



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO : 482

DATA : 27/02/2013

A P P U N T I

STUDENTE : Sannipoli

MATERIA : Fondazioni

Prof. Musso_Costanzo

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

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

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

SCHEDA INSEGNAMENTO

ANNO ACCADEMICO: 2012 -2013
TITOLO DELL'INSEGNAMENTO: FONDAZIONI
CORSO DI LAUREA: INGEGNERIA CIVILE
CREDITI: 8
PERIODO DIDATTICO: 1°
Insegnamento erogato in ITALIANO

PRESENTAZIONE

Il corso fornisce all'allievo gli strumenti necessari per affrontare l'analisi e il dimensionamento delle strutture di fondazione più ricorrenti, quali sono le fondazioni dirette (plinti, travi rovesce, platee di fondazione) e le fondazioni profonde su pali, nonché il dimensionamento delle opere di sostegno rigide (muri di sostegno) e delle opere di sostegno flessibili (paratie, bertinesi, palancolate...)

Obiettivo del corso è mettere lo studente in grado di:

- valutare la capacità portante di una fondazione diretta, prevederne i cedimenti in esercizio ed eseguirne il dimensionamento strutturale;
- valutare gli effetti, sulle fondazioni continue, dell'interazione struttura-fondazione-terreno;
- conoscere le tecniche e le problematiche connesse alla realizzazione dei pali di fondazioni;
- calcolare il carico limite assiale di un palo e stimare gli spostamenti e le sollecitazioni indotte da sforzi assiali e trasversali all'asse;
- valutare gli effetti di interazione tra i pali e analizzare il comportamento di una palificata;
- valutare le azioni e le resistenze agenti sulle diverse opere di sostegno, in funzione della tipologia, delle condizioni di vincolo, della natura del terreno e delle condizioni al contorno, ed effettuarne il dimensionamento geotecnico e strutturale.

CONOSCENZE E ABILITÀ DA ACQUISIRE

Al termine del corso le competenze attese sono:

- la capacità di individuare la tipologia di fondazione più idonea alle caratteristiche del deposito e della struttura in elevazione e ai requisiti di progetto;
- l'acquisizione delle nozioni e delle competenze necessarie al dimensionamento geotecnico e strutturale delle fondazioni dirette e profonde;
- la conoscenza delle tecniche e delle problematiche costruttive dei pali di fondazioni e delle relative tecniche di controllo;
- l'acquisizione delle nozioni e delle competenze necessarie al dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere di sostegno più ricorrenti.

PREREQUISITI

Lo studente deve conoscere la Meccanica delle Terre e possedere le competenze fornite dai corsi di Scienza delle Costruzioni e Tecnica delle Costruzioni, riguardanti il calcolo delle sollecitazioni interne di un corpo deformabile e il dimensionamento strutturale delle strutture in conglomerato cementizio armato.

PROGRAMMA

Dopo un inquadramento generale delle problematiche e dei mezzi di indagine disponibili per la caratterizzazione geotecnica di un sito e per la definizione dei parametri di progetto (circa 8 ore di lezione), il corso affronta le problematiche relative al progetto delle fondazioni dirette (plinti, travi, graticci e platee di fondazione), che si possono riassumere nei seguenti punti:

- calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette su terreni incoerenti e su terreni coesivi;
- calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette su terreni incoerenti e su terreni coesivi;
- calcolo delle sollecitazioni interne e il dimensionamento strutturale delle fondazioni a plinto;
- risoluzione del problema di trave su suolo elastico, con i modelli di Winkler e di Boussinesq;
- analisi del fenomeno d'interazione struttura-fondazione-terreno;
- calcolo delle sollecitazioni e dimensionamento delle travi e dei graticci di fondazione;
- approcci semplificati per il dimensionamento strutturale delle fondazioni a platea.

Agli aspetti su citati verranno dedicate, complessivamente, circa 36 ore.

Le tematiche relative alle fondazioni profonde richiedono circa 24 ore di lezione e riguardano i seguenti aspetti:

- analisi delle tipologie e delle tecniche costruttive più diffuse;
- valutazione del carico limite assiale di pali infissi e di pali trivellati, in terreni incoerenti e in terreni coesivi;
- previsione dei cedimenti di un palo singolo soggetto a carichi assiali;
- analisi dei fenomeni di interazione tra i pali di una palificata;
- dimensionamento strutturale dei pali e dei plinti di collegamento;
- calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni indotti in un palo da carichi trasversali al suo asse;

05BAIMX FONDAZIONI (M-Z) (8 crediti)

Guido MUSSO (titolare)
Sebastiano FOTI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG)
(3° Piano, lato Aula Magna)

Tel. 011.090.4837 e-mail: guido.musso@polito.it

Ricevimento: su prenotazione via e-mail

PROGRAMMA

Caratterizzazione del sito

Progettazione campagna indagini

Indagini in sito

Fondazioni Dirette

Capacità Portante

Cedimenti

Normative e misura della sicurezza

Dimensionamento strutturale Plinto

Interazione terreno-struttura

Trave su suolo elastico

Graticci e Platee

Pali di Fondazione

Aspetti costruttivi

Capacità portante assiale (GEO)

Cedimenti per carichi assiali

Interazione tra i pali

Attrito negativo

Pali soggetti a carichi trasversali (SLE)

Matrice di rigidezza di un palo

Comportamento in esercizio di una palificata

Plinti di collegamento

Modalità d'esame:

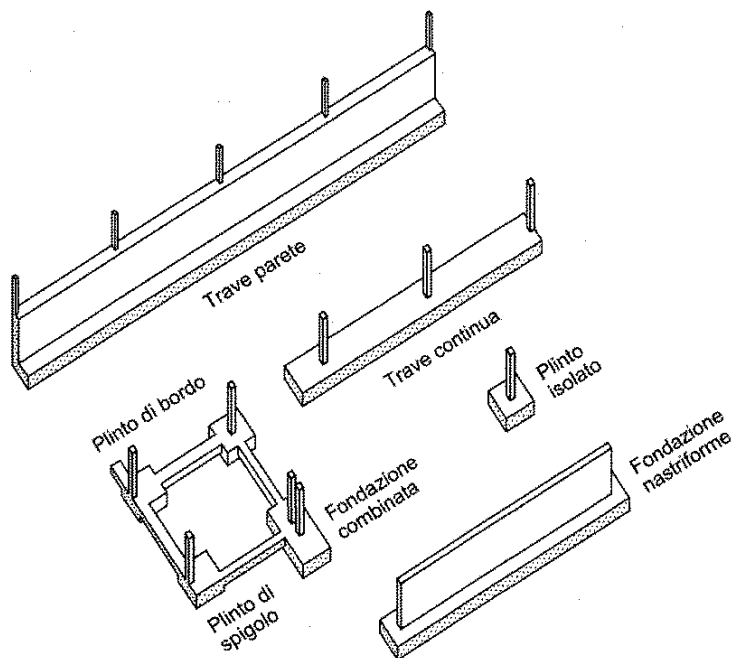
Esame scritto : occorre superarlo per accedere all'esame orale !

Esame orale : nei giorni successivi allo scritto (ordine alfabetico)
correzione dello scritto: **SE** sufficiente, si prosegue
visione del quaderno degli esercizi

Quaderno degli esercizi:

quaderno a **quadretti** formato A4 **rilegato** (NO fogli rimovibili)
riportare **TUTTI** gli esercizi svolti e/o assegnati durante il corso
da portare all'esame orale, sarà oggetto di valutazione

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO



Fondazioni dirette - Fig. 8.1 Lancellotta, Calavera

RIPASSO DI GEOTECNICA

Analisi dello stato tensionale piano con cerchio di Mohr

Spinte delle terre (Spinta Attiva e Resistenza Passiva)

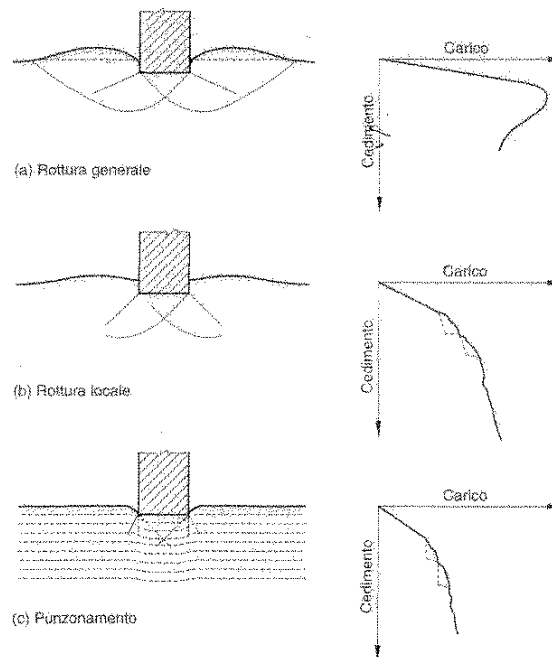
Moti di filtrazione

Capacità Portante

Cedimenti

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

FONDAZIONI DIRETTE: Meccanismi di rottura



Meccanismi di rottura per Capacità Portante - Fig. 8.73 Lancellotta, 2° ed.

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Teoremi della plasticità

Teorema cinematico (o del limite superiore)

se in un meccanismo di collasso, cinematicamente compatibile, la potenza dei carichi esterni uguaglia la potenza dissipata, si verifica senz'altro il collasso e i carichi esterni rappresentano un limite superiore dei valori di collasso o al più coincidono con essi

Teorema statico (o del limite inferiore)

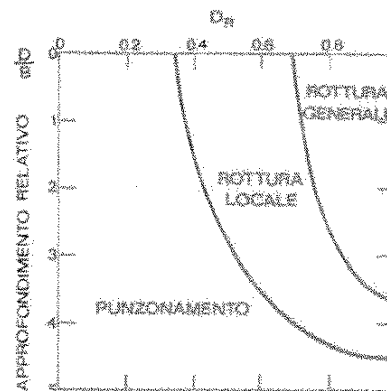
se una configurazione di forze esterne è in equilibrio con una distribuzione di sforzi interni che non viola in nessun punto il criterio di rottura, il collasso non può avvenire e le forze esterne rappresentano un limite inferiore del carico di collasso o al più il carico di collasso

Se il limite inferiore e il limite superiore coincidono \Rightarrow **soluzione esatta**

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Per le fondazioni su **terreni a grana grossa**, il meccanismo di rottura dipende:

stato di addensamento (D_R)
 approfondimento (D/B)



- Fondazione *superficiale* su sabbia densa \Rightarrow rottura generale
- Fondazione su sabbia sciolta \Rightarrow rottura per punzonamento
- Fondazione *approfondita* su sabbia densa \Rightarrow rottura per punzonamento

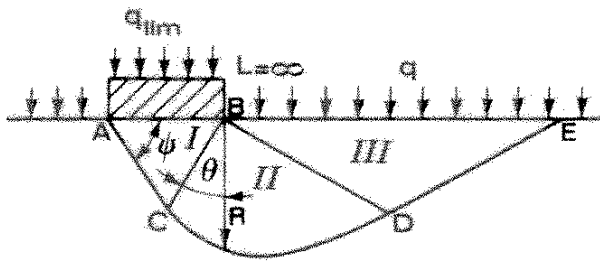
Per fondazioni su **terreni a grana fine**, la rottura in **condizioni non drenate** (breve termine) è sempre di tipo generale per l'assunta incomprimibilità del terreno ($\Delta V = 0$)

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Analisi in condizioni drenate (*tensioni efficaci*)

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

Fattori di capacità portante :



$$N_{\gamma} = F_1(\phi')$$

$$N_c = F_2(\phi')$$

$$N_q = F_3(\phi')$$

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Fattore di capacità portante N_q

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

Terreno privo di coesione ($c' = 0$)

Terreno privo di peso ($\gamma = 0$)



$$q_{LIM} = q N_q$$

Soluzione esatta

(Prandtl, 1921)

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} e^{\pi \cdot \tan\phi'}$$

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Fattori di capacità portante
(Vesic, 1975)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.23	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Prof. Ing. Daniele COSTANZO POLITECNICO DI TORINO

Analisi in tensioni efficaci

Brinch - Hansen (1970)

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

s_γ, s_c, s_q Forma della fondazione
 i_γ, i_c, i_q Inclinazione del carico

$$+ c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c$$

b_γ, b_c, b_q Inclinazione della fondazione
 g_γ, g_c, g_q Inclinazione del piano campagna

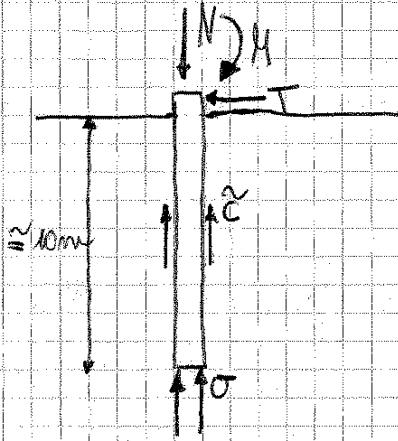
$$+ q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q$$

d_c, d_q Approfondimento del piano di posa

Quando il livello della falda raggiunge (o supera) il piano di posa della fondazione:

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

FONDAZIONI PROFONDE (pali, canoni, pozzi)



↑ reazioni del terreno

Le fondazioni profonde vengono realizzate se abbiamo che:

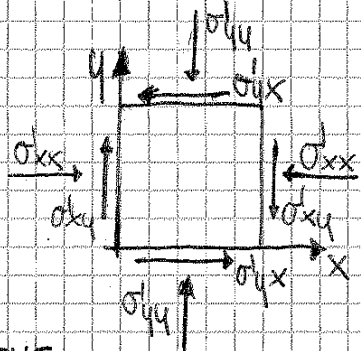
- la capacità portante del terreno è limitata per scegliere le fondazioni dirette
- si vogliono limitare i cedimenti

strato A: $k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0,412$

strato B: $k_0 = (1 - \sin(\varphi')) \sqrt{8} = 1,33$ (solitamente gli strati oc hanno $k_0 > 1$)

Le σ_v non possono avere discontinuità nel passaggio di strato, e ciò è dovuto ad un discorso di equilibrio.

Cerchi di Mohr



(per gli ingegneri: $\sigma_{xy} = \tau_{xy}$)

CONVENZIONE CHE SERVE PER SCRIVERE IL TENSORE DEGLI SFORZI

Convenzioni analitica

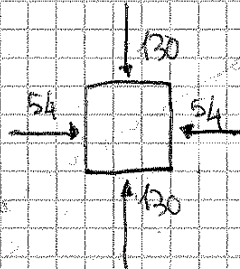
σ_{ii} positiva in compressione

σ_{ij} positiva se sulla faccia negativa i concorde con l'asse corrispondente

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix}$$

in C:

$$\sigma = \begin{bmatrix} 54 & 0 \\ 0 & 130 \end{bmatrix}$$



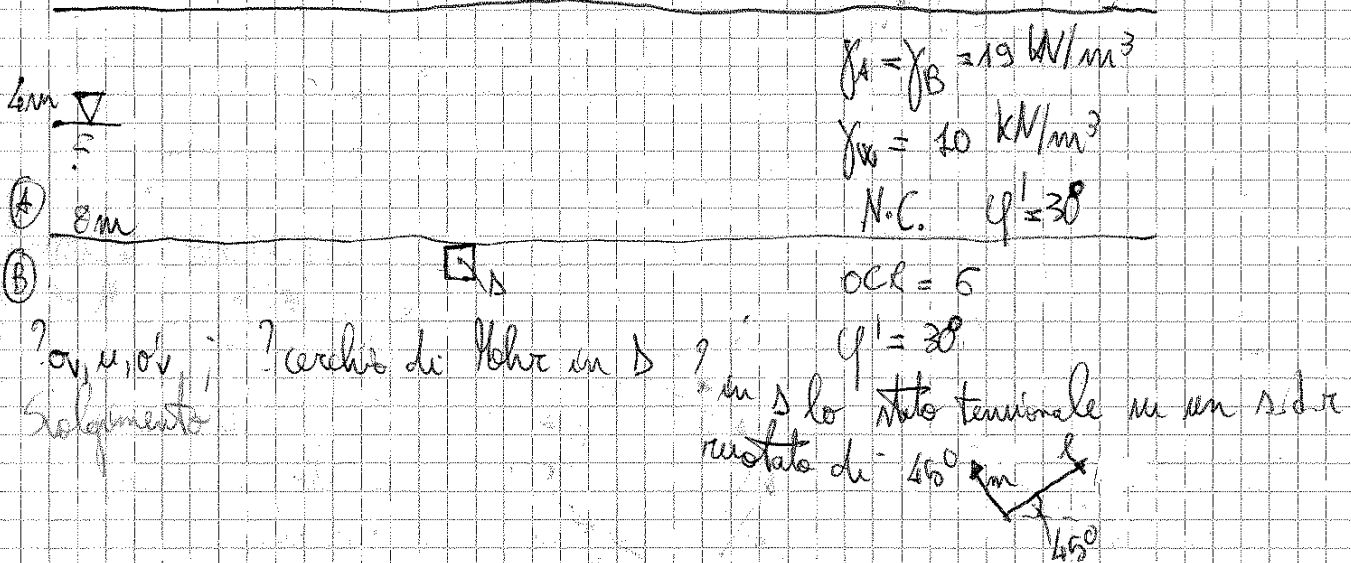
in D:

$$\sigma = \begin{bmatrix} 173 & 0 \\ 0 & 130 \end{bmatrix}$$

$$\sigma_p' = k_p \cdot \sigma_{vo}' = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \sigma_{vo}'$$

Per opere importanti la σ_v' non viene calcolata con la formula di Terzaghi, ma viene rilevata con strumenti in sito.

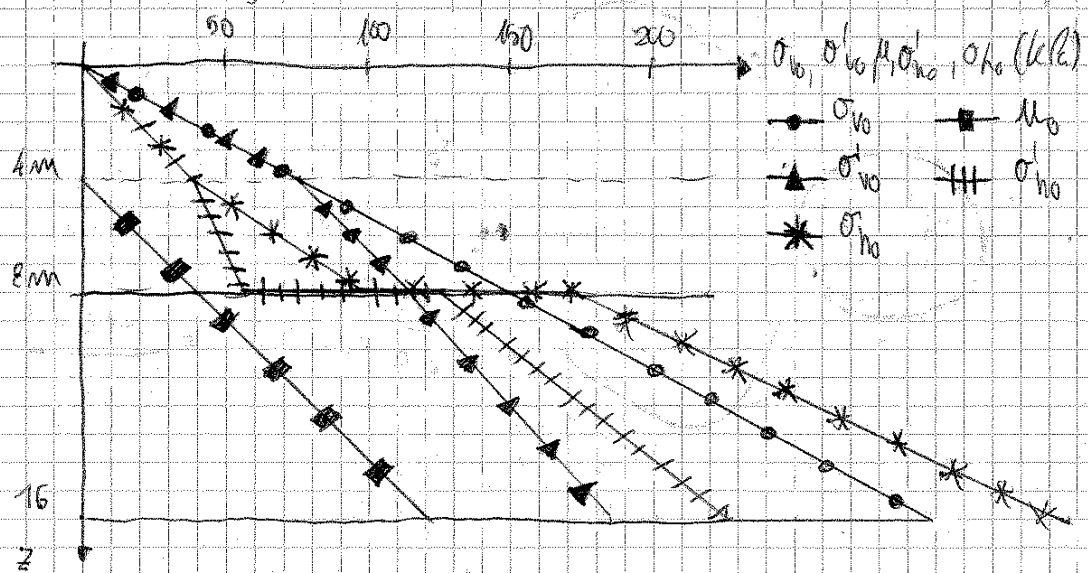
ESERCIZIO 2



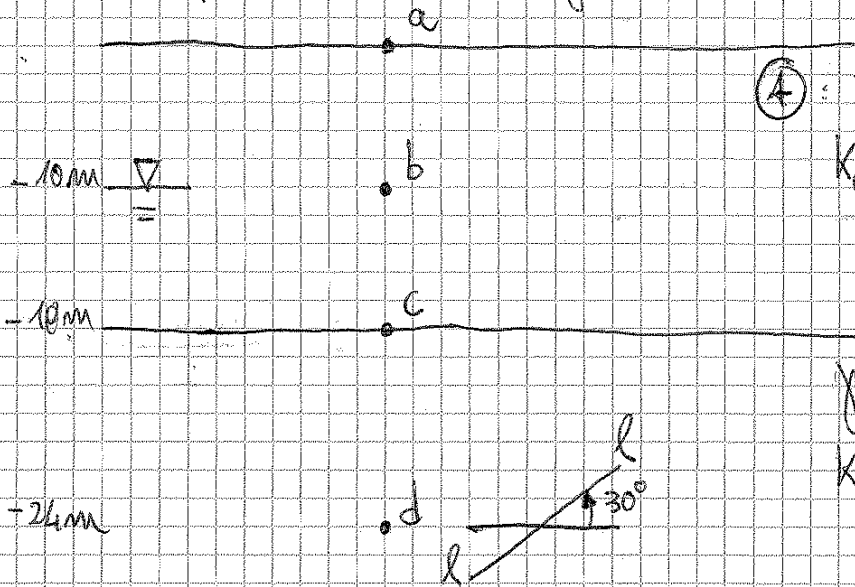
σ_v, u, σ_v'
 Solamente

cerchi di Mohr in Δ ?
 in Δ lo stato tensionale in un sito ruotato di 45°

z (m)	σ_{vo} (kPa)	u (kPa)	σ_{vo}' (kPa)	k_0	σ_{ho}' (kPa)	σ_{ho} (kPa)
0						
4	$4 \cdot 19 = 76$	0	76	0,5	38	38
8	$8 \cdot 19 = 152$	40	112	0,5	56	96
8	152	40	112	1,22	137,14	137,14
16	$16 \cdot 19 = 304$	120	184	1,22	225,35	315,35



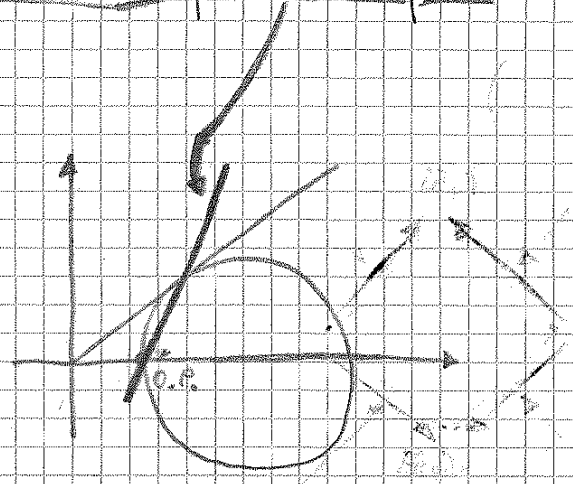
X CASA (vedi correzione in fondo agli appunti)



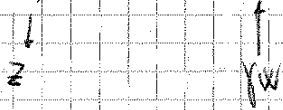
Ⓐ : $\gamma_A = 18 \text{ kN/m}^3$
 $K_{oA} = 0,50$

$\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$
 $K_{oB} = 0,70$

- calcolare:
- i profili di σ_v , u , σ'_{vo} , σ'_{ho}
 - cerchio di Mohr in d
 - determinare graficamente le componenti di tensione agenti sul piano l-l (inclinato di 30°)
 - massimo valore di τ e la sua giacitura
 - piano con la massima obliquità di sforzo

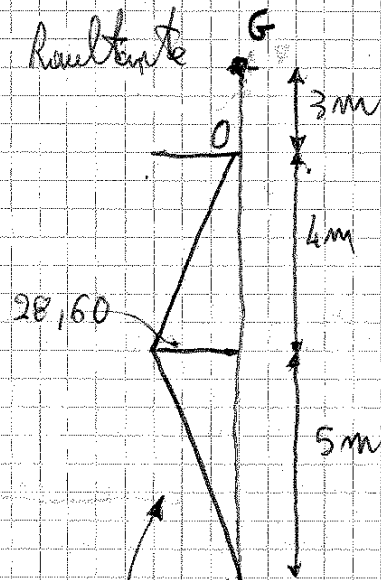
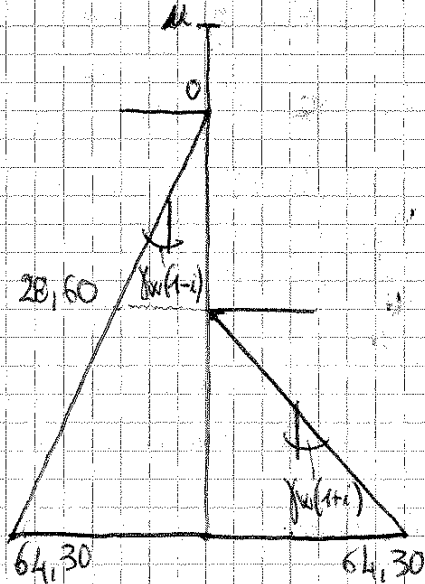


$$M_B = 4 \cdot 0,714 \cdot 10 = 28,60 \text{ kPa}$$



$$M_c = 3 \cdot 0,714 \cdot 10 = 64,30 \text{ kPa}$$

$$M_c = 5 \cdot 1,286 \cdot 10 = 64,30 \text{ kPa}$$



- calcolo della spinta u (integrale del diagramma, quindi aree dei triangoli)

$$u = 28,60 \cdot \frac{4}{2} + 28,60 \cdot \frac{5}{2} = 128,40 \text{ kN/m} \rightarrow \text{è al m, perché sto considerando 4 m di paratia in direzione ortogonale al foglio.}$$

- calcolo del punto di applicazione

calcolo il momento nel punto su sommità della paratia (punto G)

$$u \cdot z = 28,60 \cdot \left[\frac{4}{2} \cdot \left(3 + \frac{2}{3} \cdot 4 \right) + \frac{5}{2} \cdot \left(4 + \frac{5}{3} \right) \right] = 943,80 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \rightarrow$$

$$\Rightarrow z = \frac{943,80}{128,40} = 7,33 \text{ m}$$

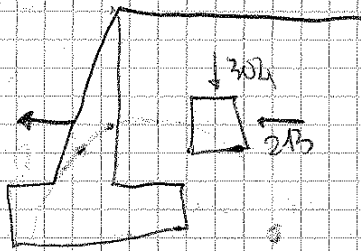
↓
dal punto G

σ_{max} (precettura su cui ~~si~~ agisce la max. deliquenza) $\cong 50^\circ$

Osservazioni

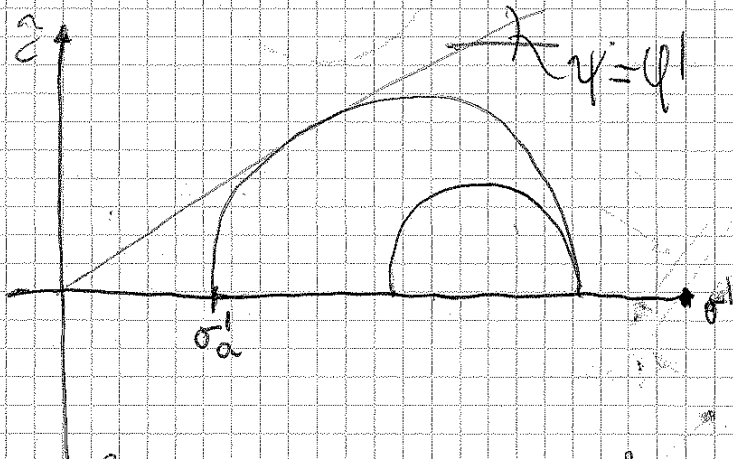
Il cerchio di Mohr (a) non è un cerchio di Mohr a rottura $\Rightarrow \gamma \neq \varphi'$

Se però, ad esempio, mi effettua uno scavo e si realizza un muro:



nella pratica

Il muro tende a spostarsi a sinistra \Rightarrow σ_3 diminuisce e la rottura del terreno nella condizione di spinta attiva.



