per i materiali lisci (acciaio)

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità su interazione terreno struttura e sui cedimenti

- > Interazione terreno struttura
- > Stato limite di esercizio (S.L.E.) e cedimenti ammissibili

NEL CALCOLO DI CAPACITÀ PORTANTE (90M) NON ABBIAMO MAI CONSIDERATO LA PRESENZA DELL'OPERA.



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti

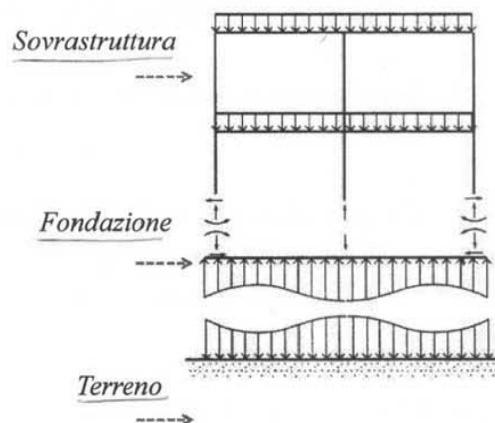
- > Interazione terreno struttura

Previsioni per un quadro:

- reale (realistico)
- imprescindibile fare riferimento all'insieme dell'opera

Condizioni differenti rispetto a quelle della capacità portante!

LA REALTÀ È COMPOSITA DA :



Viggiani, Fondazioni, Hevelius

QUESTE 3 COMPONENTI AVERANNO CARATTERISTICHE PECULIARI, TIPO DI COMPORTAMENTO DIFFERENTE.

Ma 3 diversi tipi di procedimento

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti

> Interazione terreno struttura

Obiettivi

1) Valutazione ordine di grandezza dei cedimenti assoluti e differenziali

Carichi
q
Supposti noti

Interazione
Trascurata

2) Studio della sollecitazione e della deformazione della struttura di fondazione

Supposti noti

Terreno - fondazione

3) Studio della sollecitazione e della deformazione dell'opera nel suo insieme

Da determinare

Terreno - fondazione-sovrastuttura
(metodi semplificati!)

IL CARICO NON SI TRASMETTE UGUALE AL TERRENO, I CARICHI IN FONDAZIONE NON SONO FISSI PERCHÉ CI SARANNO DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI.
↳ PROBLEMI COMPLESSI

TRAVI DI FONDAZ.
TRAVE SU SUOLO
ALCA WINKLER
↓

VERIFICHE STRUTTURALI

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti

> Cedimento ammissibile

OGNI STRUTTURA CEDERÀ, MA IL AMMISSIBILE È QUEL CEDIMENTO CHE NON COMPROMETTE LE FUNZIONALITÀ STATICHE/DINAMICHE, LE CONDIZIONI DI COMFORT e le DESTINAZIONI D'USO DELLA STRUTTURA.

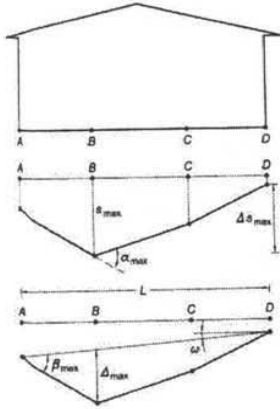
Massimo cedimento tollerabile dalla struttura per non comprometterne la stabilità e la funzionalità (anche in relazione alla destinazione d'uso)

Studi di riferimento:

Skempton, A. W. and MacDonald, D. H. (1956)	98 edifici
Burland J.B., Wroth CP. ; (1974)	edifici in muratura
Ricceri G. Soranzo M. (1985)	25 edifici italiani
Grant, R., et al. (1974).	Sulla relazione tra cedimenti relativi ed assoluti

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti
> Cedimento ammissibile



Approccio ideale (deterministico):

1. calcolo di s_{max}
2. soluzione del problema dell'interazione
3. analisi della deformata del sistema di fondazioni $\rightarrow \Delta s, \Delta/L, \beta$
4. calcolo delle sollecitazioni prodotte sulla struttura dai cedimenti in fondazione
5. verifiche strutturali

Approccio convenzionale (empirico):

1. definizione di un valore soglia di $\Delta s, \beta = f(\text{struttura manufatto, tipo di danno})$
2. definizione di un valore di $s_{ammissibile} = f(\Delta s, \beta, \text{fondazione, sottosuolo})$
3. calcolo di s_{max}

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti
> Cedimento ammissibile

Per opere in c.a. la rotazione relativa β risulta è il parametro maggiormente critico

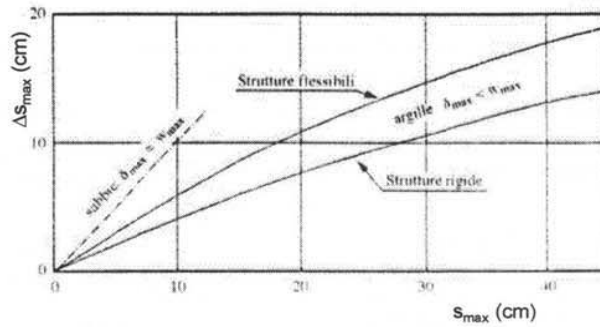
Valori ammissibili di rotazione relativa β (riferiti alle tipologie strutturali e di danno)

Struttura	Tipo di danno	Valori ammissibili di β			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai tamponamenti	1/300	1/500	1/500	1/500

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità sui cedimenti
 > Cedimento ammissibile

Correlazioni empiriche tra Δs_{max} e s_{max} (Bjerrum, 1963)



	Deformabilità	Uniformità depositi
Sabbie	ridotta → $s_{max} \leq 10$ cm	ridotta → $\Delta s_{max} \approx s_{max}$
Argille	elevata → $s_{max} \leq 50$ cm	elevata → $\Delta s_{max} < s_{max}$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

2. Semispazio elastico

Teoricamente, si potrebbe procedere al calcolo dei cedimenti assumendo il terreno come un semispazio continuo deformabile alla cui frontiera è applicato un carico noto:

Fasi:

1. Calcolo delle tensioni geostatiche e dell'incremento di tensione dovuto alla presenza dei carichi;
2. Determinazione sperimentale delle rigidzze e permeabilità da associare ai terreni;
3. Calcolo delle deformazioni unitarie ed integrazione – pervenendo al calcolo dei cedimenti;
4. Calcolo del decorso dei cedimenti nel tempo

➔ Forti limitazioni per i terreni a grana grossa



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

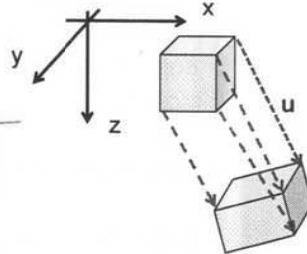
Problema elastostatico:

Calcolo dell'incremento di tensione in un semispazio il cui comportamento è elastico lineare isotropo

(2) Relazione spostamenti - deformazioni

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u_x}{\partial x} & \gamma_{xy} &= -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_y &= -\frac{\partial u_y}{\partial y} & \gamma_{xz} &= -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_z &= -\frac{\partial u_z}{\partial z} & \gamma_{yz} &= -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \end{aligned}$$

u generico spostamento



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Problema elastostatico:

Calcolo dell'incremento di tensione in un semispazio il cui comportamento è elastico lineare isotropo

(3) Legame costitutivo elastico lineare isotropo

$\varepsilon \propto \sigma$

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix}$$

Parametri E, ν (oppure K, G ; oppure λ, μ)

SOLUZIONE FUNZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL MEZZO (ν, μ)

$$\sigma_r, \sigma_\theta = f(\epsilon, \nu)$$

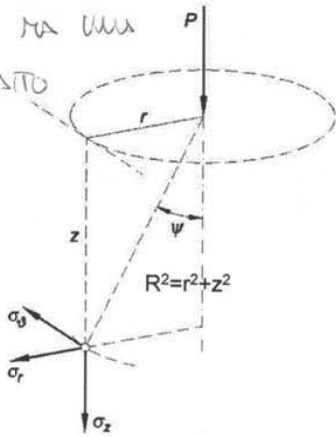
$$\sigma_z = f(\epsilon, \nu)$$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Problema di Boussinesq

NONA PRATICA NON HO LA FORZA PUNTUALE MA UNA SUPERFICIE DI CONTATTO (FOUNDATION)

MASSIME L'AREA DI CONTATTO TRASMETTE IL CARICO.

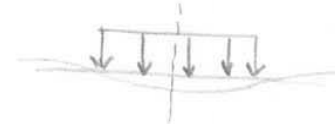


$$\sigma_z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} \quad \tau_{rz} = \frac{3P z^2 r}{2\pi R^5}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3zr^2}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3} \right]$$

AREA FLESSIBILE: SE METTO UN CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO, LE DEFORMAZIONI PRODOTTE DAL CARICO NON SONO OMOGENEE: HO UNA DEFORMAZIONE MAGGIORE AL CENTRO DELLA FONDAZIONE



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

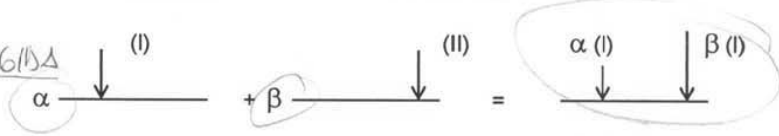
AREE DI CARICO FLESSIBILI

QUESTA E' UNA SOLUZIONE IDEALE PERCHE' NELLA REALTA' LE FONDAZIONI SONO IN C.A.