La max. deliquenza del cerchio di Mohr è quella con max. rapporto σ/σ'_a , ma non è detto che il cerchio di Mohr è un cerchio di Mohr a rottura.
 Se il cerchio di Mohr è a rottura $\Rightarrow \gamma = \varphi'$.

VEDI ANCHE APPUNTI
PREZI IN FONDO ALLE
FOTOCOPIE

PAG. 24 ← Le prove in sito

Prof. Ing. Daniele COSTANZO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
POLITECNICO DI TORINO



Risoluzione di un problema geotecnico

- Caratterizzazione geotecnica
- Scelta del modello di comportamento ↔ metodo analisi
- Definizione profilo geotecnico di progetto ↔ parametri
- Analisi:
 - Equilibrio
 - Compatibilità
 - Condizioni al contorno

PROVE DI LABORATORIO

- PRO :
- Condizioni al contorno ben definite
 - $[\sigma]$ e $[\varepsilon]$ uniformi
 - Controllo delle condizioni di drenaggio
 - Percorsi tensionali noti e/o controllabili
 - Materiale ben caratterizzato

- CONTRO :
- Provini ~~indisturbati~~
 - Volume ridotto
 - Valori puntuali
 - Costi e tempi

PROVE IN SITO

- PRO :
- Rapide ed economiche
 - Descrizione continua della verticale (o quasi)
 - Volume di terreno maggiore
 - Parametri misurati su terreno indisturbato
 - Le UNICHE disponibili per i terreni incoerenti

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

Programmazione delle indagini

- Scopo :
- Raccolta informazioni sufficienti alla scelta della soluzione
 - Evidenziare eventuali problemi in fase esecutiva
 - Evidenziare potenziali rischi di natura geotecnica/geologica
 - Fornire i valori (campo di variazione) dei parametri significativi

- Occorre decidere :
- Numero e tipo di prove
 - Ubicazione
 - Profondità

Programmazione delle indagini

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

LIMITE ECONOMICO !

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

Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

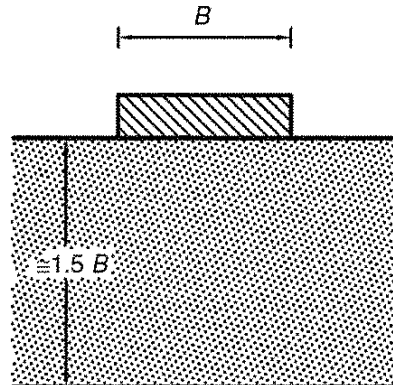
PAG. 7

Volume significativo : volume di terreno che governa il comportamento dell'opera

Fondazioni dirette

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

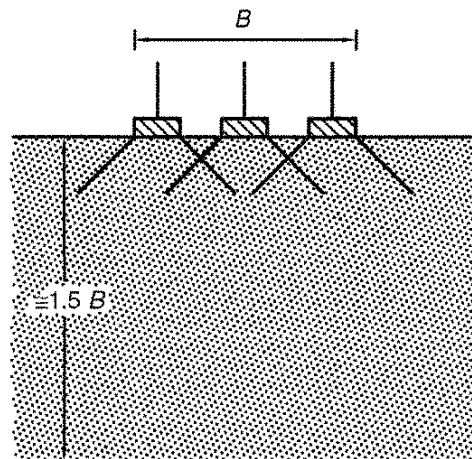
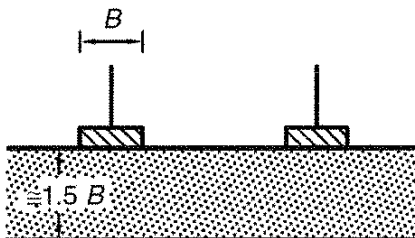
$\Delta\sigma_v \approx 20\% q$



Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

Se c'è interazione :

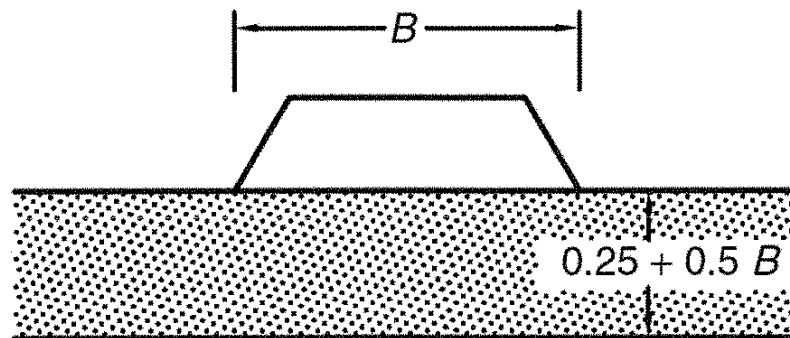


Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

Rilevati e argini:

Approfondimento maggiore quando l'opera ha funzione di ritenuta idraulica

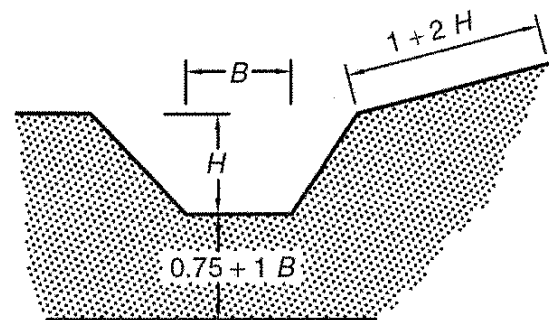


Caratterizzazione Geotecnica

Estensione delle indagini

Trincee:

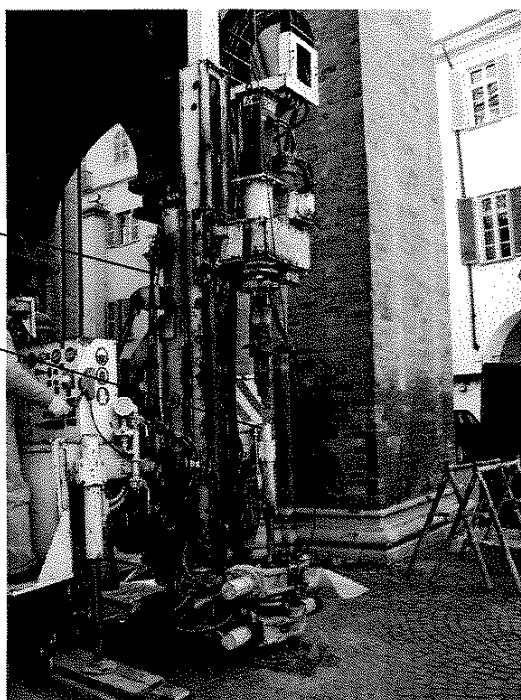
- L'approfondimento dell'indagine dipende dalla larghezza della trincea
- L'estensione laterale dell'indagine dipende dalla profondità della trincea



Perforazioni di sondaggio

- SONDA

- TUBO CAROTIERE
*infisso per spinta e
rotazione*



Eseguire **SEMPRE** un accertamento stratigrafico diretto !

Perforazioni di sondaggio

Trivellazione

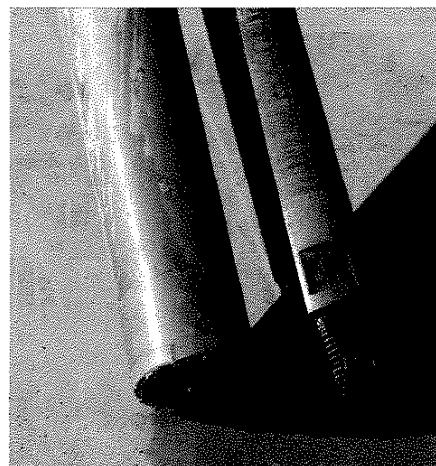
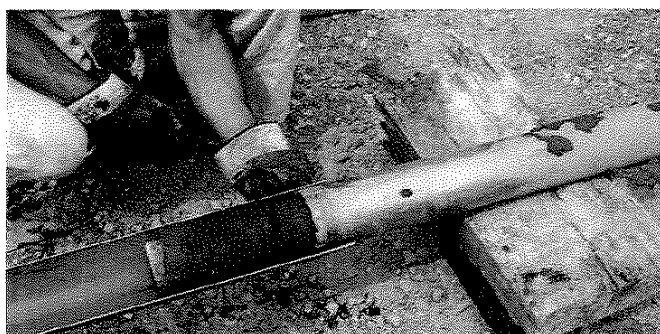
Percussione

non consentono una ricostruzione
dettagliata della stratigrafia

Rotazione

(commento)

Carotiere semplice

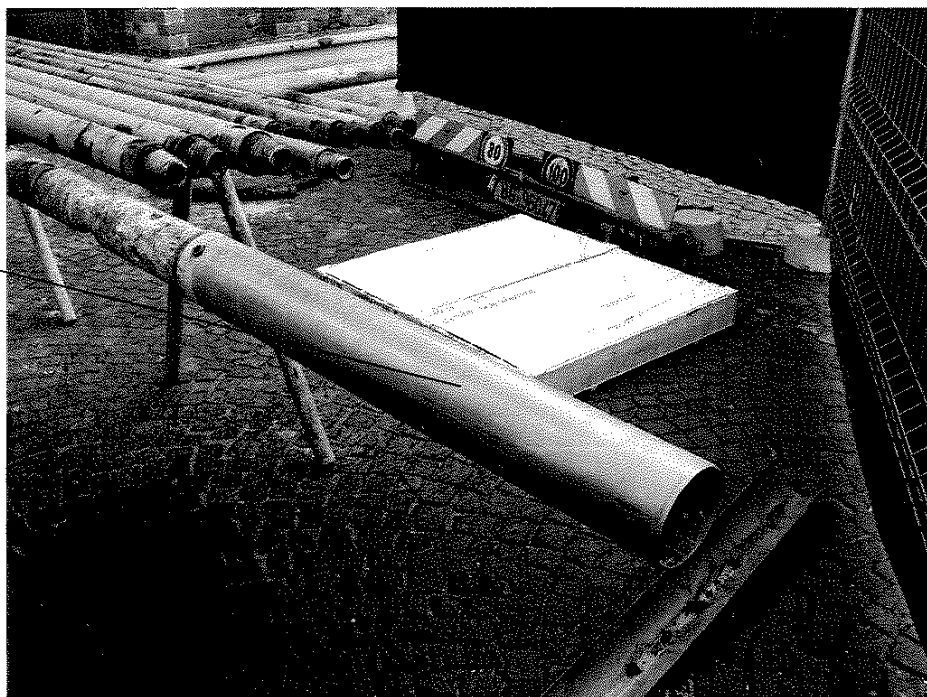


Prelievo di CAMPIONI INDISTURBATI

CAMPIONATORE

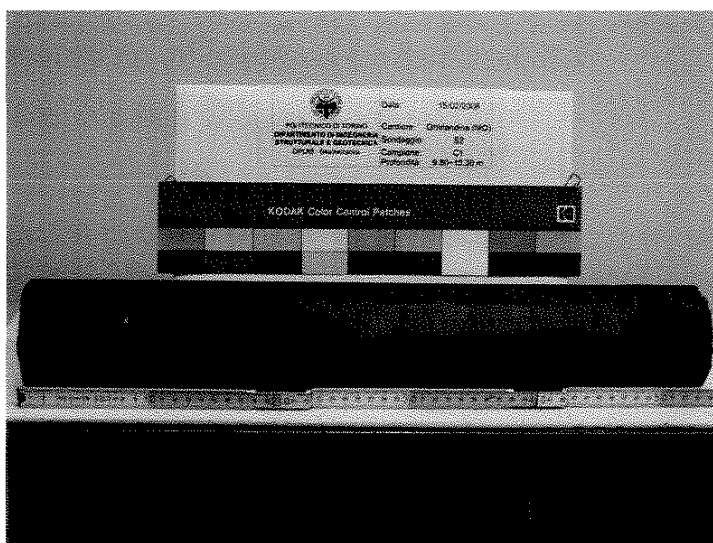
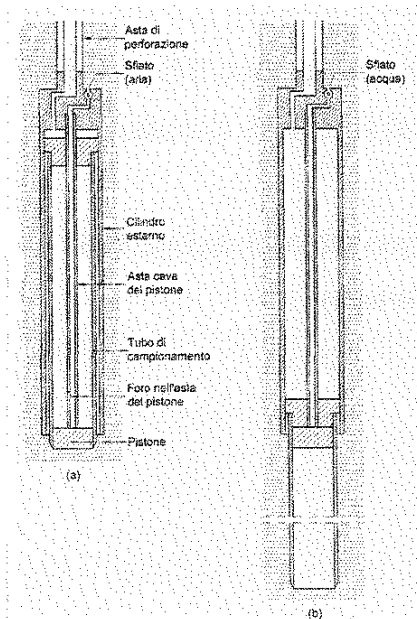
Lunghezza 60 – 100 cm

Diametro 80 – 100 mm



Campionamento

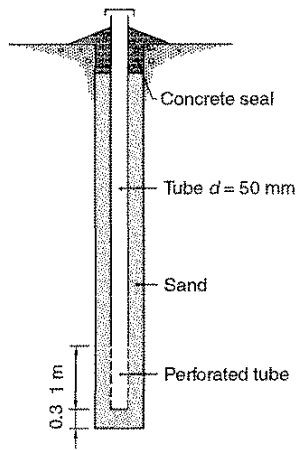
Campionatore Osterberg



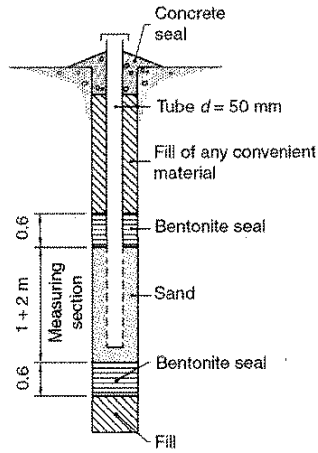
(Lancellotta)

Piezometri

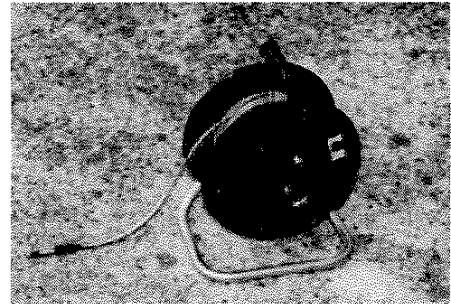
Il più semplice (e il più economico) è il Piezometro a tubo aperto



(Lancellotta)

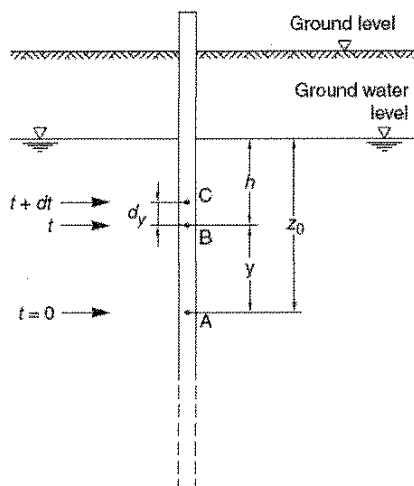


Sonda galvanometrica

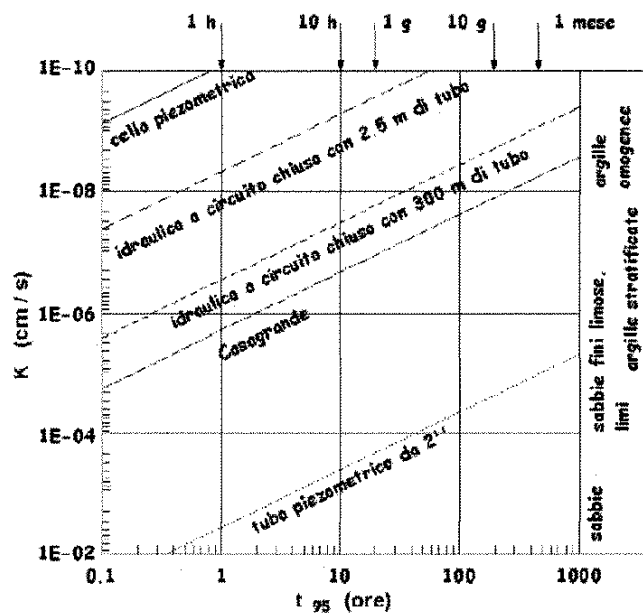


Piezometri

Tempo di risposta



(Lancellotta)



Piezometri

Piezometro Casagrande

VANTAGGI

- rapidità di risposta
- semplice, economico, affidabile
- facilità di spurgo e pulizia filtro
- possibilità di più piezometri in uno stesso foro di sondaggio

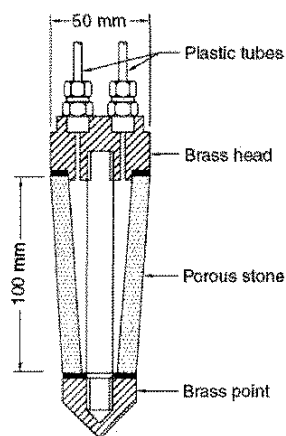
SVANTAGGI

- testa foro accessibile
- NO falde artesiane
- letture manuali

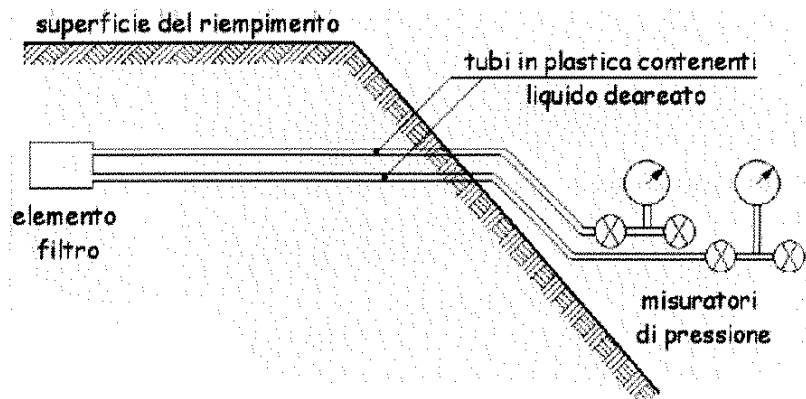
Piezometri

Piezometri idraulici a circuito chiuso:

riempito con acqua deareata e collegato a manometri



(Lancellotta)



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)

Piezometri

Celle piezometriche

VANTAGGI

- estrema sensibilità e massima rapidità nella risposta
- adatte in qualsiasi terreno
- misura "locale" della pressione (nessuna limitazione per i livelli del pelo libero della falda)
- letture automatiche
- possibilità di più celle in uno stesso foro di sondaggio

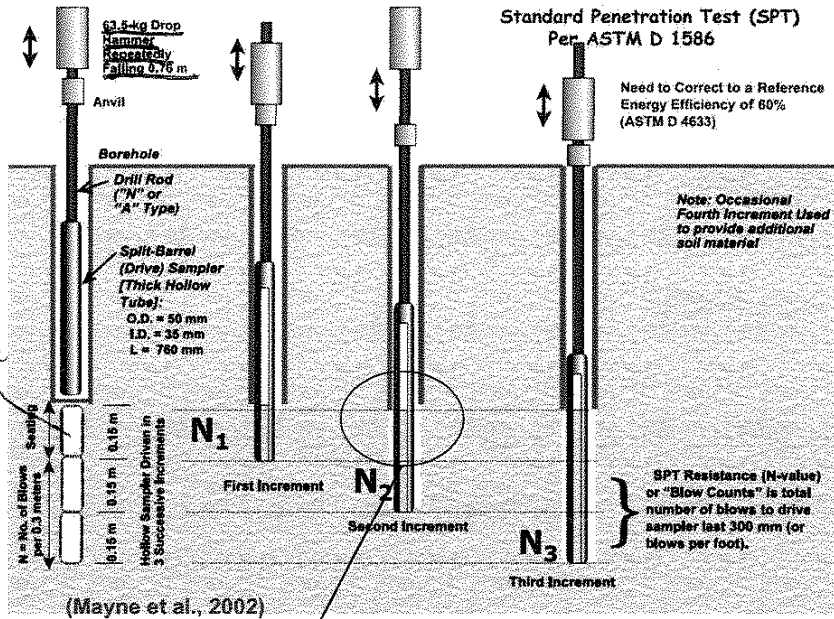
SVANTAGGI

- misura di una grandezza elettrica (curve di taratura)
- derive elettriche
- sensibilità alla temperatura
- impossibilità di spurgo e rimozione di bolle d'aria
- costose

Abbinare sempre dei piezometri di tipo idraulico !!!

Frequenti guasti e malfunzionamenti: raddoppiare il numero dei punti di misura

Prova penetrometrica dinamica (SPT)



Massa battente

63,5 kg

H = 0,76 m

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

Campionatore
Raymond a parete
grossa

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Risultato della prova: $N_{SPT} = N_2 + N_3$ n° colpi / 30 cm, n° colpi / piede

profondità dal p.c. (m)	potenza colpo (J)	scabrezza stratigrafica	descrizione litologica	livello scab. della falda	massi e diam. di perforazione	diagnostica stratigrafica	percentuale di caviglie	proiettore tipo a tubo aperto	infrangimento	S.P.T.	note
0,00	0,76										
1,00	0,76		Terreno di riporto ghiaioso sabbioso con frammenti decimetrici di c/c e asfalto bituminoso, frammenti subcentimetrici di laterizi, scarsamente addensato.								
1,50	0,76		Pavimentazione in asfalto bituminoso								
2,20	0,76		Terreno di riporto ghiaioso sabbioso limoso addensato.								
4,10	0,76		Terreno rimaschiato ghiaioso sabbioso limoso, fortemente alterato, addensato, colore bruno scuro screziato. Ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa da addensata a mediamente addensata, trovante cristallino decimetrico a 4,00 m; colore grigio bruno scuro. Ghiaia eterometrica in abbondante matrice limosa sabbiosa da addensata a scarsamente addensata, presenza di fenomeni di alterazione e/o ossidazione della matrice, apparso fenomeni di cementazione, presenza di rare screziature bruno scure; colore bruno grigiastro screziato.							4,50 15-17-6 6,00 16-20-23	

Profondità

$$N_1 - N_2 - N_3$$

Se N_1 o N_2 o $N_3 = 50$



Rifiuto: R (avanzamento in cm per 50 colpi)

Profondità

$$N_1 - R (12)$$

Se si ha rifiuto, vuol dire che c'è materiale molto duro per poter poi continuare lo scavo (o la SPT) si procederà alla rottura di tale materiale duro.