Poiché si è supposto il semispazio come elastico lineare, si possono ricavare le soluzioni per aree di carico di forma diversa mediante il

Principio di sovrapposizione degli effetti

PAVIMENTAZIONE RIGIDA



$u^{(I)}$	$u^{(II)}$	$\alpha u^{(I)} + \beta u^{(II)}$
$\epsilon^{(I)}$	$\epsilon^{(II)}$	$\alpha \epsilon^{(I)} + \beta \epsilon^{(II)}$
$\sigma^{(I)}$	$\sigma^{(II)}$	$\alpha \sigma^{(I)} + \beta \sigma^{(II)}$

L'AREA DI CARICO FLESSIBILE E' STATA RISOLTA FACILMENTE PERCHE' POSSO APPLICARE IL P.S.E.: NOTO BOUSSINESQ PER LA FORZA PUNTUALE, INTEGRA LA FORZA SU TUTTA L'IMPRONTA DELLA FONDAZIONE.

es. $\alpha u' + \beta u''$ con α, β ENTRAMBE DELLE FORZE

=> POSSO RISOLVERE QUALSIASI GEOMETRIA.

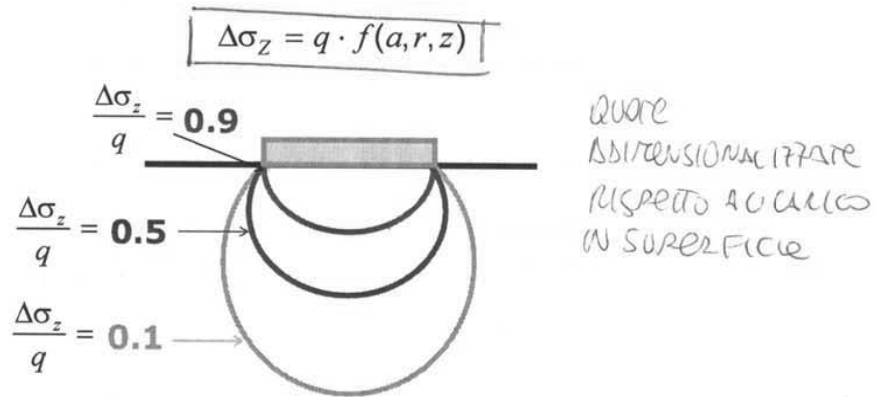
BULBO: LINEA SOTTO VAREA DI CARICO CON OGNA LE INCREMENTO DI $\Delta\sigma_z$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Bulbi delle tensioni per aree flessibili circolari

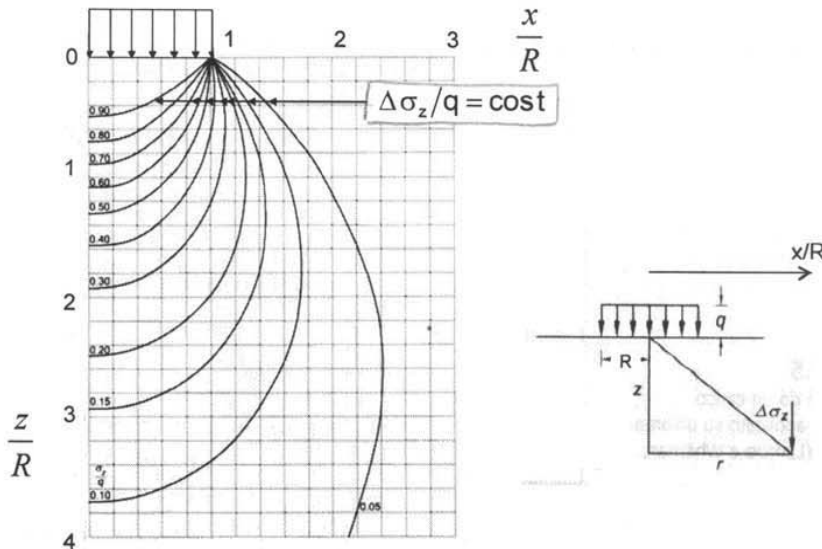
Aree (bulbi) con identico incremento di tensione verticale

L'incremento di tensione verticale è adimensionalizzato rispetto al carico



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Bulbo delle tensioni – area circolare e carico uniforme



ESEMPIO

$R=5$ $\frac{x}{R} = 3$ \rightsquigarrow incremento 15% DEL CARICO RISPETTO q
 $\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 15\%$