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Da applicazione *restauramente*
 Per terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie, limi non plastici):
 Per le ghiaie, oltre ~~al~~ al campimetro, c'è anche una punta conica

- Stima dello stato di addensamento in sito (Densità Relativa D_R)

serve per per calcolare ϕ'

- Stima dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ϕ'_{CV}

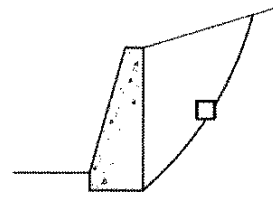
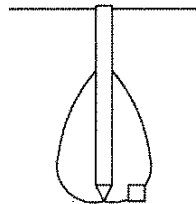
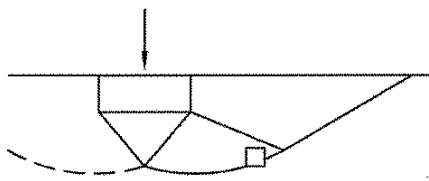
è un parametro del terreno (mineralogia, granulometria)

può essere valutato da prove su materiale ricostituito

per terreni quarzosi $\phi'_{CV} \cong 30^\circ \div 34^\circ$

- Valutazione del livello tensionale medio p'_f $\left(p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \right)$

Prova penetrometrica dinamica (SPT)



(Lancellotta)

$$p'_f \cong \frac{1}{10} q_{LIM}$$

$$p'_f \cong \frac{2}{3} \bar{\sigma}'_{v0}$$

Bolton (1984) $\phi' = \phi'_{CV} + m \cdot [D_R \cdot (10 - \ln p'_f) - 1]$

$\phi' - \phi'_{CV} \leq 12^\circ$ p'_f [kPa] D_R [decimali] m $\begin{cases} 3 \text{ assialsimmetrico} \\ 5 \text{ deformazione piana} \end{cases}$

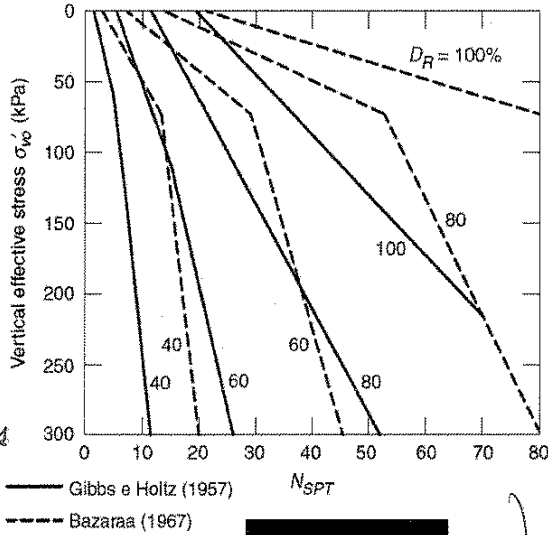
non è sottoposto a rottura

$DI = D_R \cdot (10 - \ln p'_f) - 1$
indice di deformazione

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Stima della Densità Relativa

Bazaraa (1967)



Skempton (1986)

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}}$$

60 dipende dallo stato tensionale
 $(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$ *numero di colpi*

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{sabbie fini} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{sabbie grossolane} \end{cases} \quad \sigma'_{v0} \text{ [kPa]}$$

(Lancellotta)

entrando con σ'_{v0} e N_{SPT} si trovano che range di densità relativa sono

*linea continua: deposito sabbioso NG
 linea tratteggiata: deposito rimaneggiato*

Prova penetrometrica statica (CPT)

non essere fatta direttamente dal primo campagna, a differenza della SPT che viene fatta durante un sondaggio, cioè non è effettuata in un foro di sondaggio, ma nel foro che la prova medesima sta creando.

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

Prova penetrometrica statica (CPT)

PAG. 34

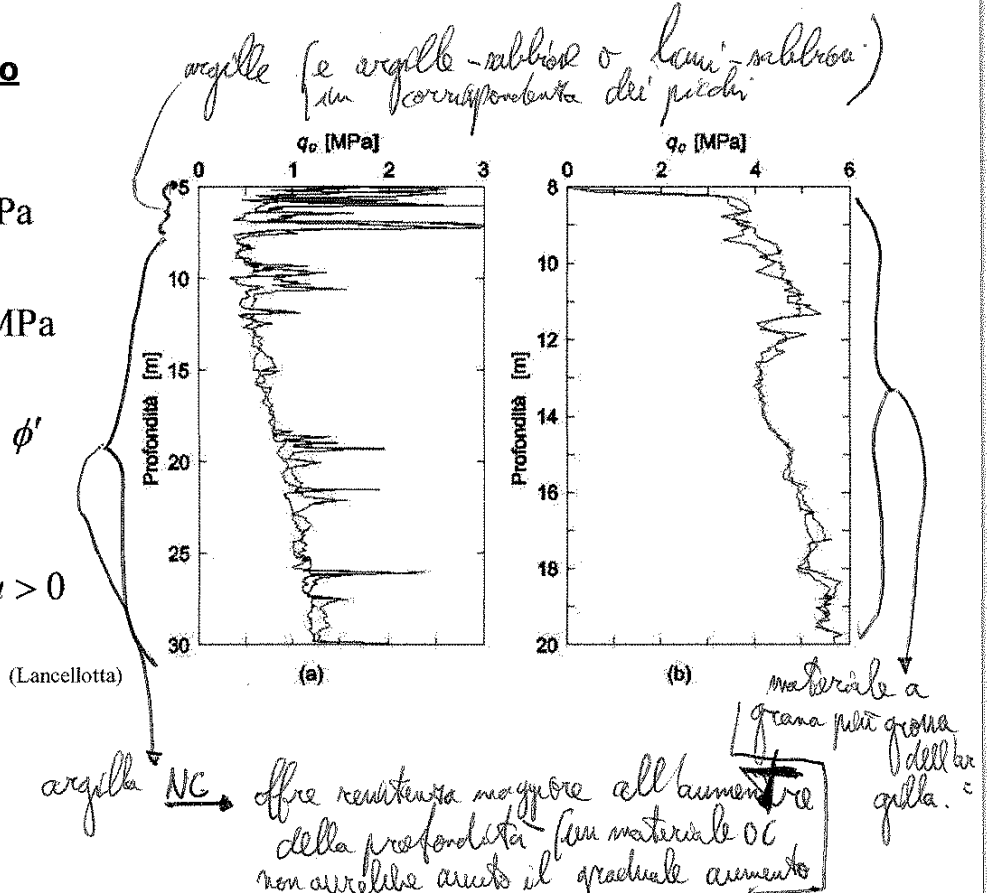
Profilo stratigrafico

Argille: $q_c \approx 0 \div 3$ MPa

Sabbie: $q_c \approx 2 \div 30$ MPa

q_c dipende da ϕ'

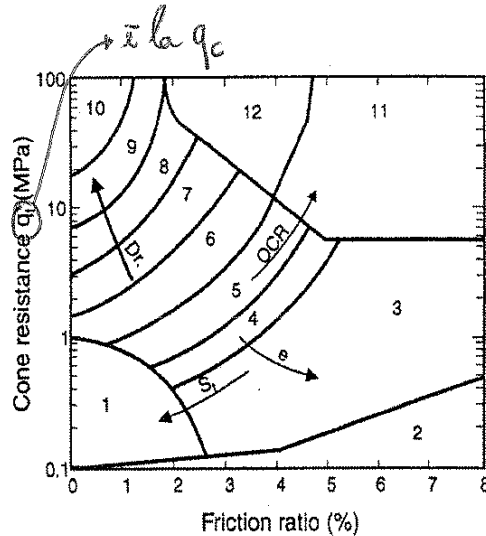
Nei terreni a grana fine:
rottura non drenata $\Delta u > 0$



Prova penetrometrica statica (CPT) di q_c

possiamo stimare il materiale che sta analizzando incrementando i valori di Cone resistance e friction ratio.

è una stima empirica → farla come compendio (verifica), ma mai come unica prova.



Profilo stratigrafico

Robertson e Campanella (1988)

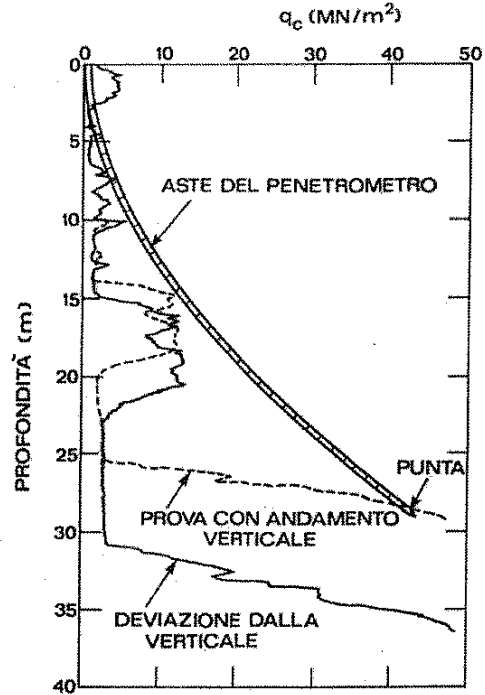
Soil Behavior Type (Robertson et al., 1986; Robertson & Campanella, 1988)

- | | | |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 - Sensitive fine grained | 5 - Clayey silt to silty clay | 9 - sand |
| 2 - Organic material | 6 - Sandy silt to silty sand | 10 - Gravelly sand to sand |
| 3 - Clay | 7 - Silty sand to sandy silt | 11 - Very stiff fine grained* |
| 4 - Silty clay to clay | 8 - Sand to silty sand | 12 - Sand to clayey sand* |

*Note: Overconsolidated or cemented

Prova penetrometrica statica (CPT)

Per indagini profonde richiedere una punta con inclinometro



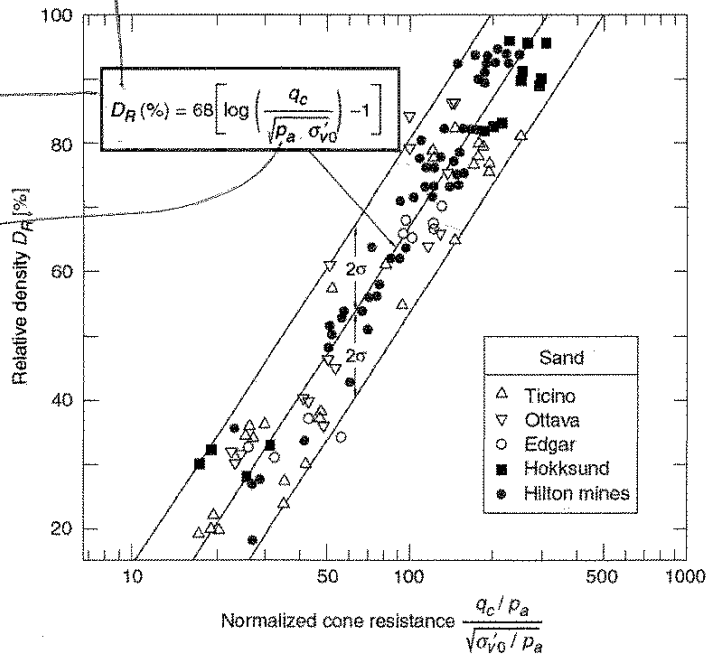
(Lancellotta)

Prova Penetrometrica Statica (CPT)

PAG. 106-109

formula di Lancellotta

p_a : pressione atmosferica (100 kPa)



Sabbie :

camera di calibrazione

(Lancellotta)

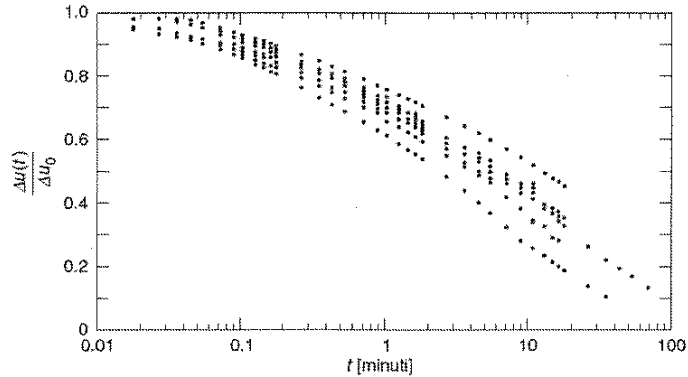
Figure 7.36 Relative density from cone resistance (Lancellotta, 1983).

RIASSUMIAMO : deposito sabbioso :
 da SPT → relazione di Skempton
 da CPT → relazione di Lancellotta

Piezocono (CPTU)

Curve di dissipazione

Nei terreni coesivi, se si arresta l'infissione e si misura la dissipazione delle sovrappressioni si ottiene una misura del coefficiente di consolidazione c_{vh}



(Lancellotta) Figure 7.55 Examples of dissipation tests in Porto Tolle clay (Battaglio et al., 1986).

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

formula capovolta
portata per
le fondazioni
superficiali

$$q_C = s_U \cdot N_C + \sigma_{v0}$$

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

$$s_U = \frac{q_C - \sigma_{v0}}{N_C}$$

dal profilo di q_C riusciamo a ricavare s_U punto per punto.

N_C da correlazioni empiriche con altre prove:

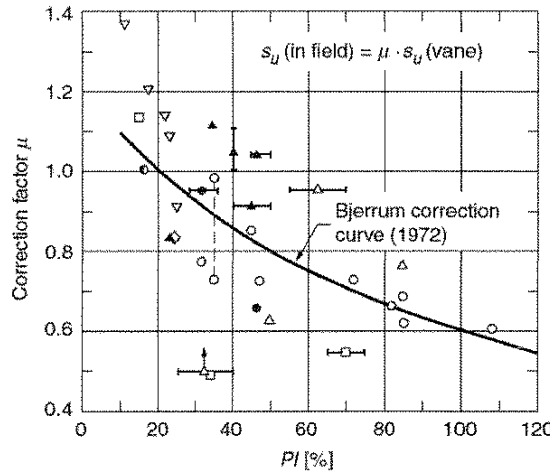
Baligh (1980)	Argille bassa e media consistenza (Vane Test)	$N_C = 14 (\pm 33\%)$
Kjekstad (1978)	Argille OC non fessurate (TX-C)	$N_C = 17 (\pm 5)$
Marsland (1974)	(?) Argille molto OC fessurate (Piastra)	$N_C = 10 \div 30$

prove di carico
in piastra

prove triassiali

Prova Scissometrica (VT)

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)

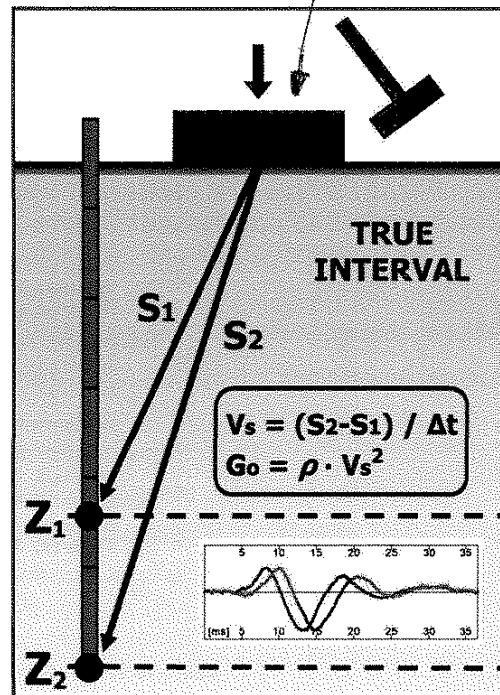
LEZ. 12-11-2012

Cono sismico (SCPT) – Dilatometro sismico (SDMT)

La sorgente viene eccitata da superficie

Agli strumenti vengono aggiunti due geofoni

- molto efficienti (no fori sondaggio)
- ottimo accoppiamento geofono-terreno (niente rivestimento)
- misura accurata della velocità V_s anche in modalità DH
- possibilità di misure in modalità CH con due strumenti e un foro di sondaggio



35

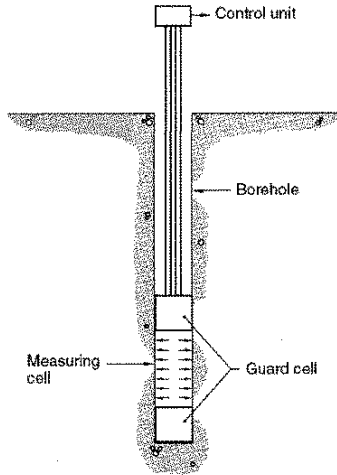
Altro modo per calcolare in sito il modulo elastico

Prove Pressiometriche

è inserito all'interno di un sondaggio esistente

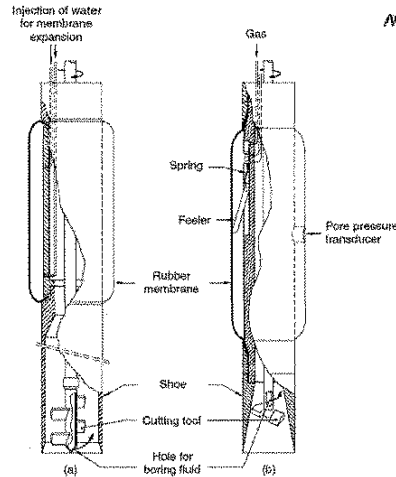
non inserito all'interno di un sondaggio esistente, ma perfora direttamente dal p.c.

Pressiometro Menard



Diametro sonda: 44 / 58 mm

Pressiometro autopercorante



(a) Pafsor (b) Camkometer (80 mm)

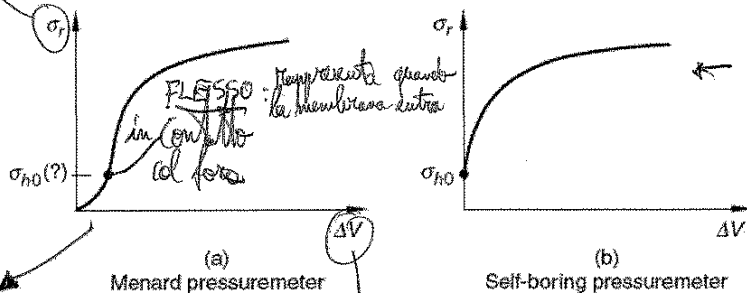
(Lancellotta)

Prove Pressiometriche

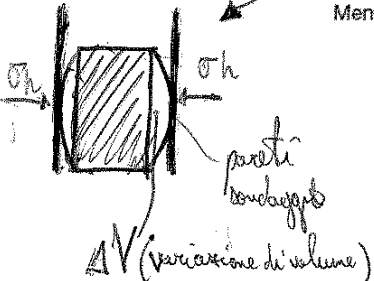
Misura della tensione orizzontale efficace σ'_{ho}

Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}}$

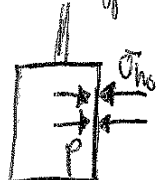
membrana messa direttamente al pressiometro



l'incremento di volume parte direttamente da σ'_{ho} perché il pressiometro è direttamente a contatto con il terreno → per avere ΔV , la pressione interna (Lancellotta) deve essere maggiore di σ'_{ho}



incremento di volume del pressiometro



Prove Pressiometriche

La resistenza s_u non è un parametro del terreno
dipende dallo stato iniziale e dal percorso tensionale

Table 7.2 Normalized undrained strength s_u/σ'_{vo} from SBP tests

Site	PI (%)	OCR	S_t	$TX - CK_U$	DSS	FV	SBP
Porto Tolle	30	1.1-1.3	2-3	0.31	0.26	0.29	0.29 ± 0.04
Trieste	47	1.0	2-4	0.32	0.28	0.35	0.33 ± 0.11
Montalto di Castro	34	2.5-4	-	0.54	-	-	0.64 ± 0.11
Bandar Abbas (Iran)	16-28	1.5-2.5	3-4	0.54	-	0.56	0.67 ± 0.30
Onsoy	20-36	1.0-1.2	5-6	0.33	0.26	0.23	0.48 ± 0.08
(Norvegia)	15-30	2	6-9	0.45	0.28	0.48	1.0-1.4
Drammen	10-15	1.15	7-8	0.34	0.22	0.25	0.65 ± 0.08
(Norvegia)	25-30	1.5	7-8	0.40	0.32	0.34	0.65 ± 0.08
Guasticce	63	1.1	-	0.32	-	0.30	0.46
Panigaglia	45-65	1	4-7	0.32	0.27	0.26	0.53 ± 0.22
Taranto	22-30	22-30	-	2.28	0.94	-	2.3-3.2

S_t = soil sensitivity, as deduced from field vane tests; $TX-CK_U = K_c$ consolidated-undrained tests, compression loading; DSS = direct simple shear; FV = field vane tests; SBP = self-boring pressuremeter tests.
Source: Ghionna et al, 1983.

(Lancellotta)

Prove Pressiometriche

Misura del modulo di taglio G

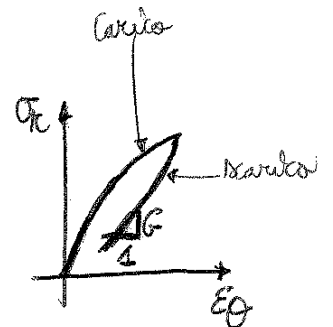
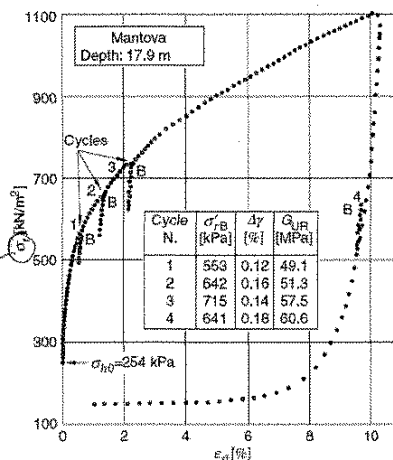
Nell'ipotesi di comportamento elastico: $G = \frac{1}{2} \frac{\delta \sigma_{r=a}}{\varepsilon_g}$

(cicli di scarico-ricarico)

$$\varepsilon_g = \frac{u_r}{a}$$

deformazione circonferenziale

membrane
membranes



(Lancellotta)

Figure 7.38 Example of a pressuremeter test in Po river sand (Bellotti et al, 1986).

33

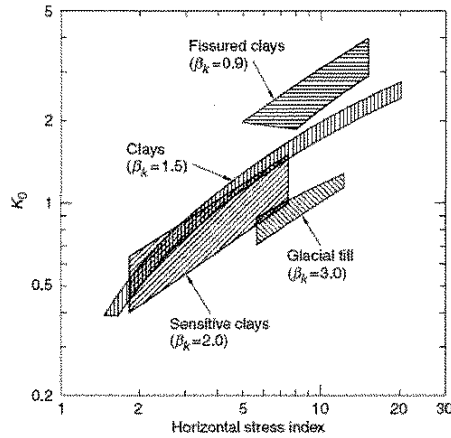
Prove Dilatometriche (DMT)

Valutazione dello stato tensionale iniziale (k_0)

$$\text{Indice } K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{V0}} \Rightarrow K_0 = \left(\frac{K_D}{\beta_K} \right)^{0.46} - 0.6$$

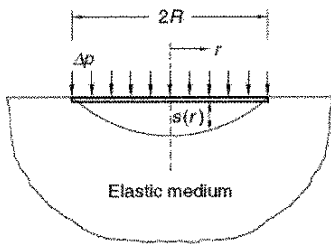
β_K dipende dal tipo di terreno

(Lancellotta)



Prove Dilatometriche (DMT)

$$\text{Modulo Dilatometrico } E_D = 37,4 \cdot (p_1 - p_0)$$

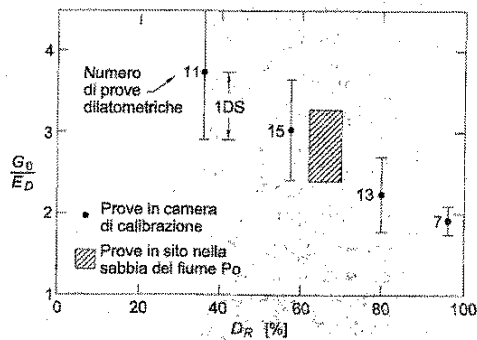


$$s(r) = \frac{2R\Delta p}{\pi} \frac{1-\nu}{E} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}$$

$$\text{if } \begin{cases} r=0; \\ 2R=60 \text{ mm}; \\ s=1.1 \text{ mm}; \\ E_D=37.4 \Delta p \end{cases}$$

(Lancellotta)

correlabile al modulo G_0



FONDAZIONI

08-10-2019

aggiungere i laboratoristi delle pagine della fotocopia precedente

CARATTERIZZAZIONE DEL SITO: PROVE IN SITO (fotocopie precedenti)

PAG. 1
Kppm il progettista ha i modelli di analisi (teoremi plasticità, teoria dello stato critico), ha bisogno anche del profilo geotecnico (stratigrafia) e dei parametri.

PAG. 2

5 modi per investigare le proprietà meccaniche di un terreno sono 3:

- prove di laboratorio (triacunali, edometriche, taglio, ...)
- indagini in sito
- Comportamento di strutture in vera grandezza (per opere di maggiore importanza)

Solitamente vengono fatte sia prove di laboratorio, sia in sito per poi confrontarle e ricavare dei risultati più attendibili.

PAG. 3 PROVE DI LABORATORIO

PROVE IN SITO (durata dell'ordine dei giorni e non dei mesi come quelle di laboratorio)

le condizioni al contorno di tipo meccanico non sono casi definiti come per le prove di laboratorio.

Con correlazioni empiriche si riescono a ricavare i parametri meccanici da di sito utilizzando in geotecnica

PAG. 4
Corno di calibrazione: grandi contenitori in cui volumi di terra vengono posti.

Bisogna prevedere un UNICO ESPERTO che tratti sondaggi, prove in sito, prove di laboratorio, progettazione geotecnica → il progettista può aggiornare il programma di indagini, nel senso che l'unico esperto, se ne è occupato di tutti gli aspetti, ha un mano tutta le cose!

PAG. 5

PROGRAMMAZIONE DELLE INDAGINI → al cont. serve il mano a fare preliminare o in fase di dettaglio.

PAG. 13.
Le informazioni sono condensate nella SCHEDA DI SONSACCO.

PAG. 14

A meno che non sia un foro sovrappalco o su terreno argilloso, si devono stabilizzare le pareti del foro.

BENTONITE: argilla particolarmente attiva con proprietà tixotropiche: se l'acqua è in quiete e quindi il fango in quiete, il fango crea un pannello portante; se l'acqua è in movimento il fango si "autodistrugge" e non dà più sostentamento.

PAG. 15

Campanatore Osterberg: due cilindri coaxiali; fino ad una profondità si avvia con entrambi i cilindri; poi viene fatto procedere solo il cilindro interno.

PAG. 16

PIEZOMETRI

Conoscenza dei livelli di falda → importante perché il comportamento del terreno dipende dalle tensioni efficaci.

La pressione nel filtro si uguaglia con quella esterna (amb. esterno) nel tempo.

PIEZOMETRO A TUBO APERTO (PTB)

terreno intorno

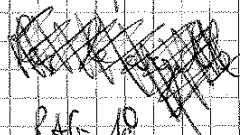
PAG. 17

Nel tubo viene inserita una sonda galvanometrica che, quando arriva a contatto con l'acqua, chiude un circuito e si mette a suonare.

La risalita dell'acqua nel filtro sarà graduale e dipende dalla permeabilità del terreno intorno (per le argille il PTB deve "lavorare" decine di anni).

0.95

tempo per cui si ha il 95% di raggiungimento della situazione di egualizzazione



Il PTB funziona bene per terreni a grossa granulometria.

PAG. 18

PIEZOMETRO DI CASAGRANDE: tempi di risposta più brevi.

Il numero di colpi N_2 non viene utilizzato, perché la prova si fa al fondo di un foro di sondaggio e quindi il terreno che è lì è disturbato

a quella profondità lì

Se $N_1 + N_2 + N_3 \geq 50 \Rightarrow$ la prova è "andata a rilancio" (abbiamo trovato un trovante o un vero e proprio strato di roccia)

PAG. 24

Prelievo di un campione disturbato: il penetrometro raccoglierà un po' di materiale che non verrà accuratamente esaminato in laboratorio, ma ci dà un'idea della stratigrafia.

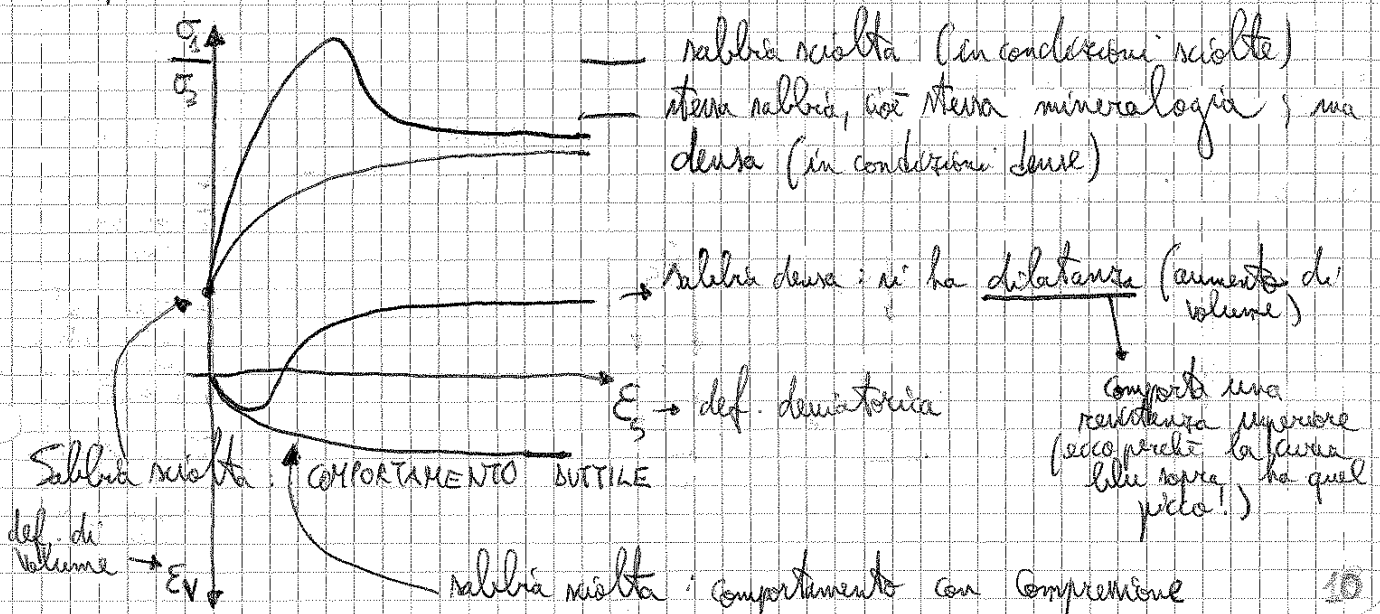
PAG. 25

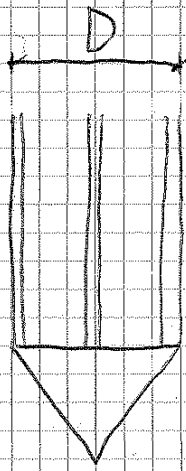
Con la prova SPT si riesce ad ottenere il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' . No, infatti non è che la SPT sia perfettamente correlabile con ϕ'

In laboratorio lo misuro a controllo di spostamento, con la SPT no! Invece la SPT è correlata benissimo col grado di addebiamento del terreno. Con esso otteniamo, tramite correlazione empirica, ϕ' .

L'angolo ϕ' a volume costante è legato alle caratteristiche intrinseche mineralogiche del materiale. L'angolo di resistenza di picco dipende anche dal grado di addebiamento.

Comportamento meccanico delle sabbie





sabbia

argilla
 penetra fino ad una profondità di $6-8 D \rightarrow$

perché per profondità minore si ha ancora influenza dello strato di sabbia sottostante

PAG. 31

q_p è correlata a q_c e alla tensione verticale efficace a cui si è giunti col penetrometro.

PAG. 32

PIEZOCONO (CPTU): il sensore fa sì che possiamo misurare anche la pressione dell'acqua (oltre che la forza di abbassamento della punta)
 ↓
 sonda che misura la pressione dell'acqua

Se il terreno attraversato è l'ultima fase, la condizione di rottura è non drenata \Rightarrow c'è una variazione di u dalle condizioni ipostatiche alla condizione di rottura (la variazione di u viene misurata col sensore).

PAG. 33

La resistenza al taglio iniziale S_u nelle argille

$$q_c = S_u \cdot N_c + \sigma_{vo} \quad (\text{questa formula è l'analogo di quella di capacità portante di una fondazione superficiale})$$

Dal profilo di q_c riusciamo a ricavare S_u punto per punto.

al taglio

ricordiamo una relazione analitica della resist. non drenata S_u :

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = (0,22 \pm 0,03) \cdot OCR^{0,8}$$

relazione empirica (non è mai completamente esatta!!!)

profilo stratigrafico e prova SPT.

COMMITTENTE		POLITECNICO		PERFORAZIONE N° BH 1								
PROGETTO:		PROGETTO MULTIDISCIPLINARE VERCELLI III PMD		ATTREZZATURA ATLAS COPCO A66								
OPERATORE		ROSSI		Q.TA ASSOLUTA								
DATA INIZIO		14.06.04		LIVELLO HO m 1.80/P.C.								
DATA ULTIMAZIONE		15.06.04										
DATA	METODO PERFORAZIONE	ATTREZZO PERFORAZIONE	TIPO DI CORONA	RIVESTIMENTO	TIPO DI CAMPIONE	PROFONDITA' CAMPIONE	PROFONDITA' DA P.C.	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	S.P.T.	STRUMENTI INSTALLATI	NOTE
14-15 GIUGNO 2004	ROTAZIONE CAROTAGGIO CONTINUO	CAROTIERE SEMPLICE	DIAMETRO 131 mm	WIDIA	DIAMETRO 152 mm							
								1.00	Limo sabbioso bruno, inglobante ghiaia medio fine.			
								1.80	Limo sabbioso debolmente argilloso nocciola.			
								3.60	Sabbia fine debolmente limosa, marrone, inglobante ghiaia eterometrica e rari ciottoli (d.max 8 cm).	14 16	3.00	PIEZOMETRO A TUBO APERTO IN PVC - DIAMETRO 2" - MICROFESSURATO DA m 6.00 A m 35.00.
							5.00	Sabbia marrone debolmente limosa e ghiaia eterometrica.	17 18 16	4.50		
							7.30	Sabbia marrone inglobante ghiaia eterometrica.	10 12 15	6.00		
							8.90	Sabbia marrone con ghiaia eterometrica.	14 15 16	9.00		
								Sabbia fine da debolmente limosa a limosa, grigia.	12 19 17	12.00		
							16.5	Sabbia da debolmente limosa a limosa, marrone, e ghiaia eterometrica. <u>Presenti rari ciottoli (d.max 8 cm).</u>		15.00	50R (12cm)	ESEGUITE PROVE DI PERMEABILITA' LEFRANC TRA m 1.50 E 2.00 E TRA m 2.50 E 3.00.
							20.0	Sabbia fine debolmente limosa, marrone rossastra, inglobante ghiaia medio fine.	13 17 22	18.00		

con un carotiere doppio si ha minor disturbo dei campioni.

quindi non sono stati ricavati veri e propri. la prova è andata a rifiuto. 12 cm indica la profondità raggiunta al rifiuto.

probab. già si sapeva che avrebbe stato terreno a grana grossa.

BH1- DA 0.00 A 20.00 m - PAG.1

A noi come ingegneri non interessa la distinzione che fa il geologo (ad esempio di limo sabbioso a limo sabbioso debolmente argilloso); molto probabilmente questi due strati li metteremo nella stessa relazione analitica (e utilizzeremo)

visto per trascritto alle persone che... l'ha ed ha tempi di risposta abb. lunghi.

CASSETTE CATALOGATRICI relativi al sondaggio precedente:

Nota
che è
impossibile
prelevare
campioni
indisturbati
tra i fatti
ho tutta
terra "spusa")





~~Il~~ Il vantaggio di avere 2 sondaggi è che ~~si~~ può confrontarli tra loro
rassicurati

FONDAZIONI ESERCITAZIONE 1

10-10-2012

PROVE IN SITU

Ogni 2 m interpretare CPT per stimare il terreno che si sta analizzando (con Robertson & Campanella).

Cominciamo dalla CPTU3 e S3.

CPTU 3

punto 1
z (m)

z (m)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	friction ratio f_s/q_c [%]	Robertson/Campanella
0				
2	1,6 2,14	0,033 0,03	0,021 1,144	5 ⁶ mbbs limone/limo sabbia
4	0,9 0,82	0,028 0,03	0,031 4,02	4 3
6	1,0 0,94	0,047 0,05	0,047 4,95	3 3
8	0,9 0,94	0,028 0,03	0,031 2,58	4 4
10	8 7,27	0,064 0,07	0,008	8 0
12	7 7,04	0,053 0,05	0,008	8 0
14	9 9,37	0,056 0,05	0,006	8 (confine col 9)
16	11 10,40	0,067 0,07	0,006	9 0
18	11 9,94	0,033 0,02	0,003	9 8
20	24 24,80	0,064 0,04	0,002	10 10
22	18,5 16,71	0,033 0,03	0,002	9 9
24	20 17,46	0,064 0,07	0,003	9 9
26	/	/	/	

I risultati così corrispondono con ~~la~~ ^{fornita} la stratigrafia!!!
(del prof.)

CORREZIONE punta 3-4-5 fatta del prof in classe

3) SKEPTON

$$D_R^2 = N_1 / 60$$

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \rightarrow C_N = \begin{cases} 2 / (1 + 0.5 \sqrt{N_{SPT}}) & \text{Sabbie fini} \\ 3 / (2 + 0.5 \sqrt{N_{SPT}}) & \text{Sabbie grossolane} \end{cases}$$

numero di colpi nella SPT negli ultimi 30 cm

LANCELOTTA

$$D_R (\%) = 58 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\rho_a \sigma'_v}} \right) - 1 \right]$$

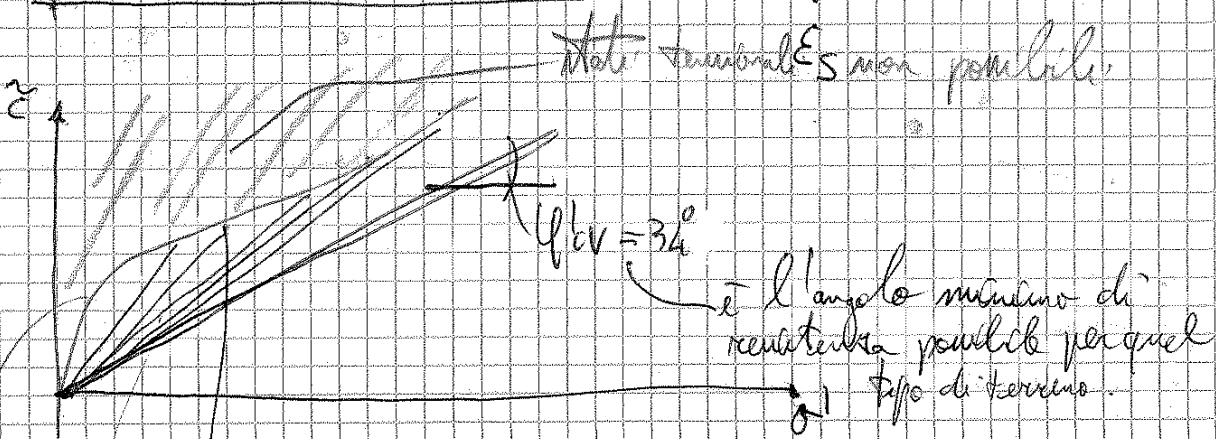
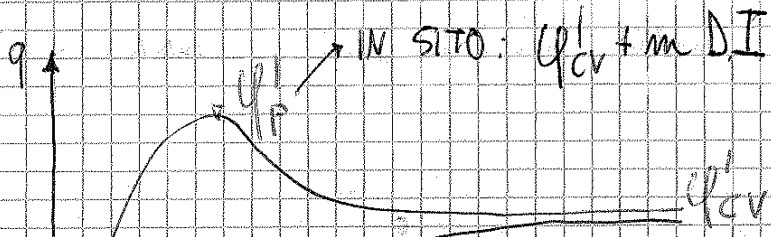
($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)

z(m)	σ'_v (kPa)	σ'_v (kPa)	C_N	N_{SPT}	N_1	D_R (%)
12,30	221,40	154,40	0,79	25	19,75	54 57
13,80	248,40	168,40	0,75	28		53 58
15,30		178,40				49 53 sono sbagliati!!!
16,80	302,40	190,40	0,65	29		56 61
18,80	338,40	206,40				54 60

z(m)	σ'_v (kPa)	q_c (MPa)	D_R (%)
12,30	154,40	3	58
13,80	168,40	8	54
15,30	178,40	9	52
16,80	190,40	16	60
18,80	206,40	10	54

media tra 10,5 e 18 (in quella strato si passa da 10,5 a 18)

alla profondità di 16,80 m



a seconda dei valori di densità, avremo valori di resistenza (ϕ'_p) maggiori di ϕ'_{cv} .

La pendenza di queste rette dipende sia dalla densità relativa sia dallo stato tensionale.

curva del massimo stato tensionale possibile

Nella reale progettazione si prende un valore medio tra ϕ'_{cv} e ϕ'_p .

↓
troppo cautelativo

↓
poco cautelativo

È utile avere i risultati dei VANE TEST fatti in sito

abbiamo vane test in corrispondenza di $z = 4,20$ m. ha q_c a $4,20$ m vale circa $1,3$ MPa

$$z = 4,20 \text{ m} \Rightarrow q_c = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{vo} = 4,20 \cdot 18 = 75,6 \text{ kPa}$$

1) ipotesi 1 → terreno NC

$$S_u = \frac{1300 - 75,6}{1,4} = 84,46 \text{ kPa}$$

2) ipotesi 2 → terreno OC

$$S_u = \frac{1300 - 75,6}{1,7} = 72 \text{ kPa}$$

dal vane: $S_u = 0,485 \text{ kg/cm}^2 = 48,50 \text{ kPa}$ (il prof. dice che è quella più affidabile, perché è stata ottenuta da una rottura marcata sul terreno (metodo lo sismometrico))

l'utilizzo della q_c non è attendibile, per che è la formula della cap. portante, ma quest'ultima (quella della cap. portante) vale se il carico è applicato lentamente fino a rottura, mentre nella CPT abbiamo rottura a $v = \text{cost.}$ velocità. q_c che è stata ricavata dalla

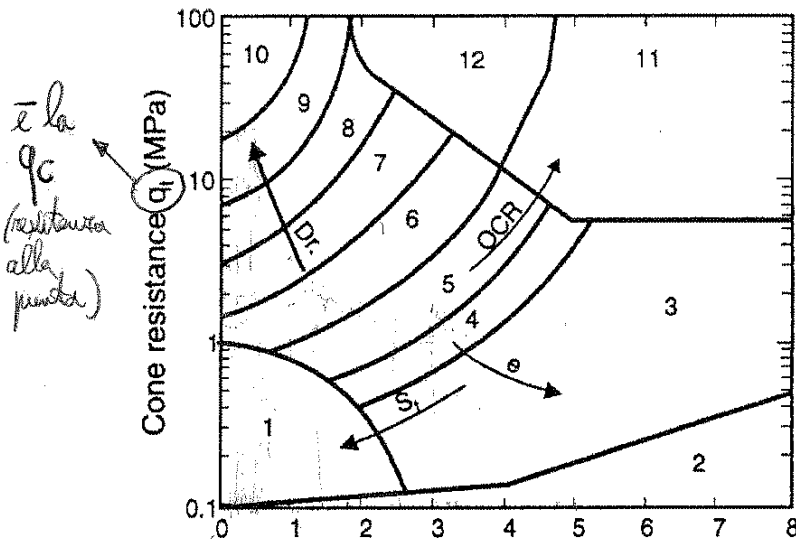
OSSERVAZIONI

→ Guardando i dati di S_u → potremmo usare N_C che fa tornare i risultati (es. $1,4 + 5$). il valore di

→ se fossero gli ingegneri → indicare prove edometriche (a cui ricaviamo se il terreno è OC o NC)

che curano il progetto

I - diagramma di Robertson e Campanella (1988):



CLAY: argilla, SILT: limo, SAND: sabbia, GRAVEL: ghiaia

Soil Behavior Type (Robertson et al., 1986; Robertson & Campanella, 1988)		
1 - Sensitive fine grained	5 - Clayey silt to silty clay	9 - sand
2 - Organic material	6 - Sandy silt to silty sand	10 - Gravelly sand to sand
3 - Clay	7 - Silty sand to sandy silt	11 - Very stiff fine grained*
4 - Silty clay to clay	8 - Sand to silty sand	12 - Sand to clayey sand*

*Note: Overconsolidated or cemented

III - relazione di Skempton (1988):

$$D_R^2 = \frac{N_1}{60}$$

① $N_1 = C_N N_{SPT}$ $C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \sigma'_{vo}/100} \\ \frac{3}{2 + \sigma'_{vo}/100} \end{cases}$ (la prima per le sabbie fini, la seconda per le sabbie grossolane).

due valori di γ ($= 10 \text{ kN/m}^3$) e di u ricavato (prevalentemente blu) ricorriamo σ'_{vo} .

Relazione di Lancellotta (1983): $D_R (\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \sigma'_{vo}}} \right) - 1 \right]$ (pa, pressione atmosferica: 100 kPa)
 alla stessa profondità della SPT

IV - Relazione di Bolton:

$$\phi' - \phi'_{cv} = m DI < 12^\circ$$

$$DI = \frac{DR(10 - \ln p'_f) - 1}{m}$$

non in %

per sabbie fini $= 30^\circ$ (è decisamente correlativo) (qc in kPa)
 per sabbie grossolane $= 34^\circ$
 prendere 5, perché siamo fuori fatto che sia la p'_f in kPa, $m=3$ axialsimm, $m=5$ def. piano
 prendere, ai fini dell'es, $= \frac{2}{3} \sigma'_{vo}$
 appunto di loro misto e non la capacità portante di un σ'_{vo} però.