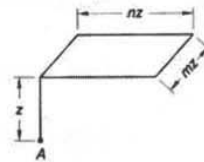
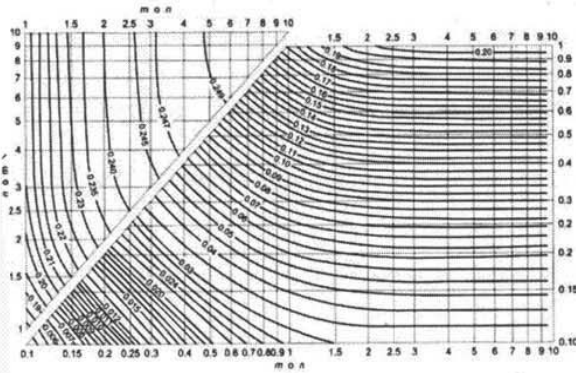
$$\frac{\Delta\sigma_z}{q}$$

INCREMENTO DI TENSIONE
VERTICALE ADIPENSIONEACIPPATA.

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Aree di carico flessibili – area rettangolare

(Newmark)



$$\Delta\sigma_z = q \cdot f(m, n)$$

Si può procedere con sovrapposizione degli effetti per trovare l'incremento di carico in una posizione qualsiasi

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Aree di carico flessibili – area rettangolare - ESEMPIO

(Newmark)

Fondazione rettangolare di lato 6 x 12 m
Carico uniformemente distribuito $q = 150 \text{ kPa}$

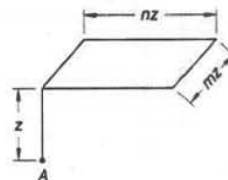
Determinare l'incremento di carico verticale in A, con $z = 4 \text{ m}$

1 – Calcolo di n

$$n = 6 / z = 1.5$$

2 – Calcolo di m

$$m = 12 / z = 3.0$$



$$\Delta\sigma_z = q \cdot f(m, n)$$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

AREE DI CARICO FLESSIBILI

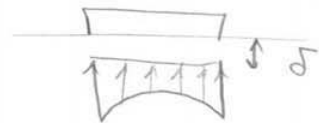
1. Semispazio elastico – problema alla Boussinesq

- > Aree di carico flessibili – calcolo dell'incremento tensionale
- > Bulbi delle tensioni ed incremento tensionale sotto aree di carico circolari
- > Incremento tensionale sotto aree di carico rettangolari
- > **Cedimenti di aree di carico su semispazio elastico lineare omogeneo**

AREA FLESSIBILE: IL CEDIMENTO AL CENTRO È PIÙ GRANDE RISPETTO AL CEDIMENTO AL BORDO



AREA RIGIDA HA CEDIMENTI UNIFORMI MA LA DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI DI CONTATTO NON È COSTANTE



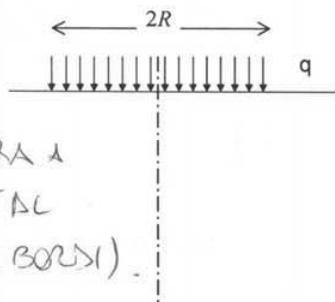
$\delta = \text{COSTANTE}$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Aree di carico flessibili – cedimento per semispazio elastico

Agli incrementi di tensione così calcolati è associato un campo di deformazioni che opportunamente integrato restituisce gli spostamenti in superficie (cedimenti)

$$s = s(E, \nu)$$



Cedimento max (centro)

$$s_c = \frac{q2R(1-\nu^2)}{E}$$

Cedimento bordo

$$s_{r=R} = \frac{\pi qR(1-\nu^2)}{4 E}$$

Cedimento medio

$$\bar{s} = 0.85s_c$$

TENSIONI PIÙ ELEVATE NEI BORDI RISPETTO CHE AL CENTRO PERCHÉ DEVO GARANTIRE LO STESSO CEDIMENTO

(BILANCIO LA TENDENZA A SPROFONDARE DI PIÙ AL CENTRO RISPETTO AI BORDI)

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Abbiamo diverse soluzioni di calcolo per il caso di terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

A) CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SU ARGILLE (GRANA FINE)

Nel caso di fondazioni su terreni coesivi, facciamo riferimento al metodo unidimensionale di TERZAGHI:

- 1 - Suddivido il banco di terreno comprimibile in un conveniente numero di strati di spessore H_i ;
- 2 - Nella verticalità di ogni strato calcolo $(\sigma'_{vo}, \sigma'_p)$ e l'incremento $\Delta\sigma'_i$ prodotto dal carico unitario netto Δq ;
- 3 - Calcolo il cedimento di ogni strato con:

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

- 4 - Calcolo il cedimento della fondazione sommando i vari cedimenti Δh_i .

• CURVA EDOMETRICA

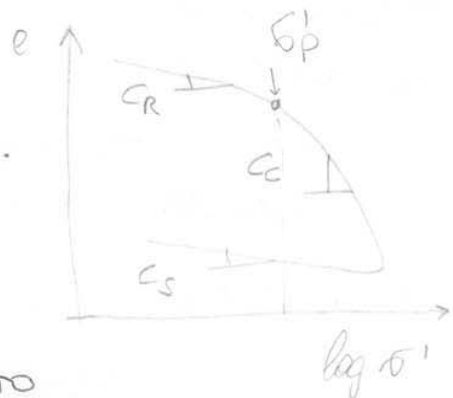
Applicazione a gradienti di carico.

σ'_p = TENSIONE DI PRECONSOLIDAZIONE

C_R = INDICE DI RICOMPRESSIONE

C_C = INDICE DI COMPRESSIONE

C_S = INDICE DI SCARICO ÷ RIGONFIAMENTO



$$(C_R, C_C, C_S) = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

Per l'ipotesi di incompressibilità dei grani

$$\epsilon_v = - \frac{\Delta e}{1+e}$$

IN CONDIZIONI EDOMETRICHE

ϵ_v = deformazione di volume

$$\epsilon_v = \epsilon_z$$

ϵ_z = deformazione verticale.

B) CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SU SABBIE (GRANA GROSSA)

METODI USATI

- 1) BURLAND & BURBIDGE : prove SPT
- 2) SCHROETTMANN : prove CPT
- 3) LANCEUOTA - BARDI : a prescindere dalla prova utilizzata, calcolo D_r , stima E e calcolo il cedimento.

• PROBLEMI GENERALI

E' impossibile prelevare campioni indisturbati dei terreni a grana grossa (sabbie): non potro' fare prove in laboratorio MA prove in SITO (opportunitamente controllate).

B & B : METODO EMPIRICO

SCHM. : cerca di determinare E

B - L : determina E .

↓
Riduzione componente empirica = maggiori relazioni scientifiche.

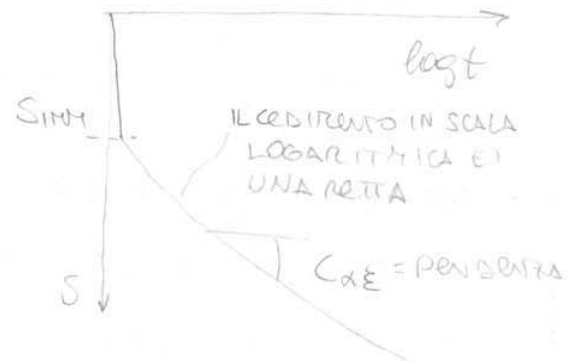
Faccio prove in sito perché:

- impossibilità di prelevare campioni indisturbati
- considero la componente viscosa.

• EVOLUZIONE CEDIMENTI NEL TEMPO

L'entità del cedimento dipende dal tempo:

$$S(t) = S_{imm} + C_{\alpha} \log t$$



1) METODO DI BURLAND E BURBIDGE - SPT -

Nel caso di una sabbia considerata virtualmente normalconsolidata, il cedimento corrispondente ad un carico unitario applicato in superficie (q') vale:

$$S_{(imm)} = 9' z_I F_c$$

ESEMPIO

Inizialmente il piano di posa viene scaricato di σ'_{vo} , poi è ricaricato di σ'_{vo} ed infine si mette il peso della fondazione $(q - \sigma'_{vo})$

$$S_{(mm)} = \sigma'_{vo} \frac{I_c}{3} B^{0,7} + (q - \sigma'_{vo}) I_c B^{0,7}$$

$$S_{(mm)} = (q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo}) I_c B^{0,7}$$

4) FATTORE DI FORMA PER LE FONDAZIONI

La relazione di Burland e Burbridge vale per le fondazioni quadrate.

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{L}{B}}{0,25 + \frac{L}{B}} \right]^2 \geq 1$$

L = LATO MAGGIORE
B = LATO MINORE

Infatti: $f_s = 1$ per le fondazioni quadrate

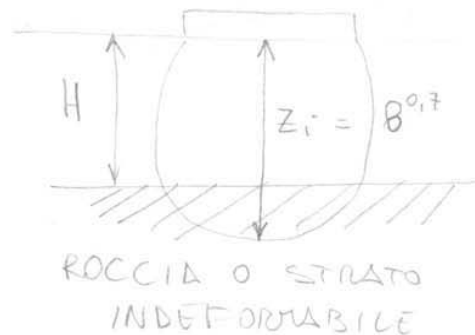
NOTA Usare le dimensioni effettive (L, B) non le dimensioni ridotte (L_r, B_r):

- Per la capacità portante (L_r, B_r);
- Per il calcolo dei cedimenti (L, B).