5 - Levadoux e Baligh (1988): $S_u = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{N_c}$ $N_c = 14$ argille tenere (Lunne et al., 1976)

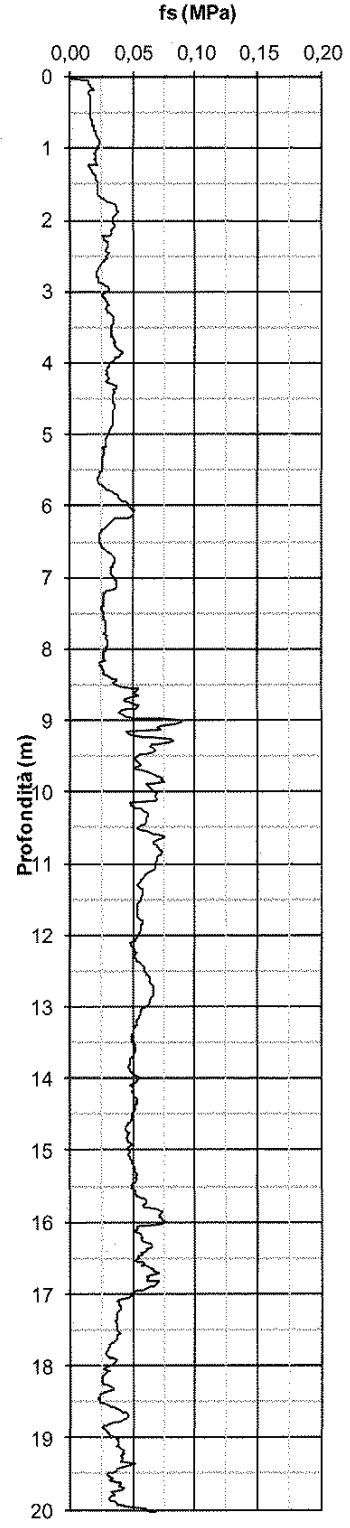
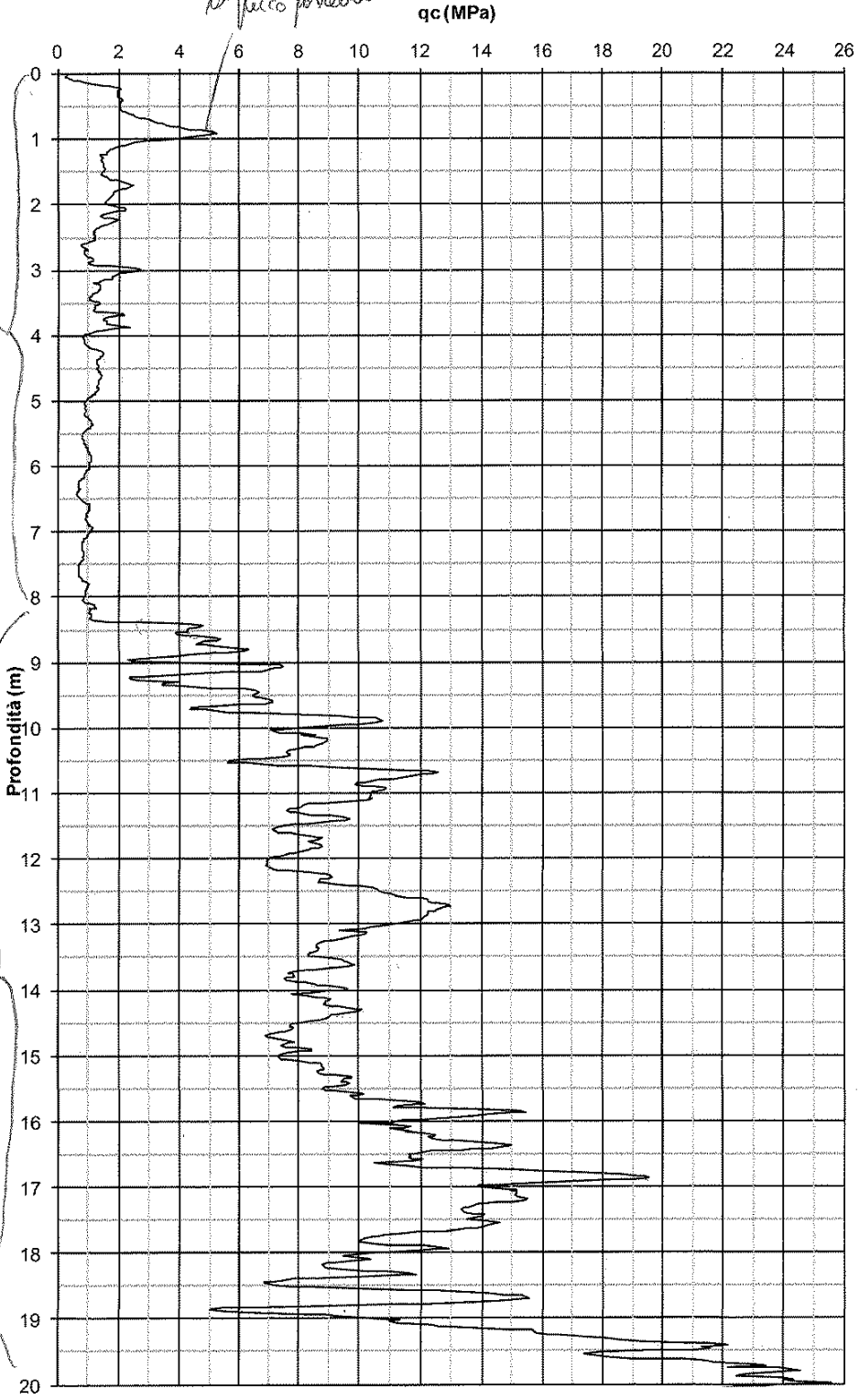
$N_c = 17 \pm 5$ argille preconsolidate intatte (Kjekstad et al., 1978)

Fare ogni 2m, anche se da ingegnere
 si vede che per i primi 8m
 ho argilla

CPTU 3 - SAN MARTINO DI VIADANA

il picco potrebbe essere un'argilla più resistente (± 0 cc)
 o la presenza di sabbia.

attenzione
 danno
 argilla

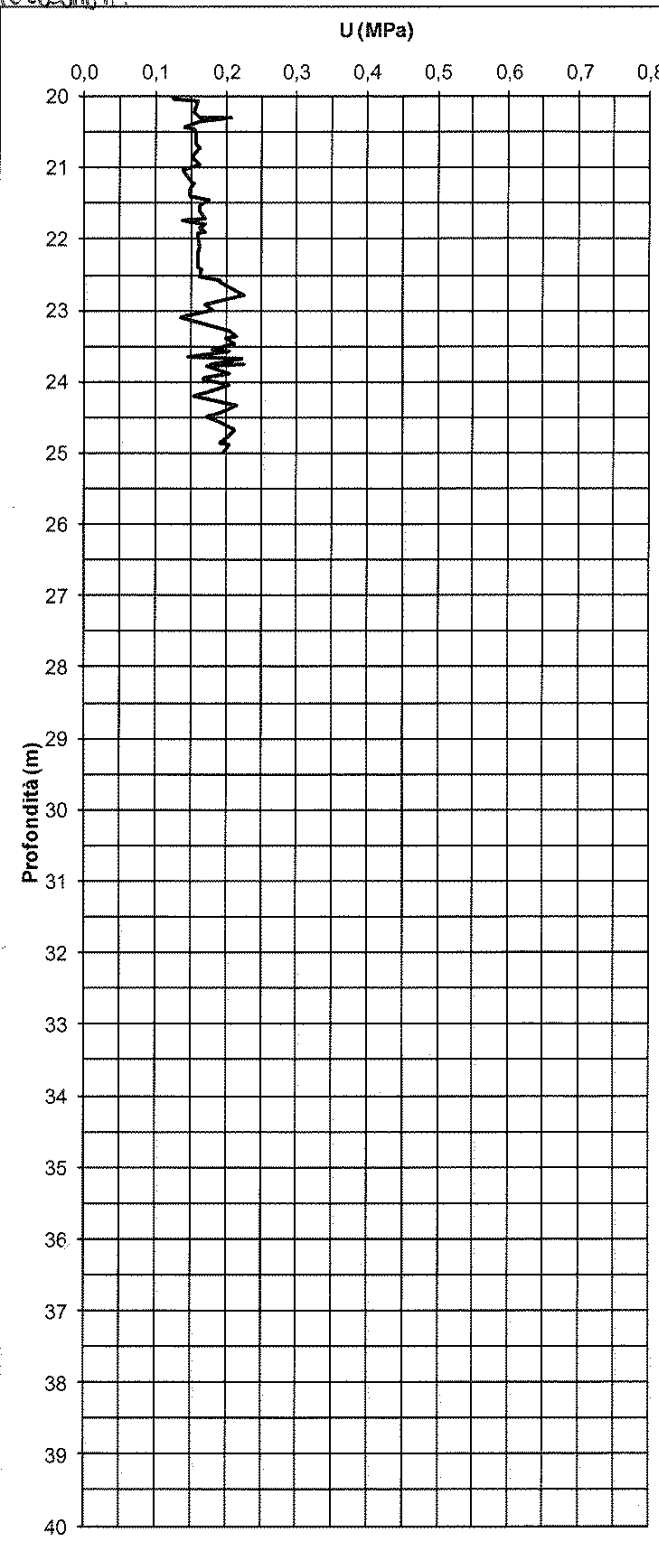
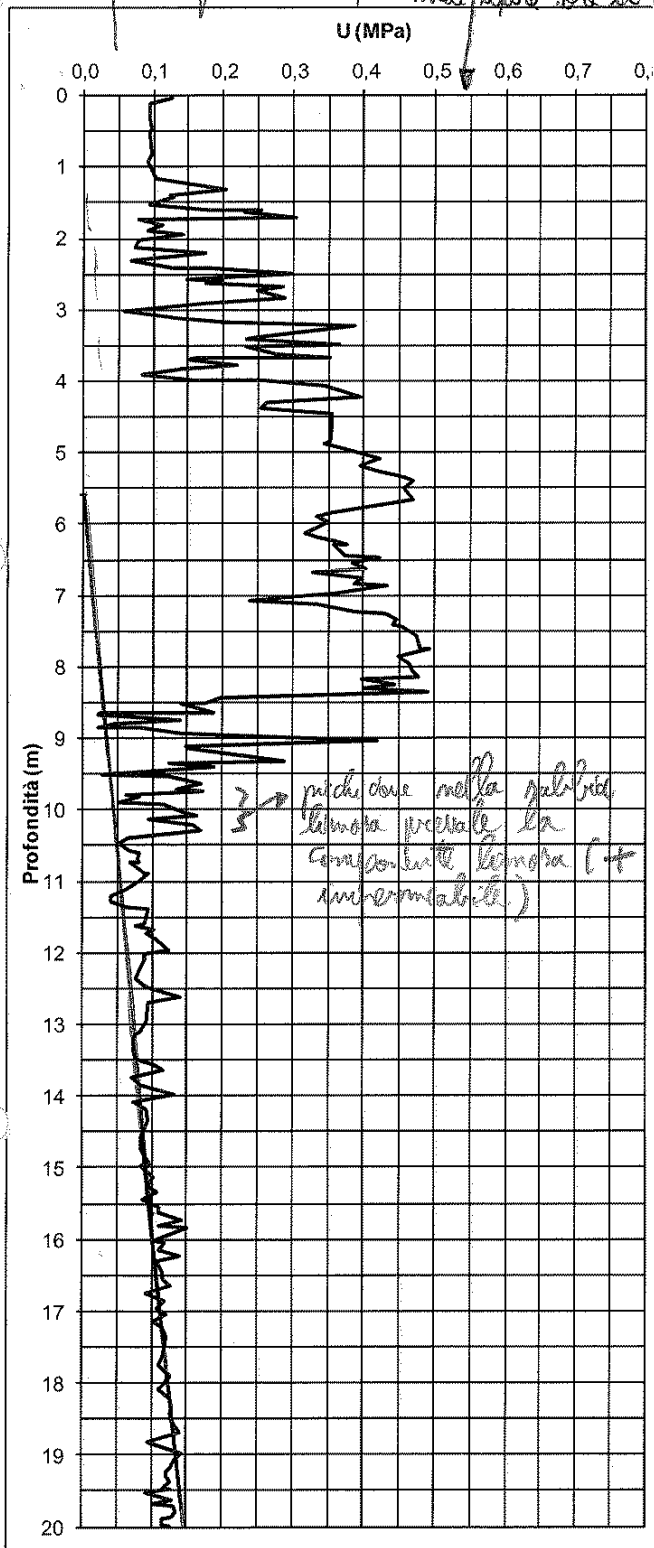


No Bo
 la base è il ^{SEMPRE} ~~permeabile~~ (misura
 permeabile, che però qui
 non abbiamo) e poi
 per confronto, misurando
 il ~~permeabile~~, ma mai sopra solo il pezzo!!!

avremmo avere che gli strati poco permeabili hanno
 u alti e molto variabili.

CPTU 3 - SAN MARTINO DI VIADANA

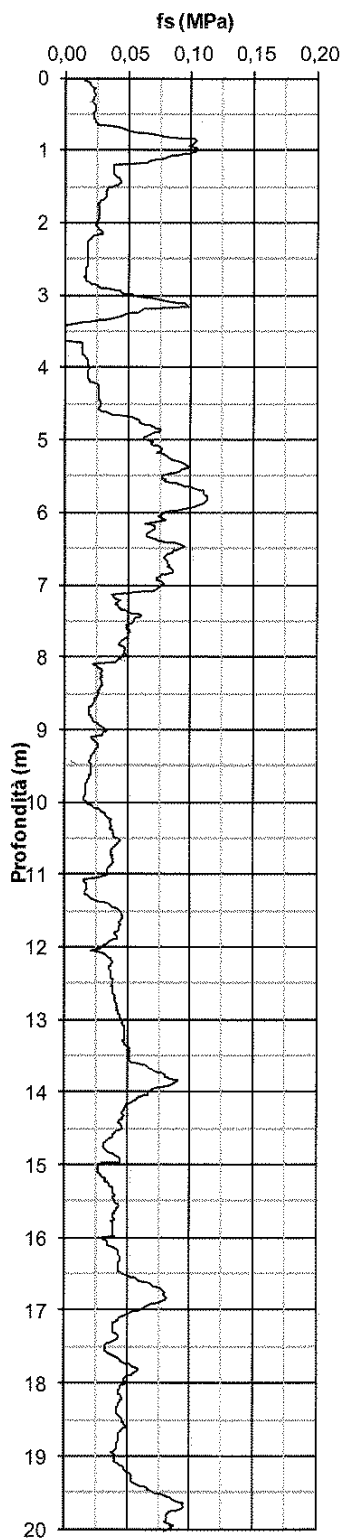
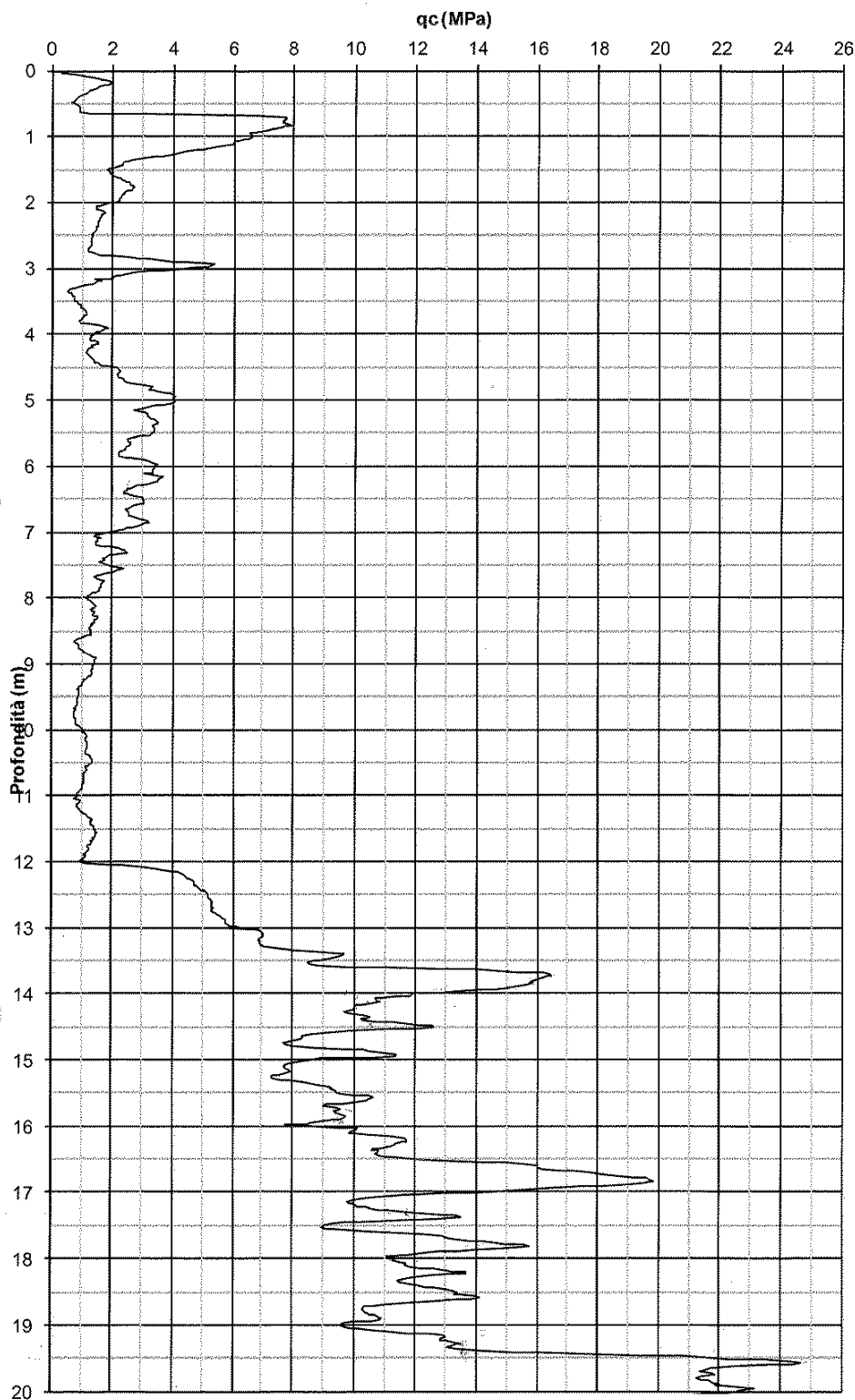
il ~~permeabile~~, ma mai sopra solo il pezzo!!!



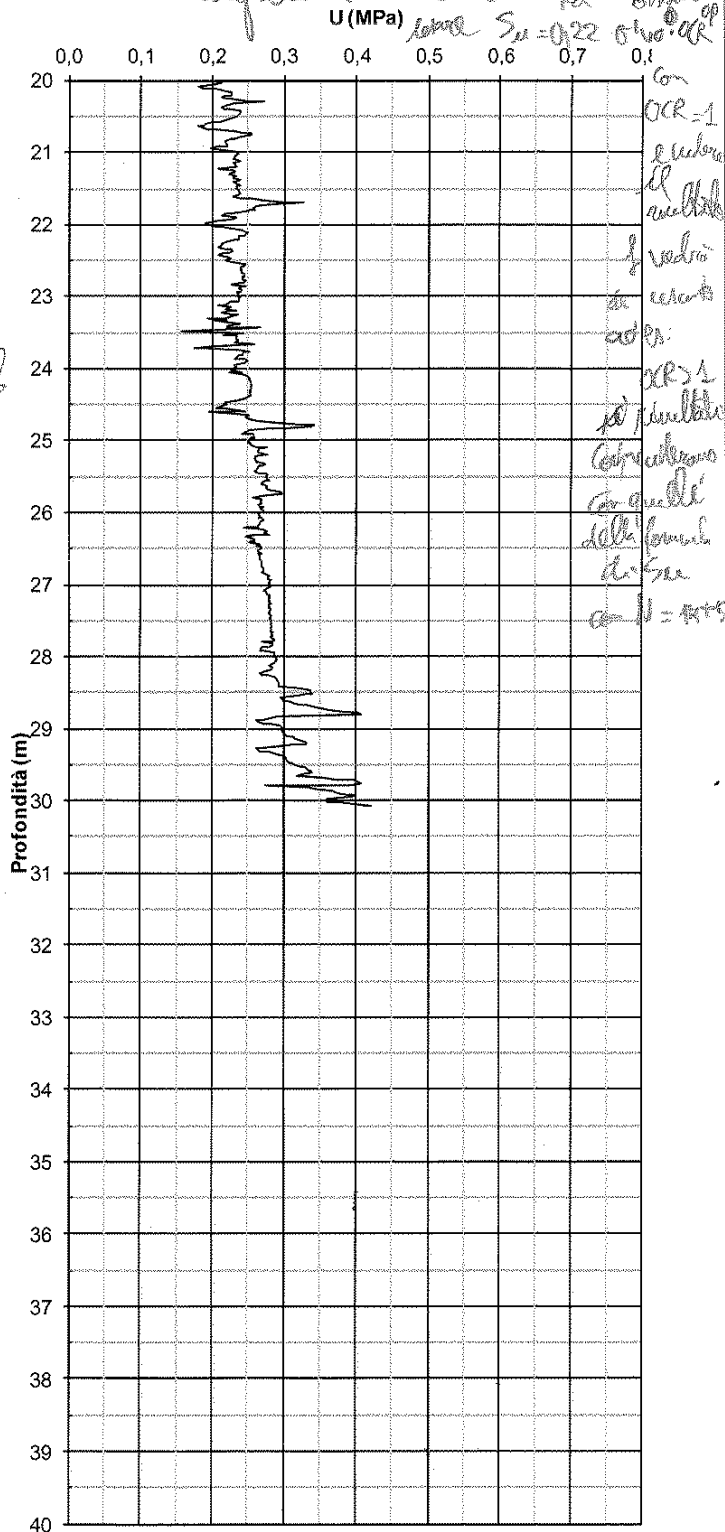
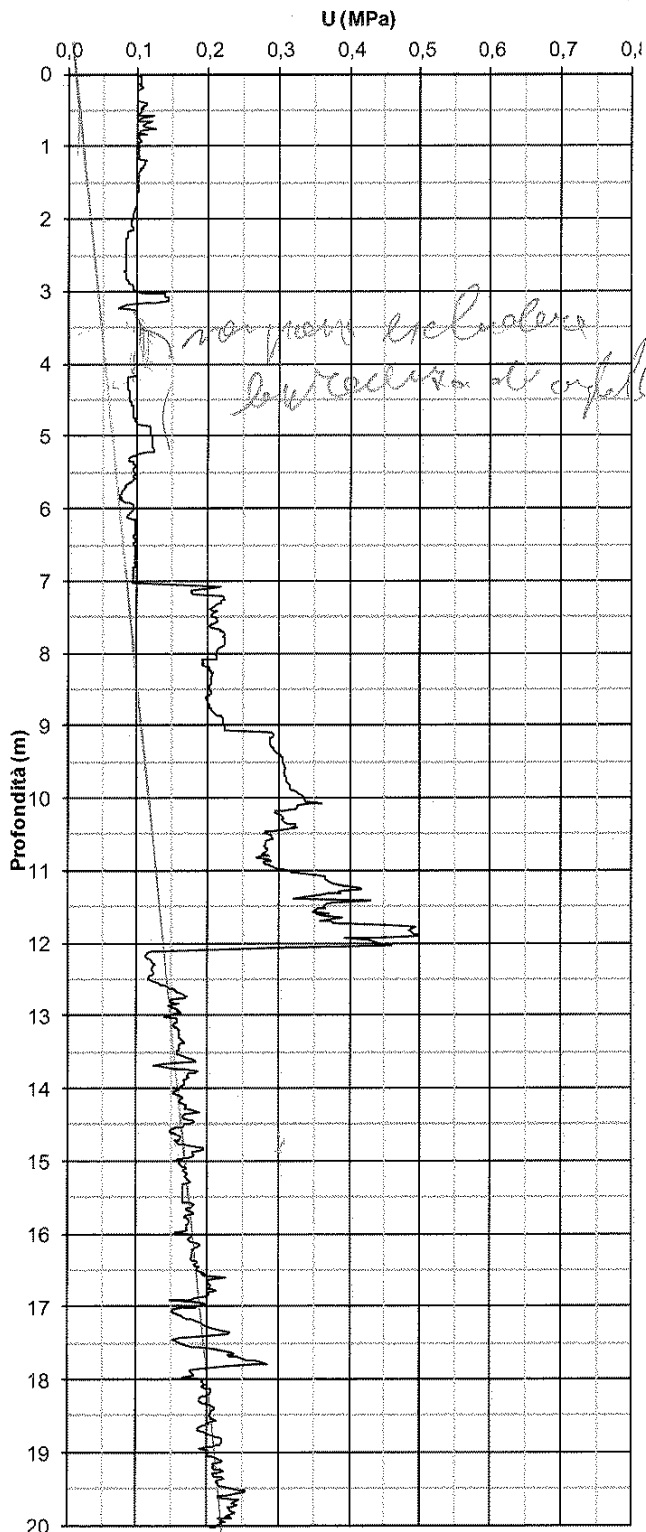
3 → pochi dati nella galbia
 lamina perale la
 componente lamina (+
 impermeabile)

da 0 a 8 m andamento di uniforme col piccolo e chiaro e discontinuo / non segue il
 da 10m in poi andamento più uniforme e l'andamento è confrontabile / mezzo per mezzo
 con un andamento irregolare dove la falda parte da 5,60 m folto 5,60
 facendo i calcoli verificando se e risultando 10 m in allineano lungo l'andamento irregolare estrinseco 10m

CPTU 1 – SAN MARTINO DI VIADANA

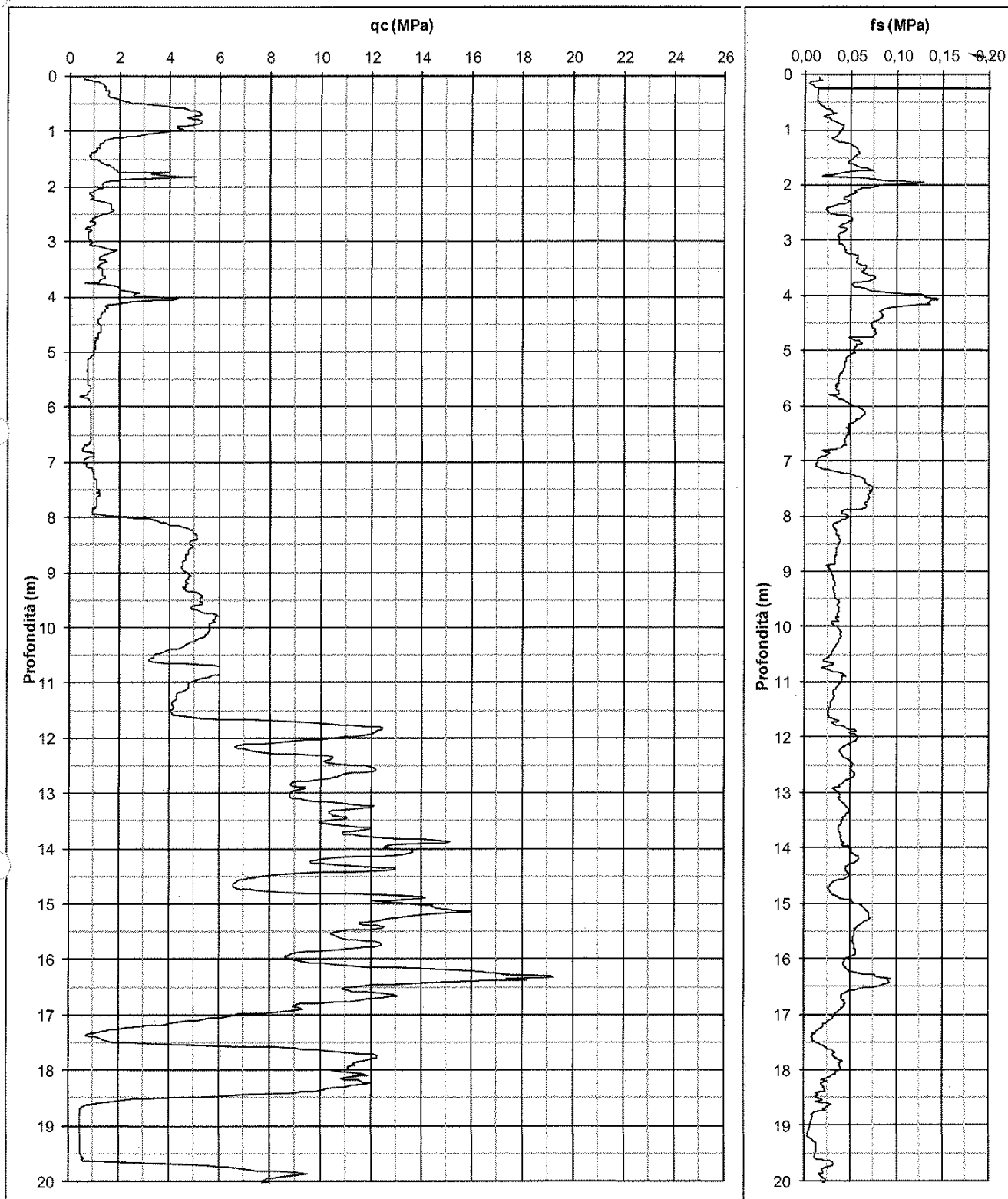


CPTU 1 - SAN MARTINO DI VIADANA



VARE TEST: è lo stesso sito delle CPTU 3 sull'aspetto della prova consolidata. *con $S_u = 0.22$ $\sigma_{1vo} = 0.22$*

CPTE 5 – SAN MARTINO DI VIADANA



FONDAZIONI

15-10-2012

FONDAZIONI SUPERFICIALI PAG. 253

S.L.U.: stato limite ultimo → rottura (sia dell'incisione fondazione terreno sia delle sezioni di c/c armato)

S.L.E.: stato limite di esercizio → cedimenti

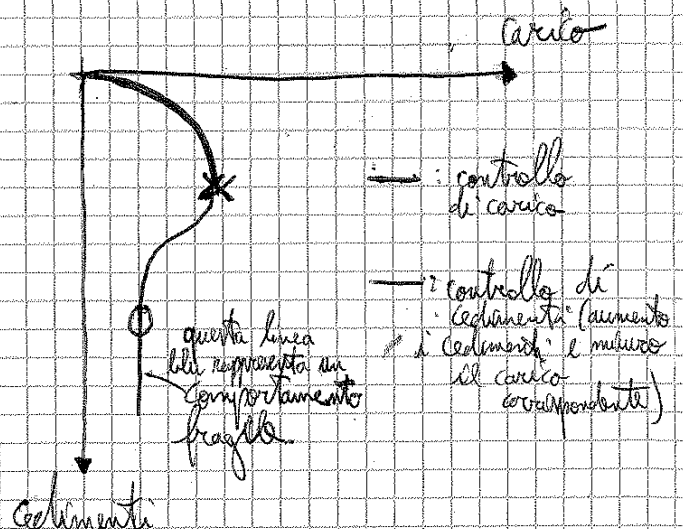
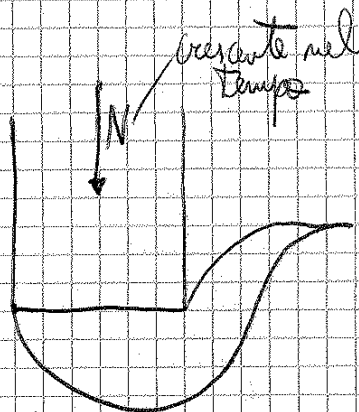
Evidenze fisiche nella rottura delle fondazioni superficiali:

sono possibili 3 tipi di rottura:

a) ROTTURA GENERALE



il carico trasmesso dalla fondazione al terreno cresce finché il regime di deformazioni passa da discontinuo a continuo e si ha cementazione → rottura



ha rottura generale e
attesa per SABBIE DENSE
e per ARGILLE IN CONDIZIONI
NON DRENATE.

CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI MODELLI CHE PARTONO DA ROTTURA GENERALE

Si basano su:

- 2 teoremi della plasticità $\left\{ \begin{array}{l} \text{teorema statico (o del limite inferiore)} \\ \text{teorema cinematico (o del limite superiore)} \end{array} \right.$

Tramite questi due teoremi si calcolano i limiti inf. e sup. del carico che genera il collasso.

Il \dagger statico ci porta ad una valutazione del valore minimo del carico per il quale abbiamo collasso.

Se le due stime (con i 2 teoremi) coincidono \rightarrow ho la soluzione esatta.

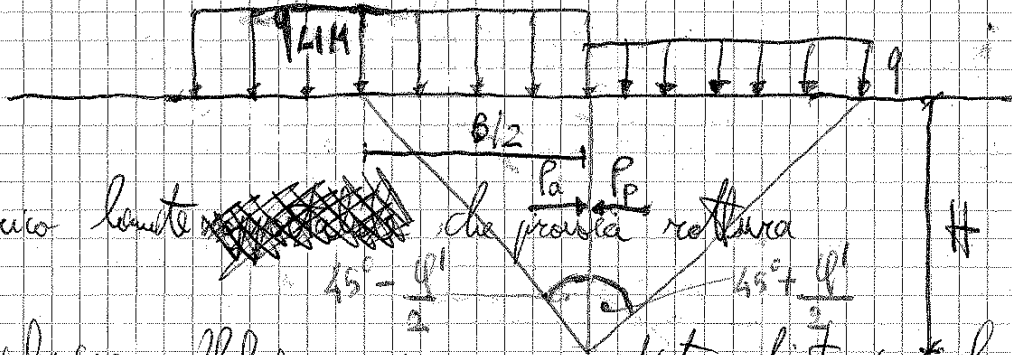
Se le due stime non coincidono, ^{non} ci conviene usare il risultato del \dagger cinematico, perché non è conservativo. Il risultato del \dagger statico potrebbe comunque, essere TROPPO cautelativo.

B

Applicazione del Teorema del limite superiore PAG. 261

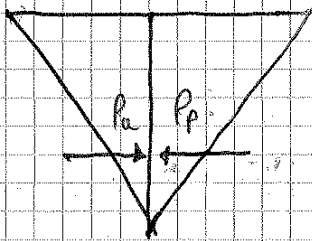
Fondaz. superficiale di lato B con ai lati un carico distribuito

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE



q_{lim} = carico limite che provoca rottura

Il lim. inferiore: dobbiamo cercare una dutta di terreno che in nessun punto violi il c.d. rottura e che sia in condiz. equilibrate.



Calcoliamo con le formule di Rankine i valori di P_a e P_p :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' K_a H^2 + q_{lim} K_a H - 2c' \sqrt{K_a} \cdot H$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' K_p H^2 + q' K_p \cdot H + 2c' \sqrt{K_p} \cdot H$$

Per il t. del lim. inferiore dobbiamo avere una soluz. equilibrata, quindi per l'eq. alla trasl. orizz. si ha $P_a = P_p$ l'incognita del problema è q_{lim}

(ricordiamo che: $K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ $K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$)

Alla fine si trova che:

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

N_γ, N_c, N_q sono coeff. di capacità portante.

FORMULA TERMOVA

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \exp(\gamma \tan \varphi') \quad \text{RAG. 265}$$

ⓑ per trovare tale valore di N_q l'analisi è stata effettuata considerando:



ipotesi: $\gamma = 0$
 $c = 0$

(A) e (B)

N_c e N_q sono soluzioni esatte (basate su problemi esatti, cioè con soluz. in forma chiusa), ma ricorda le ipotesi sopra dette.

Per N_y , invece, non c'è una soluzione esatta, ma una soluzione approssimata:

può variare di un fattore 2

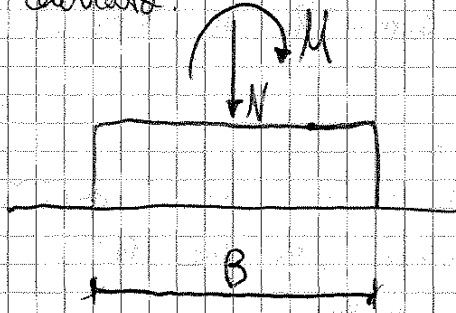
utilizzavano l'espressione di Brinch-Hansen:

$$N_y = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad \left(\begin{array}{l} \text{controllare} \\ \text{essere sbagliata} \end{array} \right)$$

Tramite il legame non elastico lineare, non potremmo avere il primo di sovrapp. degli effetti per sommare N_c , N_y , N_q , però si è visto che la formula tetraonica fornisce valore a fronte di reciproca → in una tale formula (cioè si usa il principio di sovrapposizione degli effetti).

Alcuni dei casi, con limitazioni di tipo geometrico, in cui la formula tetraonica scritta prima non va bene.

2. Carico non centrato:

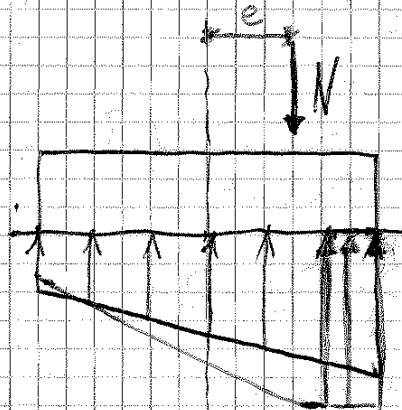


In virtù di M , nella formula della cap. portante si utilizza la base ridotta B_R :

$$B_R = B - 2e$$

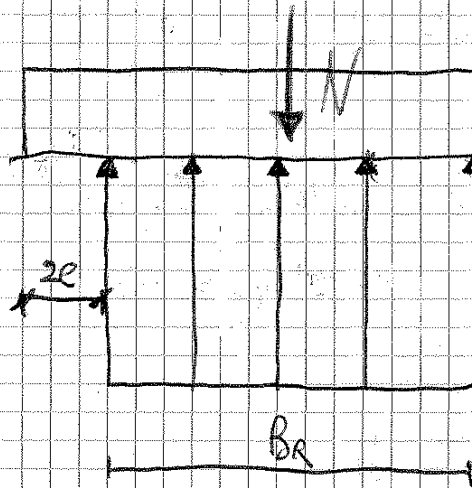
ridotta

eccentricità: $e = \frac{M}{N}$



TENSIONI BLU
 lontano dalla rottura ipotizziamo il terreno elastico e la distribuzione delle tensioni di contatto è data dalla formula della pressoflessione (distribuzione blu)

Nelle condizioni limite ~~comincia~~ comincia la plasticizzazione (verde) delle fibre di terreno ~~avanti~~ le tensioni maggiormente elevate. Non meno che il carico aumenta, si plasticizzano via via tutte le fibre della sezione in prossimità della condizione limite para

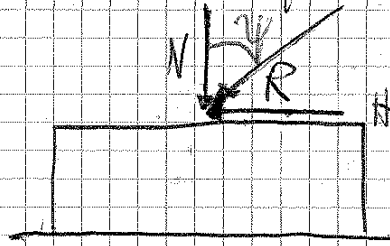


della distribuzione delle tensioni

la risultante deve essere centrata con N

VEDI IN FONDO AGLI APPUNTI IL CASO DI FONDAZIONE CIRCOLARE

b) Fattori di inclinazione (o di equitazione) del carico: i_c, i_p, i_q



i_q : la fondazione è quella di un muro contro terra \rightarrow c'è anche la quota del terreno a lato (H).

Si opera in 2 diversi modi:

- verifica a slittamento (cioè la forza orizzontale H deve essere $\leq N \cdot \tan \delta$)

δ : angolo di attrito tra la base della fondazione e il terreno (o materiale) sottostante.

$\delta = \varphi_{cv}$ nel caso di attrito terreno/terreno

$\delta > \varphi_{cv}$ " " ch/terreno

$\delta < \varphi_{cv}$ " " acciaio/terreno

$\eta \leq \delta$ / fattore di sicurezza

- la verifica a slittamento non è fatta per la fondazione degli edifici, per la quale si opera nell'altro modo, cioè con i fattori di inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot \cot \varphi} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

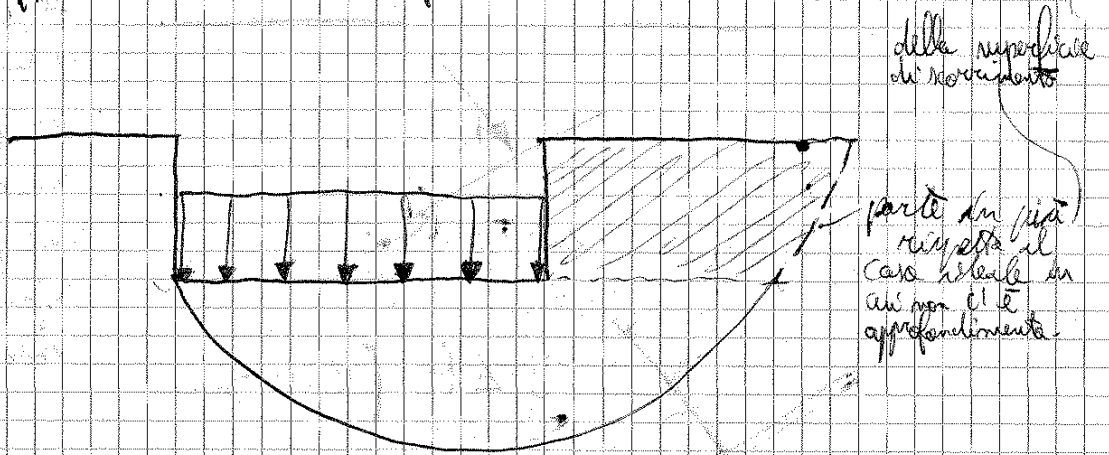
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

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

sono tutti fattori $\leq 1 \Rightarrow$ la capacità portante è minore rispetto all'ipotesi del carico puro (perché H può produrre momento per semplice rotazione)

ATTENZIONE!!!

1) il termine approfondimento della fondazione:



$d_q, d_c > 1$ (la capacità portante aumenta)

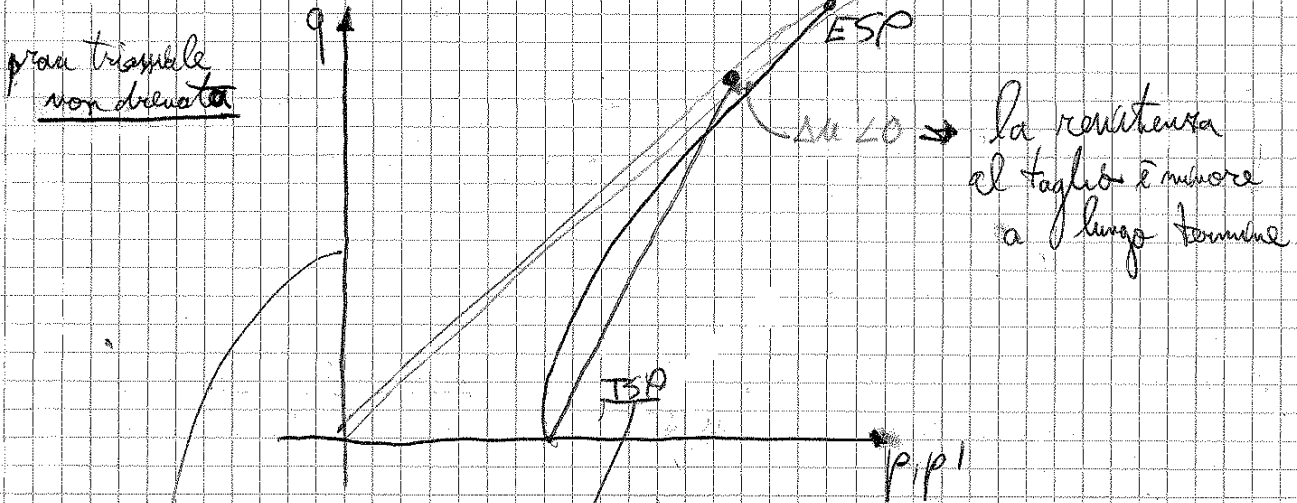
Tuttavia è consigliata considerare la parte verde (che si assume che nel tempo essa non venga scavata?)

Inoltre, la parte verde è TERRENO DI RIORTO \Rightarrow ha caratteristiche scadenti \Rightarrow è meglio non considerarlo (andiamo così, a favore di sicurezza).

\Rightarrow il coeff. β viene normalmente consigliato di trascurarlo.

Innesco: argilla con $\alpha < 1$

Compressione per carico:



La resistenza al taglio è minore a lungo termine

rappresenta le condizioni totali, cioè a lungo termine \Rightarrow a lungo termine la rottura avviene nel punto rozzo cioè q_1 minore del q del punto liscio.

L'argilla è consistente \Rightarrow avrà il fenomeno della dilatazione. La dilatazione però, è impedita dall'apprezzabilità di carico \Rightarrow il campione subisce dilatazioni, ma non si riscalda.

Vediamo quanto pesa il contributo dovuto al p.p. del terreno e quello dovuto al sovraccarico laterale del terreno.

$$\frac{N_q \cdot q^1}{q_{lim}} = \frac{1134}{2147} = 0,53$$

$\frac{\text{il contributo del terreno ai lati della fondazione}}{\text{RILEVANTE}}$

quindi deve essere previsto che, durante la vita utile della struttura, ci sia sempre questo sovraccarico, altrimenti la q_{lim} diminuisce!!

Non abbiamo calcolato tutto con $\varphi^1 = 36^\circ \Rightarrow N_y = 53, N_q = 37,8$
 però ci lo possiamo conoscere con un po' di incertezza ($36^\circ \pm 2^\circ$):

φ^1	N_y	N_q	dependenza che non è altamente non lineare di φ^1
34°	41,4	29,4	
36°	53,3	37,8	
38°	79	48,9	

$q_{lim}(\varphi^1)$	$\pm \%$
1622	-24%
2147	0
2871	+34%

Sabbia: $c' = 0$ $\varphi' \begin{cases} 36^\circ \\ 34^\circ \\ 32^\circ \end{cases}$ $\varphi' = 34^\circ (\pm 2^\circ)$

CALCOLARE N_{lim} in 2 casi:

1 abbiamo N_{agente} sulla fondazione = 100 kN/m e $q = 0$

2 abbiamo u $u = 100 \text{ kN/m}$ e $q = 245 \text{ kN/m/m}$

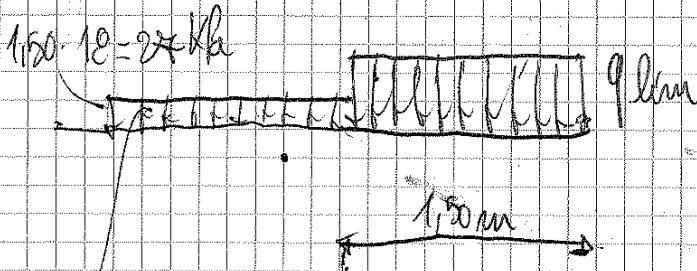
~~È SEMPRE COST!!!~~

Non si considera l'approfondimento della fondazione, però possiamo considerare il q a lato della fondazione ($1,50 \text{ m} - y=10$)

dato dal terreno (ovv. bisogna essere sicuri che, nel tempo, tale terreno permanga)



In termini schematici abbiamo:



questo terreno con potenza di $1,50 \text{ m}$ non lo consideriamo come approfondimento, ma come q .

$$e = \frac{245}{700} = 0,35 \text{ m}$$

$$B_R = B - 2e = 4,50 - 2 \cdot 0,35 = 0,80 \text{ m}$$

$$q_{\text{lim}} (\alpha' = 34^\circ) = \frac{1}{2} \cdot 0,80 \cdot 18 \cdot 11,067 \cdot 24 \cdot 29,44 = 296 + 794 = 1090 \text{ kPa}$$

CARICO CENTRATO: $N_{\text{lim}} = 2023 \text{ kN/m}$

CARICO ECCENTRICO: $N_{\text{lim}} = q_{\text{lim}} \cdot B_R = 1090 \cdot 0,80 = 872 \text{ kN/m}$

CARICO CENTRATO: $\frac{N_{\text{lim}}}{N_{\text{resistenza}}} = \frac{2023}{700} = 2,89$

CARICO ECCENTRICO: $\frac{N_{\text{lim}}}{N_{\text{resistenza}}} = \frac{872}{700} = 1,25$

Nel caso di carico centrato ho un margine di sicurezza molto più elevato che nel caso di carico eccentrico ($2,89 \gg 1,5$).

La B da utilizzare è la B ridotta:

$$e = \frac{H}{N} = 0,10 \text{ m} \Rightarrow B_R = 3 - 2 \cdot 0,1 = 2,8 \text{ m}$$

$$\sigma'_{10} = q + \left(\frac{2}{3} B_R\right) \cdot \gamma' = (20 + 1,04 \cdot 10) = 30,40 \text{ kPa}$$

$$S_{u1} = 0,22 \cdot 30,40 \cdot 3^{0,8} \approx 20 \text{ kPa}$$

La CAPACITÀ PORTANTE A BREVE TERMINE vale:

$$q_{lim} = N_c^0 \cdot S_u \cdot S_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

indica che la verifica è in condizioni non drenate

$$N_c^0 = (\pi + 2) = 5,14$$

fattore di forma (la fondazione non è più centriforme, ma rettangolare)

$$S_c^0 = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} = 1,11$$

$$H/N = \frac{60}{600} = 0,10 \text{ m}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{4 + B/L}$$

$$B_R = B - 2e = 3 - 2 \cdot 0,10 = 2,80 \text{ m}$$

$$m = \frac{2 + \frac{2,80}{5}}{4 + \frac{2,80}{5}} = 1,64$$

inclinazione del carico

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot S_u \cdot N_c^0} = 0,96$$

$$q_{lim} = 5,14 \cdot 20 \cdot 1,11 \cdot 0,96 + 20 = 109,80 + 20 = 129,80 \text{ kPa}$$

A BREVE TERMINE: $N_{lim} = 129,80 \cdot 2,80 \cdot 5 = 1814 \text{ kN}$

$$\frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{1814}{600} = 3,03$$

$$c' = 5 \text{ kPa}, \phi' = 24^\circ$$

(condizioni drenate)

La CAPACITÀ PORTANTE A LUNGO TERMINE vale:

$$B_R = 2,80 \text{ m}$$

In questo caso, la verifica a breve termine risulta più gravosa di quella a lungo termine, (e ciò è tipico per le argille che non sono coesive, cioè con OCR < 1)

perché N_{lim} a breve termine è inferiore a N_{lim} a lungo termine

OPINIONE LIPRO
PRIMA OSS.

La verifica a momento orizzontale è:
di solito serve solo quando consideriamo un muro di sostegno, però vediamo cosa succede qui:

$$N \cdot \tan \varphi' > H$$

$$\tan 24^\circ = 0,45$$

$$N \cdot \tan \varphi' = 600 \cdot 0,45 = 270 \text{ KN}$$

$$H = 35 \text{ KN} \rightarrow \text{VERIFICA OK}$$

Per la vecchia normativa, ed è quello che ^{ancora} normalmente si fa, per lo ~~meno~~ come ^{per} dimensionamento, si deve verificare che:

$$\frac{N \cdot \tan \varphi'}{H} \geq 1,3$$

(per la nuova normativa, invece, dovremmo fare tutta la combinazione di carichi)

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 10 \cdot 4106 \cdot 1,25 + 10 \cdot 29,44 \cdot 1,25 = 739 + 368 = 1107 \text{ kPa}$$

$$M_{tot} = q_{lim} \cdot B_R \cdot L_R = 1107 \cdot 1,6 \cdot 2,3 = 4074 \text{ kN}$$

2° CASO

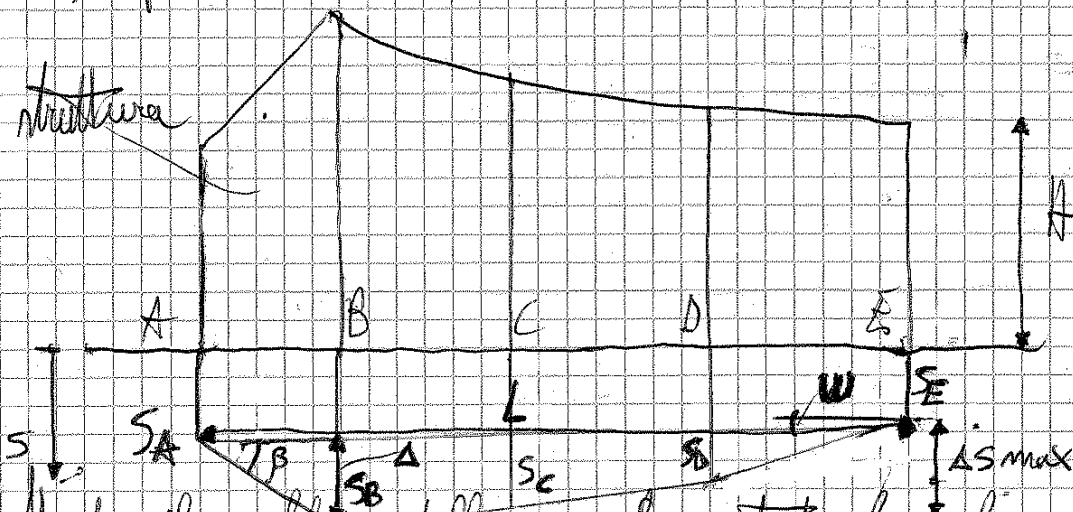
$$e_y = \frac{660}{1100} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow L_R = L - 2 \cdot e_y = 3 - 2 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

FONDAZIONI

24-10-2012

CALCOLO DEI CEDIMENTI PAG. 245

1) definizione del valore limite dei cedimenti



Mentre il problema della capacità portante fa riferimento ad un evento catastrofico da cui ci vogliamo tenere lontani (→ coeff. di sicurezza alti), in questo caso non vogliamo impedire i cedimenti (è impossibile!), ma limitarli entro valori accettabili.