5) Fattore che tiene conto di effettivamente tutto lo spazio Z_i sia deformabile.

La roccia non è deformabile e non deve considerare il suo contributo

$$f_H = \frac{H}{Z_i} \left(2 - \frac{H}{Z_i} \right) < 1$$



B) METODO DI SCHMERTMANN

Questo metodo fa riferimento ai risultati di prove CPT, la deformazione verticale al di sotto della fondazione è data dal rapporto tra l'incremento di carico ad una determinata profondità ed il modulo elastico.

$$\varepsilon = \frac{\Delta q}{E} I_z(z)$$

L'ipotesi è che la distribuzione delle deformazioni lungo la verticale baricentrica sia simile a quella prevista dalla teoria dell'elastica: voluto la deformazione e non il cedimento.

$\Delta q I_z(z)$ incremento di tensione verticale alla profondità z

$I_z(z)$ COEFFICIENTE DI INFLUENZA ($I_z(z=4B) = 0$)

Bisogna riferirsi ad un grafico

E modulo associato ai valori di resistenza alla punta delle prove CPT e vice

- $E = 2,5 q_c$ CONDIZIONI ASSIALSIMMETRICHE per fondazioni circolari o quadrate

- $E = 3,5 q_c$ DEFORMAZIONI PIANE, fondazioni non trapezoidali.

Il cedimento della fondazione

$$S = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \Delta z_i \right)$$

Δz_i spessore dello strato i -esimo

C_1, C_2 = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa e del tempo.

Cedimenti delle fondazioni superficiali – metodi di calcolo per terreni a grana fine ed a grana grossa

05BAIMX FONDAZIONI

Ing. Guido MUSSO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica
POLITECNICO DI TORINO



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

1. Generalità su interazione terreno struttura e sui cedimenti
2. Semispazio elastico - Problema di Boussinesq e sua estensione
3. **Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**
 - 3.1 terreni a grana fine
 - 3.2 terreni a grana grossa



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Terreni argillosi
Metodo monodimensionale di Terzaghi

4. Si calcola l'incremento di tensione verticale in corrispondenza della mezzeria di ciascun strato mediante soluzione per semispazio elastico

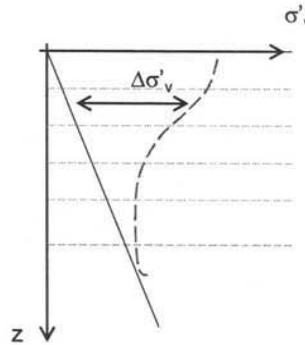
5. Per ciascun strato si ha un accorciamento $\Delta H_i = H_{si} \Delta \epsilon$

Se $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v0} > \sigma'_p$

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1 + e_{0i})} \left(c_r \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + c_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_p} \right) \right)$$

Se $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v0} < \sigma'_p$

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1 + e_{0i})} \left(c_r \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{v0}} \right) \right)$$



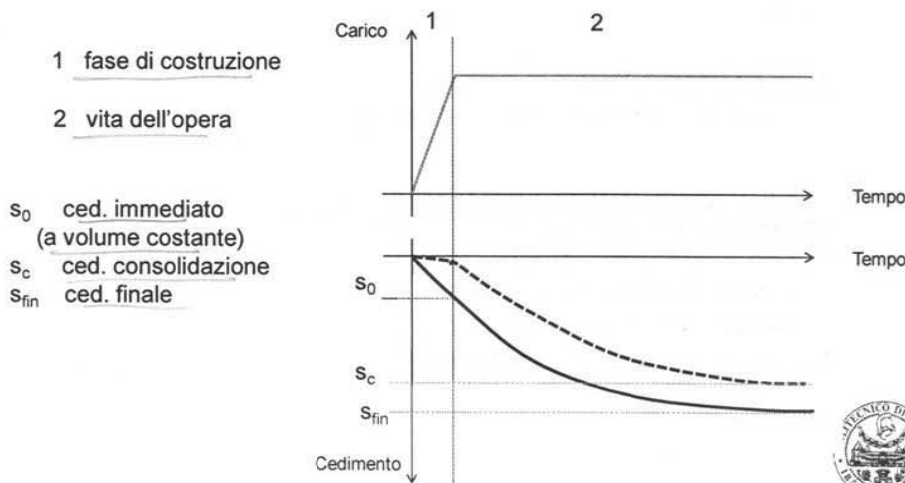
6. Il cedimento in superficie è dato dalla sommatoria dell'accorciamento dei vari strati

$$s_{ed} = \sum \Delta H_i$$

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Terreni a grana fine
Cedimento immediato – cedimento di consolidazione

Relazione tra carico applicato e cedimento



IPOTESI SEMISPATZIO ELASTICO

VALE LA LEGGE DI HOOKE (ELASTICITÀ LINEARE) CON (E, ν)
QUESTO È UN SEMISPATZIO TEORICO.