Il valore limite accettabile dei cedimenti dipende dalle diverse tipologie di strutture (abitazioni, ospedali, ...)

ne, con la bonella col paziente ferocissimo uno scavo nella struttura dovuta ai cedimenti è un pericolo!!!

Nell'ambito del cap. 9 del libro c'è una tabella indicativa che riporta i S_{lim}

S_{lim} in figura cedimenti

- W : rotazione rigida
- β : rotazione relativa
- ΔS : cedimento differenziale
- Δ : inflessione
- $\frac{\Delta}{L}$: rapporto di inflessione
- α : distorsione angolare

$$\left. \begin{aligned} S_{max} &= 30'000 \beta_{max} (\text{piante}) \\ S_{max} &= 35'000 \beta_{max} (\text{platee}) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{nel caso di strutture} \\ \text{fondate su ARGILLE} \end{array}$$

Si come non siamo in grado di calcolare il cedimento differenziale, possiamo prendere come S_{max} quello delle formule di cui sopra.
in condizioni di massima

Si hanno i seguenti limiti:

S_{max} per SABBIA

piante: 40 mm

platee: 40-65 mm

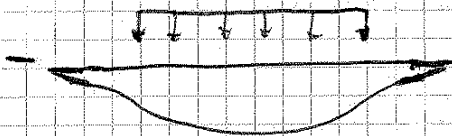
S_{max} per fondazioni su ARGILLE

piante: 40 mm

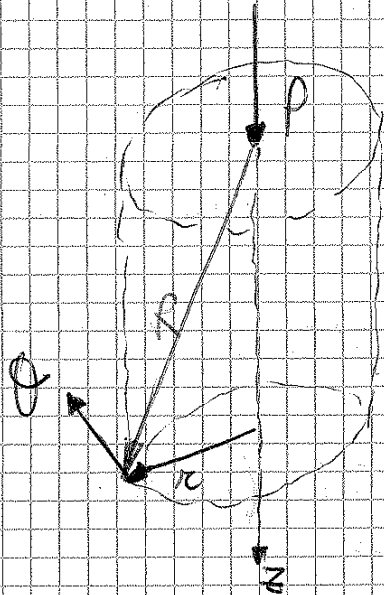
platee: 65-100 mm

Il motivo per cui, a parità di strutture, le argille hanno S_{max} maggiore perché:
 tollerabile rispetto a quello delle sabbie sono

- su sabbia i cedimenti sono immediati \Rightarrow pericolosità dei rapidi cedimenti immediati (pericolosi!)
- su argilla i cedimenti sono lenti nel tempo \Rightarrow man mano che una redistribuzione degli sforzi nei pilastri



argilla: per cedimento è anche altrettanto fuori dall'area di impronta del piano \Rightarrow il cedimento si riduce nei punti cedevoli \Rightarrow redistribuzione più omogenea dei cedimenti.



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^2 \cdot \pi}{R^5}$$

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

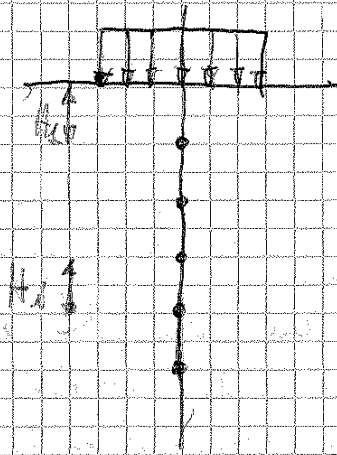
$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3} \right]$$

2 OSSERVAZIONI:

• Mentre σ_r e σ_θ dipendono dalle caratteristiche elastiche del mezzo (comparsa ν), σ_z non dipende dalle proprietà elastiche, quindi per qualsiasi tipo di terreno avremo la stessa formula per calcolare $\Delta\sigma_z$.

• Se il mezzo è elastico e abbiamo 2 forze \Rightarrow possiamo applicare la sovrapposizione degli effetti (principio di sovrapposizione elastica).
 Si trovano qui tabellate le soluzioni calcolate tramite il princ. di sovrapposizione degli effetti.

- NEWMARK: aree di carico rettangolari
- LAUBE E WHITMAN: aree di carico circolari
- : aree non rettangolari



PROCEDIMENTO pensato da Terzaghi
 calcolo $\Delta\sigma_z$ in corrispondenza
 di ogni pallino libero → da cui ricavare
 le deformazioni e da esse gli spostamenti

da cui ricaviamo
 Facciamo una prova edometrica, ~~il~~ il parametro
 di compressibilità e con cui possiamo passare da $\Delta\sigma_z$
 alle deformazioni:

no. di strati n

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n \epsilon_{z_i} H_i$$

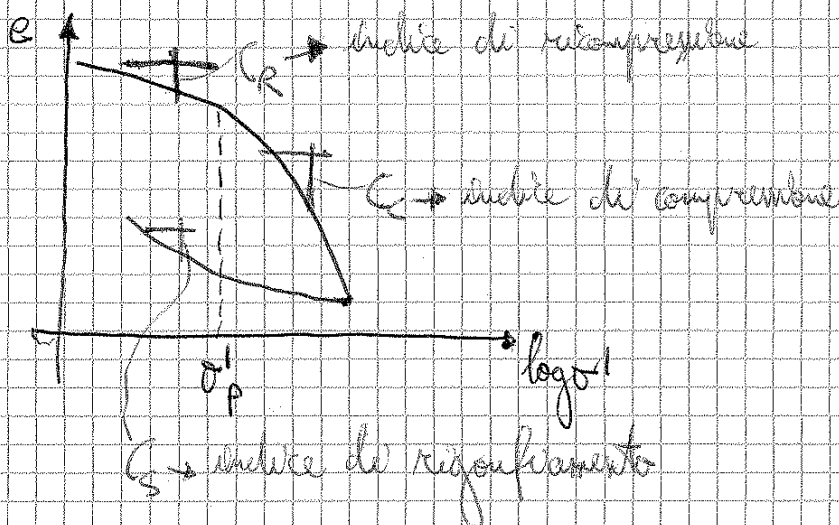
↓
 cedimento

↑
 def. verticali

$$\epsilon_{zw} = \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{1}{1+e} \left[C_R \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right] \quad (1)$$

C_c : indice dei vuoti

PROVA EDOMETRICA (ricordare!)



La (1) vale se $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p$

Se, invece, $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p \Rightarrow \epsilon_{zw} = \frac{-1}{1+e} \left[C_R \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right]$

FONDAZIONI

31-10-2012

CENNI A FONDAZIONI SUPERFICIALI

- FONDAZIONI SU ARGILLE (terreni coesivi)

metodo edometrico (Terzaghi) → in base al fatto che il cedimento sotto le fondazioni ha sostanzialmente carattere edometrico

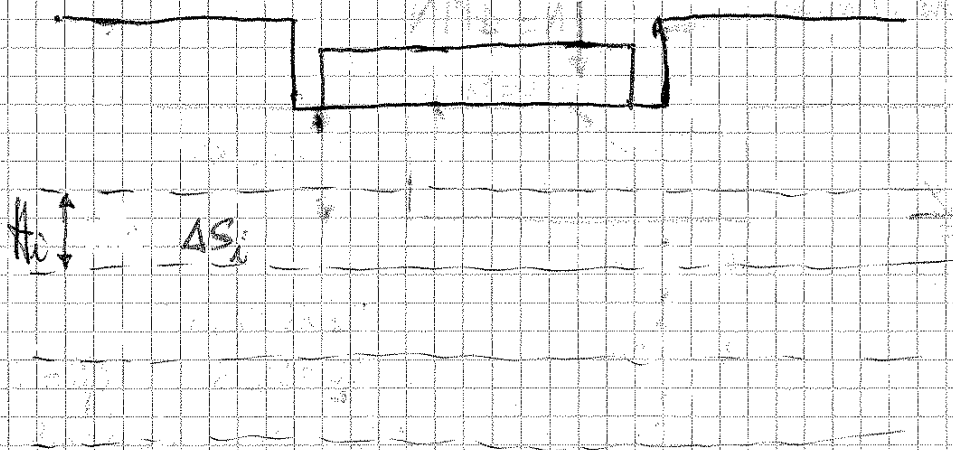
- FONDAZIONI SU SABBIE (terreni a grana grossa)

metodo di Schmertmann

metodo di Burland & Burbidge

metodi basati su semispazio elastico (Beveridge e Lancellotti)

FONDAZIONI SU ARGILLE PAG. 274



Si suddivide il terreno in una serie di strati e per ognuno di esse si calcola il accorciamento (cedimento).
 Si divide in strati finché la deformazione di uno strato diventa trascurabile rispetto a quella della strato che ci è sopra.

$$S = \sum \Delta S_i$$

$$\Delta S_i = \sum_{z_i} H_i$$

vale in terreno OC e $\sigma'_1 + \Delta \sigma'_1 > \sigma'_p$

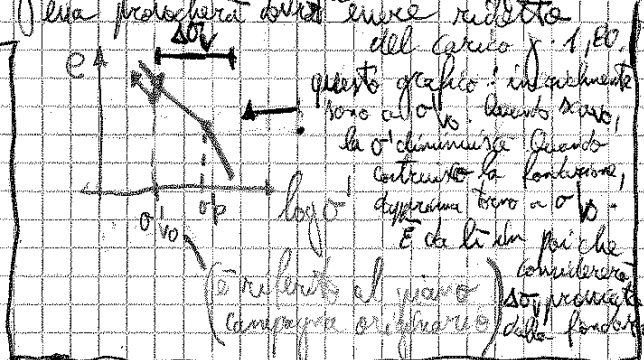
ci ricollegiamo alla prova edometrica, quindi:

$$E_{z_i} = - \frac{\Delta e}{\Delta e} = \frac{1}{1+e} \left[C_c \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_1 + \Delta \sigma'_1}{\sigma'_p} \right] \quad (a)$$

$$\Delta q = 49,58 - (\gamma \cdot 1,80) = 49,58 - 19 - 1,80 = 45,38 \text{ kPa}$$

i primi kPa non comportano un vero e proprio cedimento, ma fanno parte del ritarocco

quando scavo ho una diminuzione di carico pari a $\gamma \cdot 1,80$. Quando faccio la fondazione, il Δq che mi presterà una minore richiesta del carico $\gamma \cdot 1,80$.



$$\Delta \sigma_v = \left(1 - \frac{1}{\left[\frac{a^2}{z^2} + 1 \right]^{3/2}} \right) \Delta q$$

profondità dal p.c.

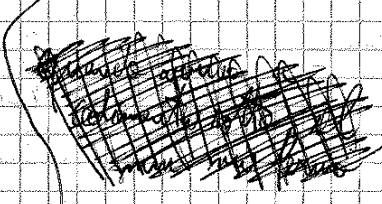
rispetto al p.c. originario - profondità dal piano di imposta della fondazione

punto	z (m)	σ_w (kPa)	z' (m)	$\Delta \sigma_v$	σ_p (kPa)	ϵ_z	ΔS (m)
A	2,80	43,20	1	44,32	$1,5 \cdot 43,20 = 64,80$	0,035	0,07
B	4,80	64,20	3	19,24	91,80	0,005	0,01
C	6,80	49,20	5	9,06	118,80	$2 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$
D	9,30	100,20	7,50	4,44	110,22	$4 \cdot 10^{-4}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$

Cedimento

$$S = \sum \Delta S_i = 4 + 4 + 0,4 + 0,21 = 8,61 \text{ cm}$$

MI FERMO QUANDO ARRIVO A DEFORMAZIONI DELL' ORDINE DI 10^{-4} .



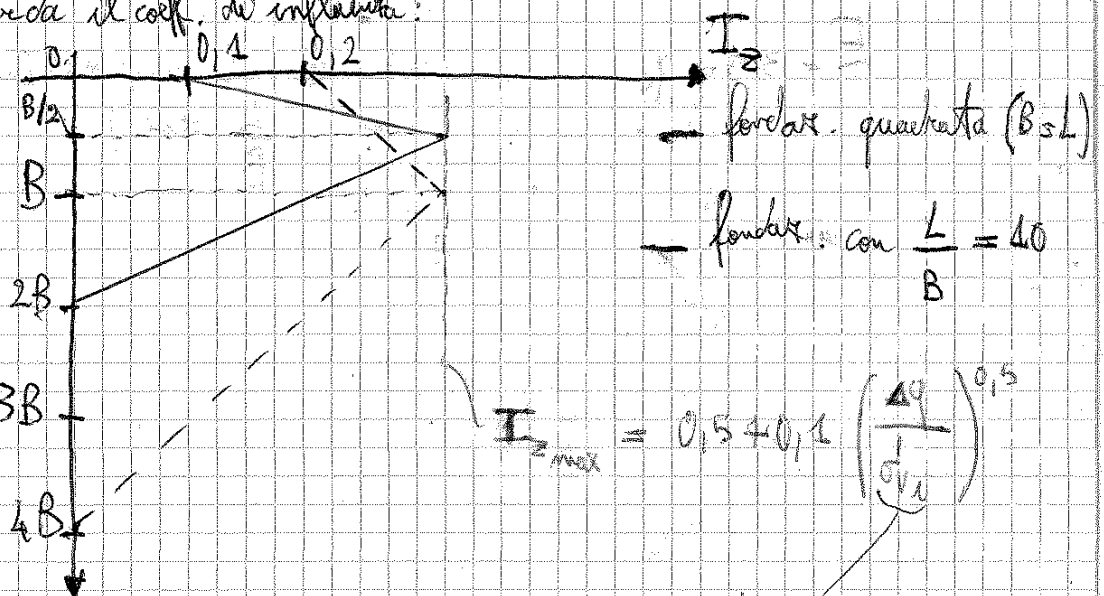
Il metodo di Schmertmann presuppone l'utilizzo della CPT, Shortman e l'uso del coefficiente di influenza C_1 e la sua formula per il calcolo di cedimenti è:

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_i \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \cdot \Delta z_i$$

C_1 → coeff. di influenza
 E → modulo di Young
 Δz_i → strato i -esimo



Per quanto riguarda il coeff. di influenza:



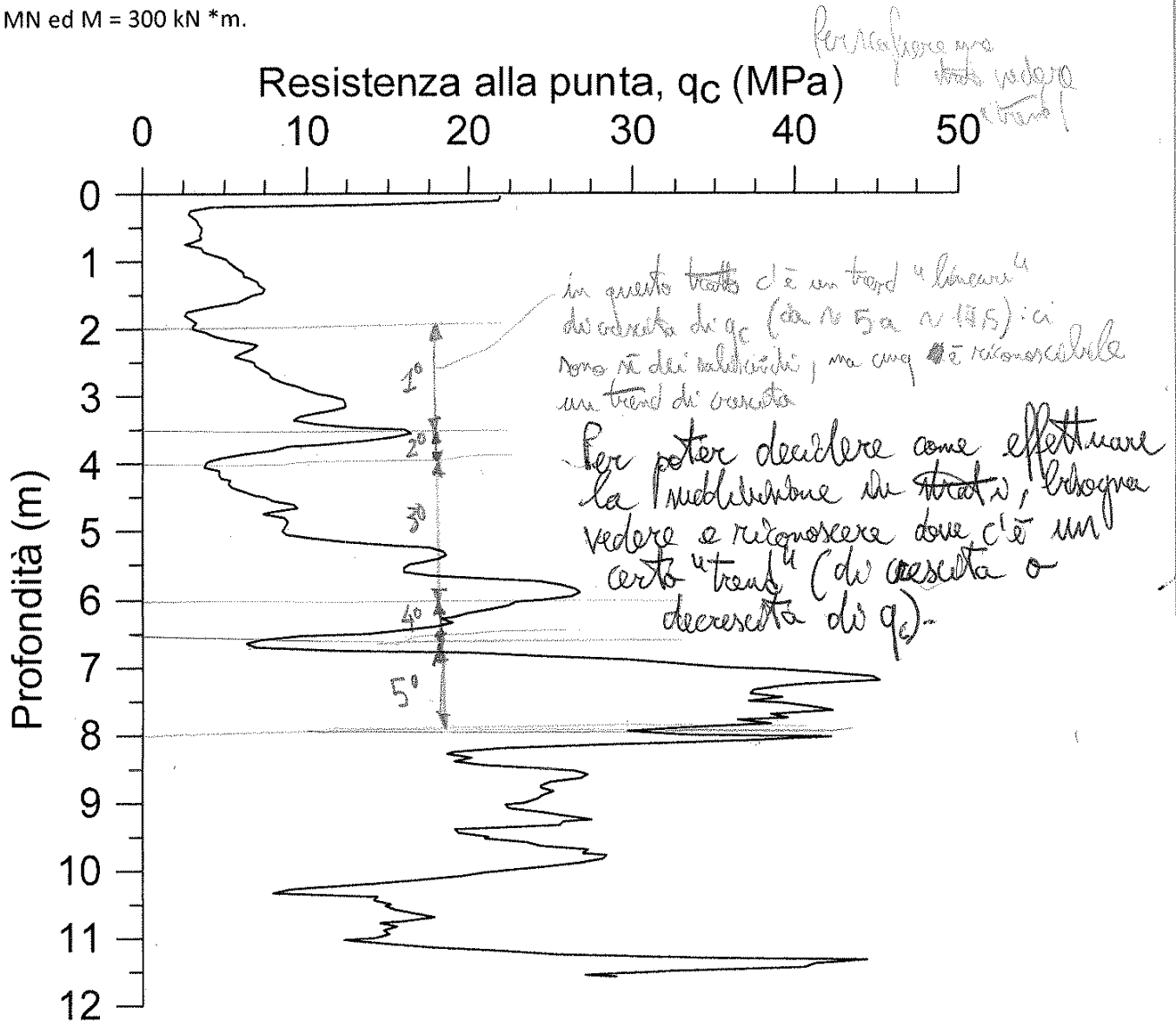
$$I_{z_{max}} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{v1}} \right)^{0,5}$$

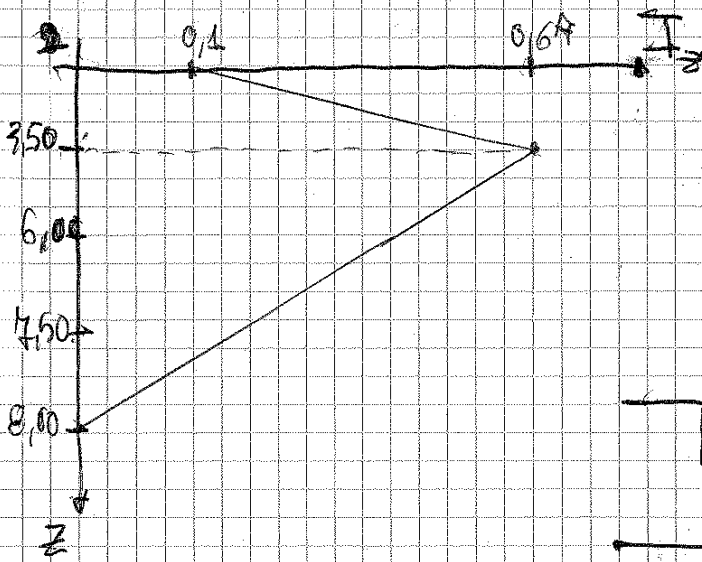
σ'_{v1} = tensione che si ha a $z = \frac{B}{2}$ per $\frac{L}{B} = 1$
 $\sigma'_{v1} = q$
 $z = B$ per $\frac{L}{B} = 10$

Fondazioni MA-ZZ a.a 2012/13

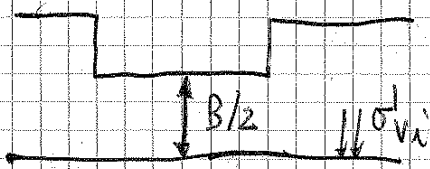
ESERCIZIO CALCOLO CEDIMENTI CON METODO DI SCHMERTMANN

Si presentano i valori di resistenza alla punta q_c misurati in una prova CPT condotta in un deposito sabbioso. Utilizzando il metodo di Schmertmann, calcolare il cedimento atteso a 30 anni per un plinto avente pianta quadrata e lato $B = 3$ m, con piano d'imposta 2 m sotto il piano campagna. Il peso di volume del terreno è $\gamma = 19 \text{ kN m}^{-3}$, non è presente falda. I carichi di progetto sono $N = 2.00 \text{ MN}$ ed $M = 300 \text{ kN *m}$.





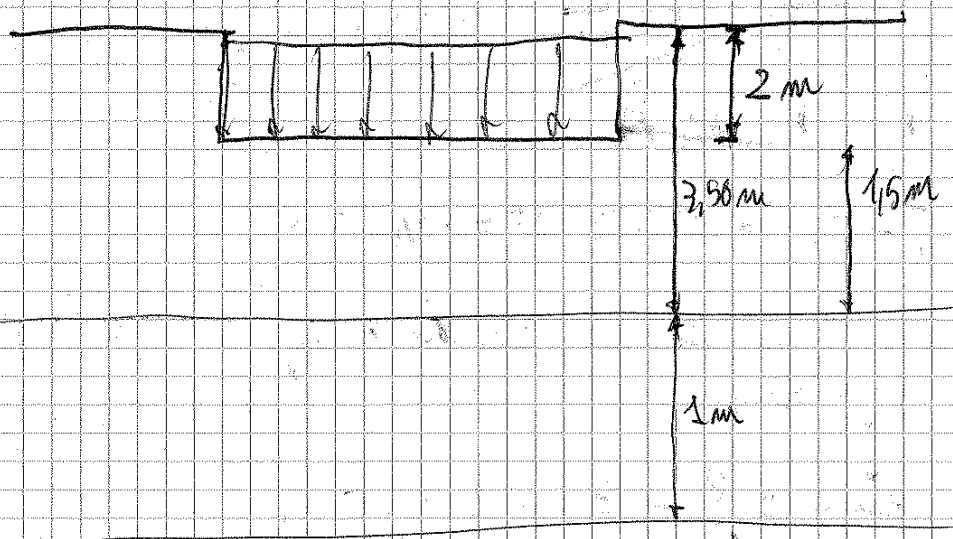
I_z max è a 2m +
metà lato della
fondazione = 3,5m
 $B/2$



$$\sigma_{vi} = 3,50 \text{ m} \cdot 19 = 66,50 \text{ kPa}$$

$$I_z \text{ med} = 0,5 + 0,4 \cdot \left(\frac{184,22}{66,50} \right)^{0,5} = 0,67$$

q_c ha un andamento abbastanza oscillante (vedi fotocopia)
Come 1° strato possiamo prendere quello fino a 3,50m



valore medio
dei valori nella
fotocopia (compresi)
tra $z=2\text{m}$ e $z=3,90\text{m}$
 $q_c = 8 \text{ kPa}$
 $I_z = 0,38$
valore medio tra
2 e 3,90 m (vedi
grafico in alto)
 $\frac{0,5 + 0,4 \cdot 0,38}{2}$

Calcoliamo l'acceleramento di ciascun strato: ~~acceleramento di ciascun strato~~

strato

$$\frac{\Delta q \cdot I_z}{E} \Delta z; \quad (\text{mm})$$

- 1 $(184,22 \cdot 0,30 / 20000) \cdot 150 = 5$
- 2 $(184,22 \cdot 0,63 / 25000) \cdot 0,50 \cdot 10^3 = 2,3$
- 3 $(184,22 \cdot 0,45 / 36250) \cdot 2 \cdot 10^3 = 4,6$
- 4 $(184,22 \cdot 0,26 / 35000) \cdot 0,5 \cdot 10^3 = 0,7$
- 5 $(184,22 \cdot 0,11 / 75000) \cdot 4,5 \cdot 10^3 = 0,4$

$$C_1 = 1 - 0,50 \cdot \frac{\sigma_{V0}}{\Delta q} = 0,90$$

cedimento immediato:

$$S = 0,90 \cdot [5 + 2,3 + 4,6 + 0,7 + 0,4] = 11,3 \text{ mm}$$

cedimento a 30 anni:

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,14}\right) = 1,49$$

a $t = 30$ anni

~~il cedimento a 30 anni viene:~~ il cedimento a 30 anni viene: $S = 1,49 \cdot 11,3 = 16,8 \text{ mm}$