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

3.0 Problematiche per i terreni a grana grossa

- impossibilità di ottenere campioni indisturbati (occorre procedere a partire da prove in sito) *NON POSSO CARATTERIZZARE IL TERRENO*

- dipendenza della rigidità operativa da stato tensionale, densità relativa e livello deformativo (non linearità di comportamento) *IL TERRENO A GRANA GROSSA NON SI COMPORTA COME UN MATERIALE ELASTICO LINEARE*



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

3. Limiti dell'approccio elastico ed applicazione alle fondazioni reali

Terreni a grana fine:

1. metodo monodimensionale di Terzaghi

Terreni a grana grossa

0. Problematiche per i terreni a grana grossa
1. metodo di Burland e Burbidge
2. metodo di Schmertmann
3. metodo di Berardi e Lancellotta



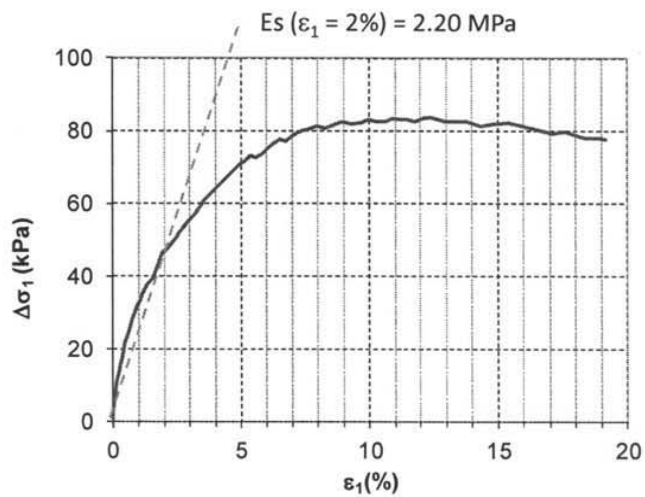
PASSANDO DA $\varepsilon_1 = 1\%$ A $\varepsilon_1 = 2\%$, LA PENDENZA DELLA RETTA DIMINUISCE: E_s DIMINUISCE CON L'AUMENTARE DELLA DEFORMAZIONE
↳ NON LINEARITÀ NEL COMPORTAMENTO

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

$p'_{ini} = 113 \text{ kPa}$,
 $D_R = 36 \%$

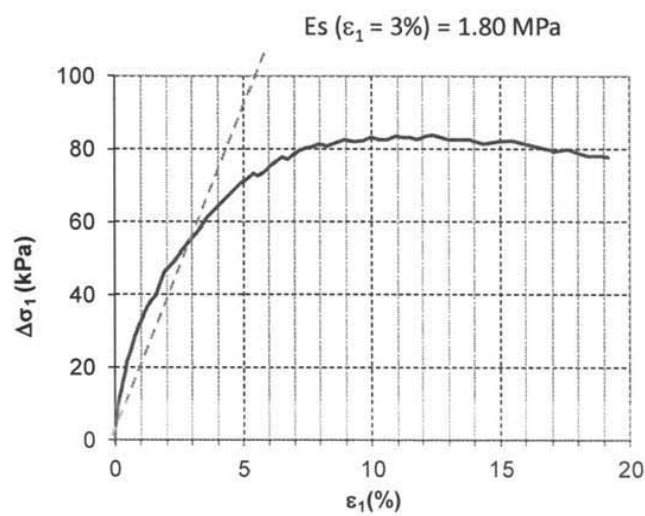


Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

$p'_{ini} = 113 \text{ kPa}$,
 $D_R = 36 \%$



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

$p'_{ini} = 1177 \text{ kPa}$
 $D_R = 90 \%$

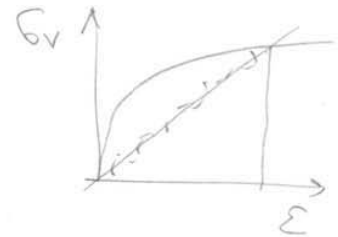
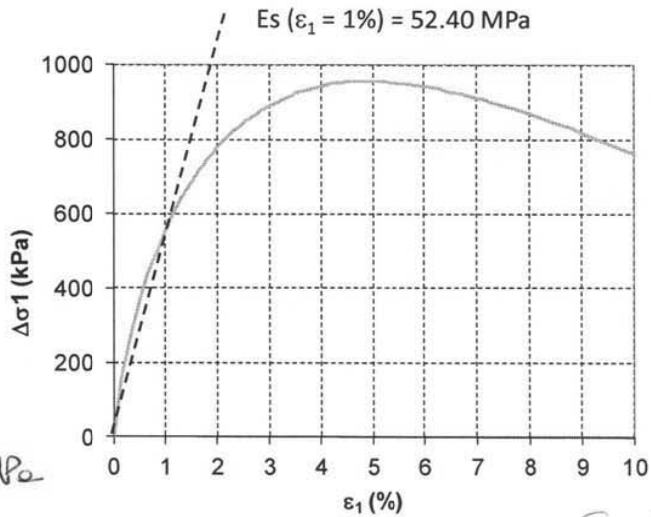
CAMPIONE PIU' DENSO CON
 TENSIONE DI
 CONFINEAMENTO MAGGIORE

E_s _{PROVA 2} = 52 MPa

E_s _{PROVA 1} = 3,10 MPa

COSA FARE?

CONSIDERO IL MODULO ELASTICO SECANTE, SOSTITUENDO
 LA REALE CURVA CON LA RETTA

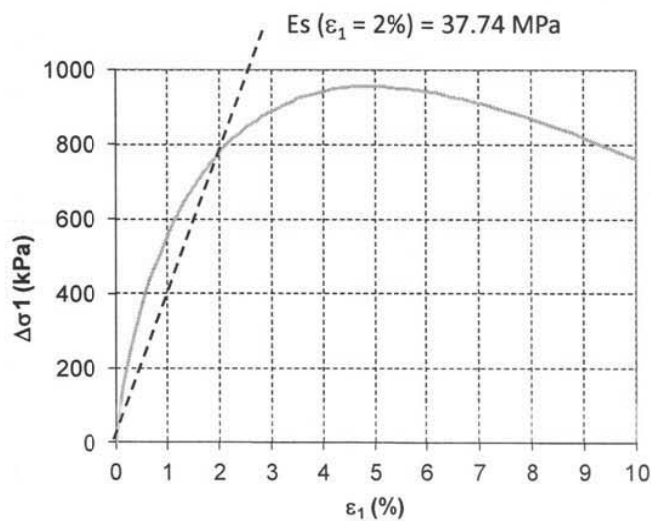


Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

$p'_{ini} = 1177 \text{ kPa}$
 $D_R = 90 \%$

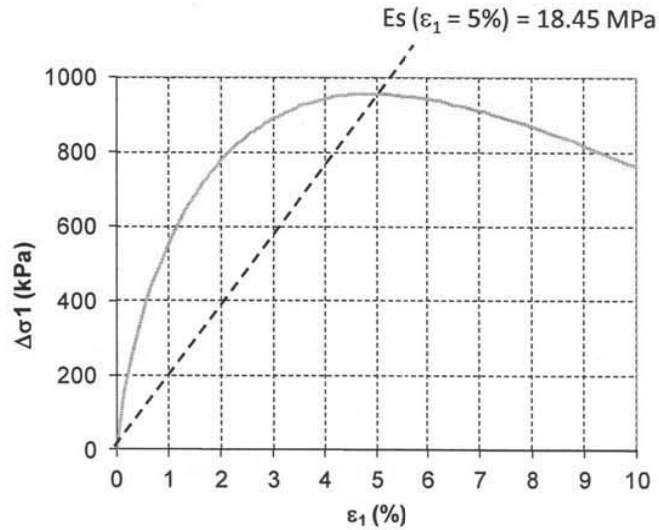


Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

$p'_{ini} = 1177 \text{ kPa}$
 $D_R = 90 \%$



Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

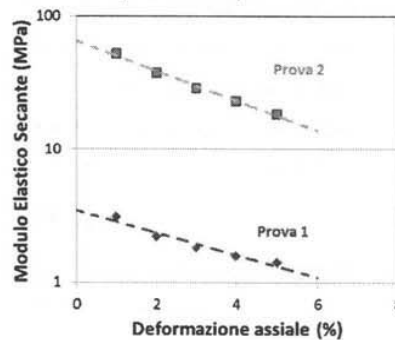
Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

$\sigma'_1 = 113 \text{ kPa}$
 $D_R = 36 \%$

Prova 2:

$\sigma'_1 = 1177 \text{ kPa}$
 $D_R = 90 \%$



Il modulo elastico secante è un parametro operativo che dipende da:

- Addensamento (Es ↑ se DR ↑)
- Stato tensionale (Es ↑ se σ' ↑)
- Entità deformazione (Es ↓ se ε ↑)