FONDAZIONI

05-11-2012

CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

• METODO DI BURLAND & BURBIDGE PAG. 282

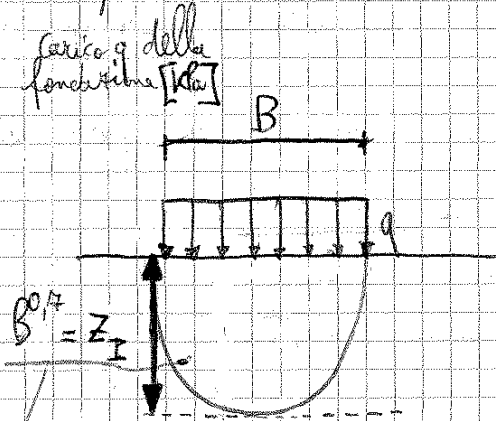
si basa sul risultato di prove SPT

La formula generale di cui il metodo parte è:

$$S = q \cdot I_c \cdot B^{0.7}$$

S → cedimento S [mm]
 q → carico q della fondazione [kPa]
 I_c → indice di compressibilità
 $B^{0.7}$ → lato maggiore della fondazione [m]

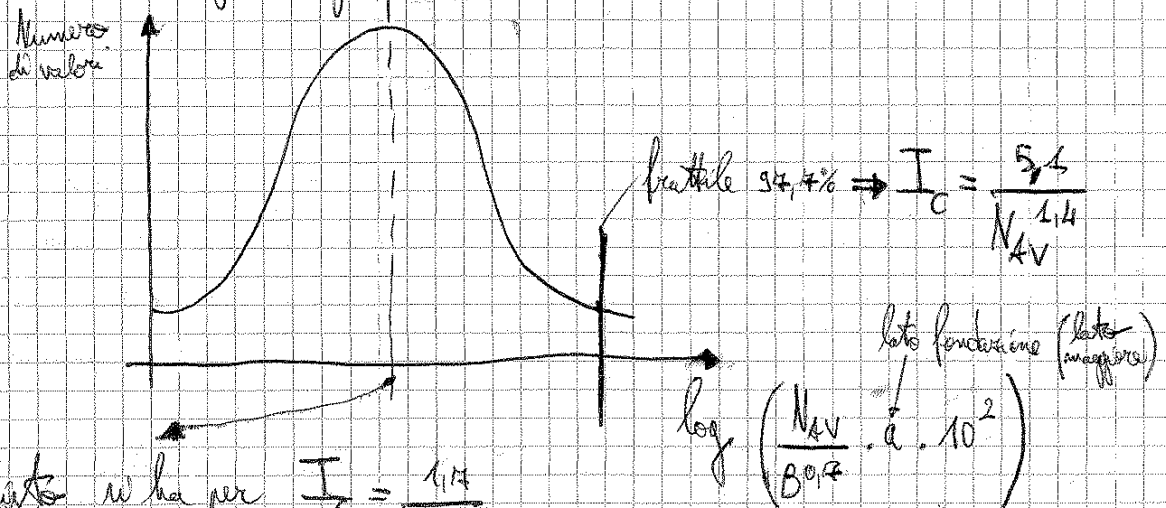
$q \cdot I_c$: analogo di una deformazione



la profondità che interessa

il lato z_I varia entro cui avviene il 45% della deformazione (cioè l'area che effettivamente si sta deformando)

nel libro c'è il seguente grafico:

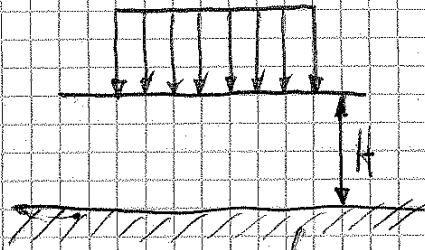


\bar{S} presentato si ha per $I_c = \frac{1.14}{N_{AV}^{0.14}}$

AVERAGE = MEDIA

N_{medio} = valore medio di N_{SPT} nella fascia z_I

f_H :



non necessariamente:
Roccia (ma potrebbe anche essere un terreno decisamente + rigido di quello che c'è sopra)

Se deformazioni sono limitate allo spessore H (anziché a tutto lo spessore Z_I)

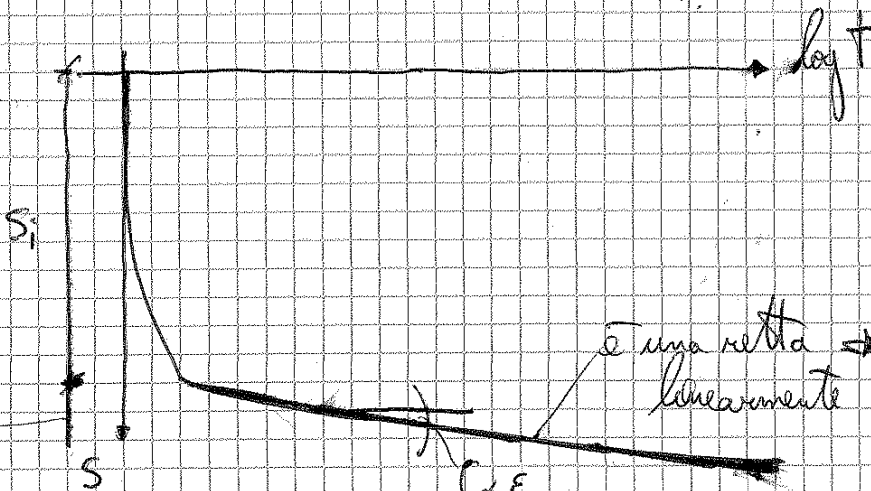
$$f_H = \frac{H}{Z_I} \left(2 - \frac{H}{Z_I} \right) \leq 1 \rightarrow \text{(la curva solo se } H \leq Z_I)$$

H lo cerchiamo se abbiamo i risultati di un certa profondità
Se abbiamo valori di N_{SPT} fatti ad una certa profondità molto più elevata da quella profondità in cui \rightarrow capiamo che c'è presenza di zona + rigida \rightarrow usiamo f_H

non bisogna OPPURE;

caso se N_{SPT} va a riflettere più volte sotto quella profondità

f_T :



quasi tutti i fenomeni viscosi

è una retta $\rightarrow s_3$ cresce linearmente col $\log t$

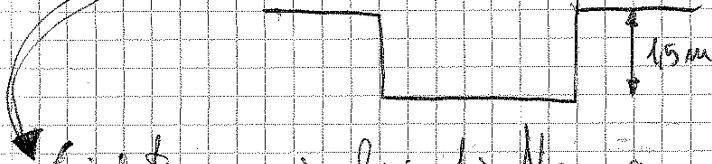
$$f_T = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \quad \text{t: tempo in anni}$$

pendenza della retta
 \rightarrow quota di cedimento viscoso a 3 anni

Sviluppiamento

$$z_I = B^{0,14} = 4^{0,14} = 2,164 \text{ m}$$

(Zona entro cui avviene il grosso delle perforazioni e zona in cui calcoliamo il valore medio N_{AV})



Calcoleremo i valori di N_{SPT} a 2-3-4 m dal piede ~~compagno~~

$$N_{AV} = \frac{20 + 20 + 25}{3} = 21,64$$

$$I_c = \frac{1,171}{21,64^{1,4}} = 0,023$$

$$q = \frac{N}{B^2} = \frac{4000}{16} = 250 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = 1,5 \cdot 18,5 = 27,75 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow S_{\text{immediato}} = \left(250 - \frac{2}{3} \cdot 27,75\right) \cdot 0,023 \cdot 2,164 = 14 \text{ mm}$$

$f_3 = 1$ (punto quadratico)

$f_H = 4$ (non c'è evidenza di strato rigido prima della profondità z_I)

$f_T = 1$ (perché stiamo calcolando il cedimento immediato)

A 30 anni:

$$f_T = 1 + 0,3 + 0,2 \cdot \log \frac{30}{3} = 1,5$$

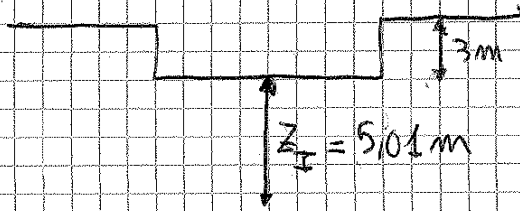
$$\rightarrow S = 1,5 \cdot 14 = 21 \text{ mm}$$

Solgements fatti da me (obbligato leggere però tutti i commenti)

~~Il valore di N_{SPT} è il valore medio dei valori di N_{SPT} misurati a diverse profondità~~

possiamo considerare il trend globale delle N_{SPT}. dai valori di N_{SPT} emerge che c'è un petersamento nel terreno sottostante, ma non così "drastica" da poter considerare tutti i valori, oppure di N_{SPT}

$$Z_I = 8^{0,17} = 40^{0,17} = 5,01 \text{ m}$$



Ci interessano i valori di N_{SPT} a 3-4-5-6-7-8 m di profondità dal p.c

$$N_{AV \text{ BRL}} = \frac{34 + 0 + 33 + 37 + 37 + 38}{5} = 35,8$$

$$N_{AV \text{ BHL2}} = \frac{34 + 34 + 35 + 38 + 39 + 40}{6} = 37$$

$$N_{AV \text{ BHL3}} = \frac{37 + 31 + 40 + 38 + 43 + 43}{6} = 38,17$$

$$I_{CBHL} = \frac{1,17}{35,8^{1,17}} = 0,011$$

$$I_{CBHL2} = \frac{1,17}{37^{1,17}} = 0,011$$

$$I_{CBHL3} = \frac{1,17}{38,17^{1,17}} = 0,010$$

$$q = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{35 \cdot 100}{10 \cdot 20} = 175 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = 3 \cdot 17 = 51 \text{ kPa}$$

Se abbiamo che N_{SPT} va a riflett (→ strato ricevuto o trovato), resto metodo "va in oculi" (metodi più accurati: per metodo agli elementi finiti) →

soluzione fatta dal prof.

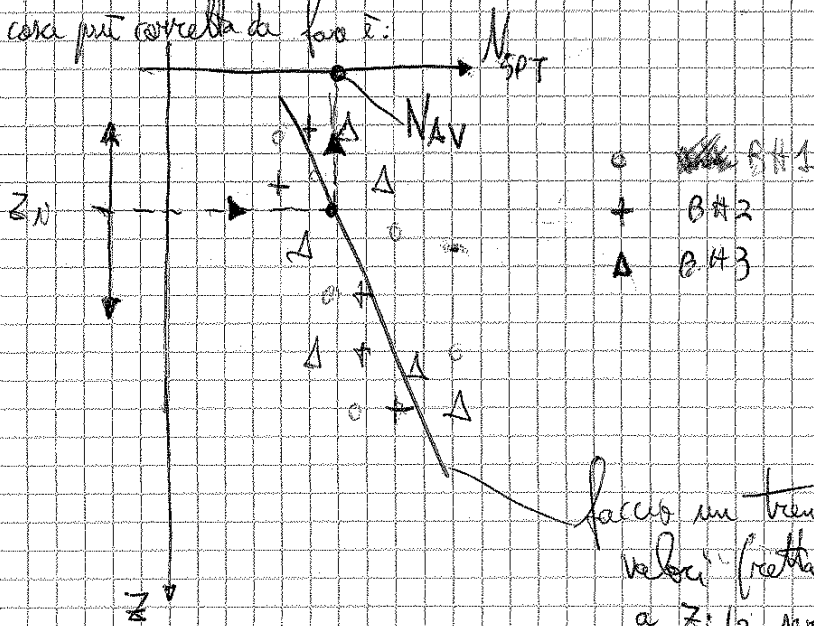
$$\sum z_I = B^{0,17} = 10^{0,17} = 5,01 \text{ m}$$

vedi quello scritto pag. seguente in alto

Dobbiamo calcolare N_{AV} in spessore $\sum z_I$: una tipologia di fondazione

- la piastra è tridimensionale per limitare i calcoli differenziali → giriamo un elemento medio di tutta la piastra e una rotazione della stessa. Però, la relazione di Bowland & Buchholz non ci dà nessuna informazione della ~~rotazione~~ rotazione, ma solo del cedimento medio.

La cosa più corretta da fare è:



faccio un trend di tutti i valori (retta nera) e l' N corrispondente a $z/2$ sarà il nostro N_{AV} .

Guardando tutti i 3BH (BH1, BH2 e BH3) notiamo un generale una crescita di N_{SPT} , mentre se guardo solo BH1 noteremo che N_{SPT} cala → consideravamo $B/2$ e non $\sum z_I$ (nel calcolo di N_{AV}).

nell'esercizio
ci facciamo una media di tutti i valori di N_{SPT} compresi nella fascia $\sum z_I$.

Siamo in un caso di **ENGINEERING JUDGMENT**. Il ingegnere usa il suo senso fisico per dare una corretta interpretazione del problema.

Esercizio 3 X CASA

$B = 4 \text{ m}$
 $L = 5 \text{ m}$

$N = 3200 \text{ kN}$
 $M_{ky} = 80 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $H_{q1} = 40 \text{ kN}$

quota imposta: -2 m
 falda: -2 m
 pendenza liscia: 17 kN/m^3

$Z \text{ (m)}$	N_{spT}
2,00	24
3,00	24
4,00	refratto
5,00	refratto



9 Simmetrica e ≤ 30 anni

solgimento

N_{spT} calano con la profondità $\Rightarrow z_I = 2 \cdot B = 2 \cdot 4 = 8 \text{ m}$

$N_{AV} = \frac{24+24}{2} = 24 \Rightarrow$ poiché ogni $N_{spT} > 15$ e c'è pendenza liscia sotto falda, allora $N_{AV} \text{ corretto} = 15 + \frac{24-15}{2} = 20,25$

$I_c = \frac{17}{N_{AV} \text{ (min)}} = 0,025$

$q = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{3200}{4 \cdot 5} = 160 \text{ kPa}$

$\sigma_{v0} = \gamma \cdot z = 17 \cdot 2 = 34 \text{ kPa}$

$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{5}{4}}{0,025 + \frac{5}{4}} \right)^2 = 1,09$

risultato al punto di imposta $\Rightarrow H = 2 \text{ m}$

$f_H = \frac{H}{z_I} \left(2 - \frac{H}{z_I} \right) = \frac{2}{8} \left(2 - \frac{2}{8} \right) = 0,4375$

$f_T = 1 + 0,34 + 0,2 \cdot \log \frac{30}{3} = 1,5$

$S_{\text{c}} = 1,09 \cdot 0,4375 \cdot 1 \cdot \left[\left(160 - 34 \cdot \frac{2}{3} \right) \cdot 0,025 \right] = 4,32 \text{ mm}$

$S_{30 \text{ anni}} = 4,32 \cdot 1,5 = 6,48 \text{ mm}$

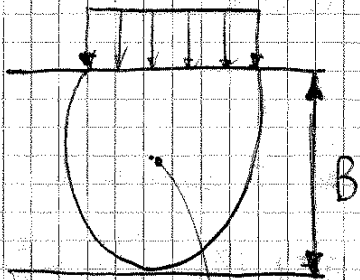
BERARDI e LANCELOTTA fanno queste considerazioni:
 30/12/2012 ANCHE NELLA LEZ. 12-M-2012

1. si usa D_R (deformata relativa) per ottenere k_E (numero del modulo) che rappresenta la rigidezza quando la tensione

$$\sigma'_{v0} = p_a = 100 \text{ kPa}$$

↑
tensione

↓
pressione atmosferica



qui σ'_{v0} non è $= 100 \text{ kPa}$, ma è maggiore, quindi si utilizza la relazione:

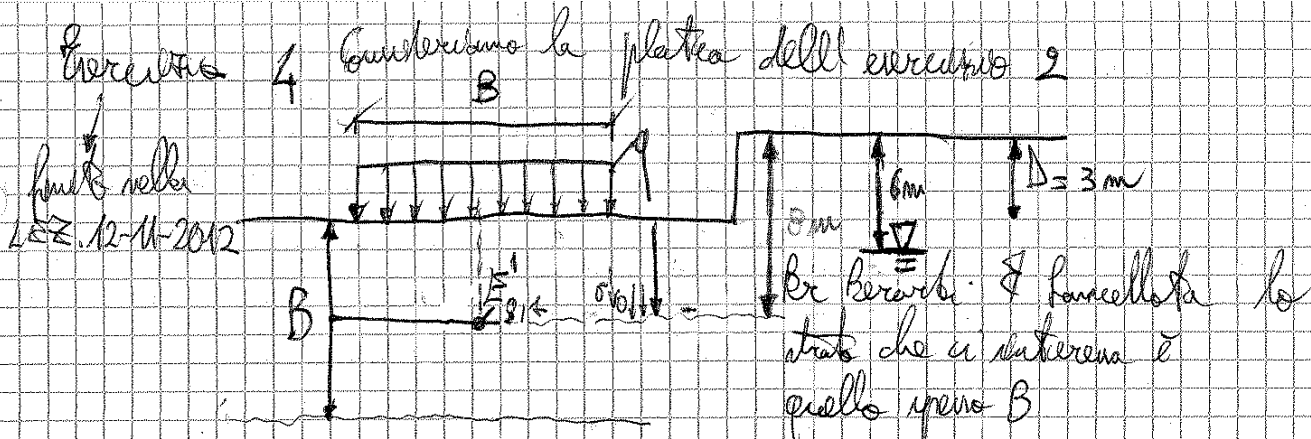
$$E'_{0.1} = k_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v/2}}{100} \right)^{2,5}$$

è $E'_{0.1}$ perché è il modulo relativo ad un cedimento adimensionale pari a $S/B \approx 0.1\%$.
 Dalla formula di $E'_{0.1}$ si evince che il terreno sarà tanto + rigido quanto + viene caricato.

dato dalla presenza della fondazione: non precludere tutto $\Delta\sigma'$, ma la sua metà

frase a questa formula si tiene conto dell'influenza dello stato tensionale.

Dunque \Rightarrow più è alta la tensione, più il terreno è rigido (E' aumenta). Invece più è alta la deformazione, più E' diminuisce (vedi pag. precedente l'aumento di G all'aumentare di γ)



Non ci interessa tutto il q, ma il sq.

$$\Delta q = q - \sigma'_{v0} = 175 - 51 = 124 \text{ kPa}$$

debiamo calcolare D_R per ottenere K_E

$$\frac{B}{2} = 5 \text{ m} \Rightarrow \frac{B}{2} + D = 5 + 3 = 8 \text{ m}$$

Per calcolare D_R possiamo usare la relazione di Skempton:

$$D_R = \sqrt{\frac{C_u \cdot (N_{SPT})}{60}}$$

N_{SPT} medio dei 3 sondaggi alla profondità di 0 m

$$C_u = \frac{3}{2 + \frac{17 \cdot 6 + 4 \cdot 2}{100}} = \frac{3}{2 + \frac{118}{100}} = 0,95$$

minimo dei valori granulometrici

è quella a profondità $\frac{B}{2} = 5 \text{ m}$ dal primo di imposta della fondazione

$$D_R = \sqrt{\frac{0,95 \cdot 40,33}{60}} = 80\%$$

Entrando nel grafico della fotocopia $\Rightarrow K_E \approx 20$

Per calcolare $K_{0,1}$ dobbiamo calcolare $\sigma'_{v0} + \frac{10}{2}$

Prendiamo il libro di Meunier

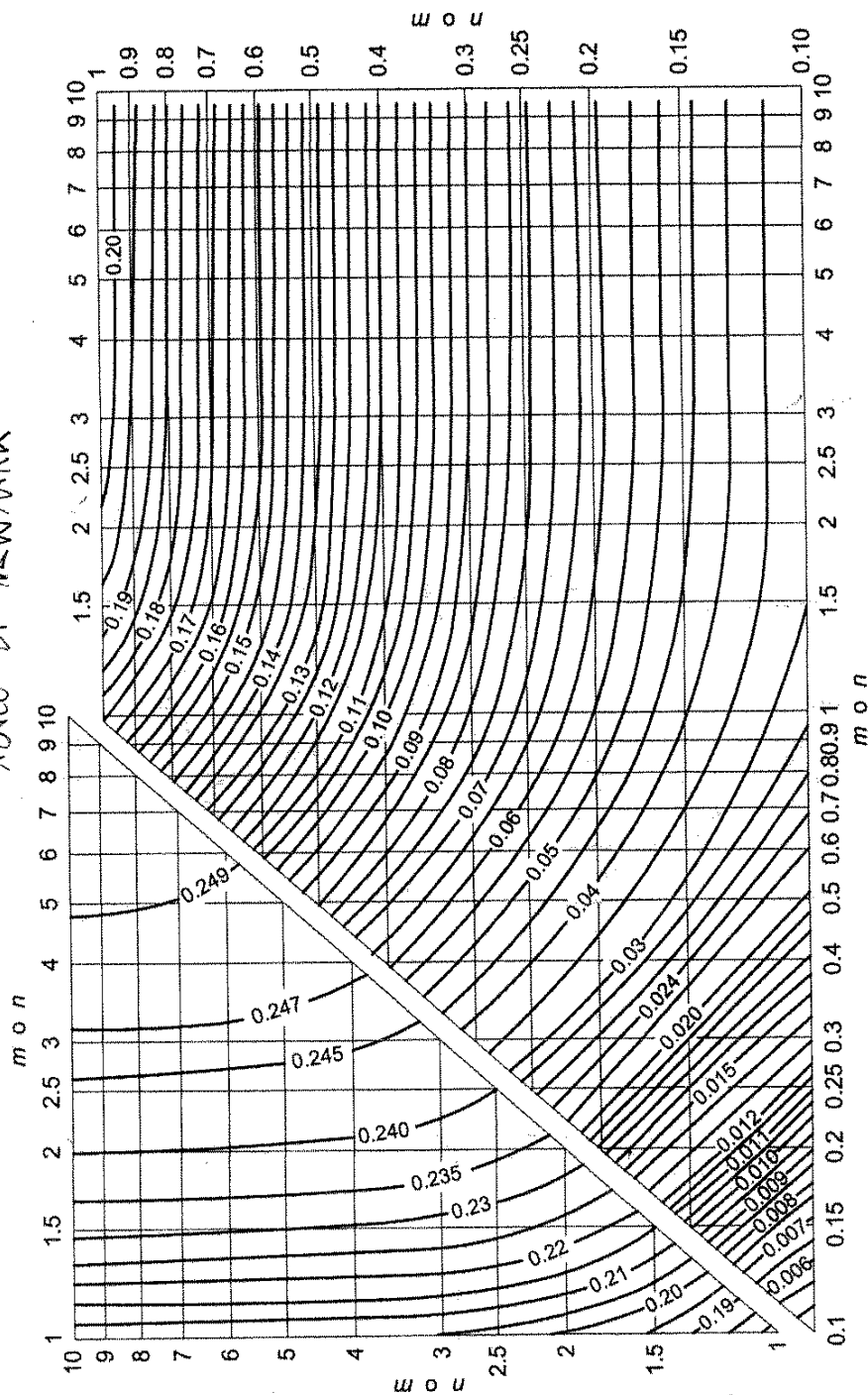
$\Rightarrow f = 0,1075$ (il punto di intersezione sta tra la famiglia di curve $0,20$ e $0,105$)

tra i valori di m e m

$f = 0,1075$

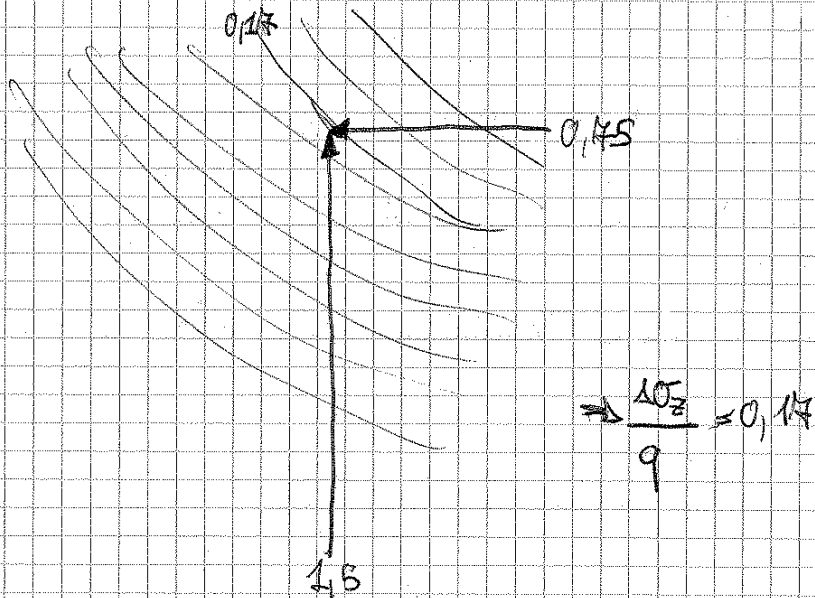
Grafico per la determinazione dell'incremento di tensione verticale al di sotto di uno spigolo di un'area rettangolare (Newmark, 1942)

ABACO DI NEWMARK



Le curve si danno
 l'incremento di tensione
 verticale in un punto
 adimensionale rispetto
 al carico q , cioè:

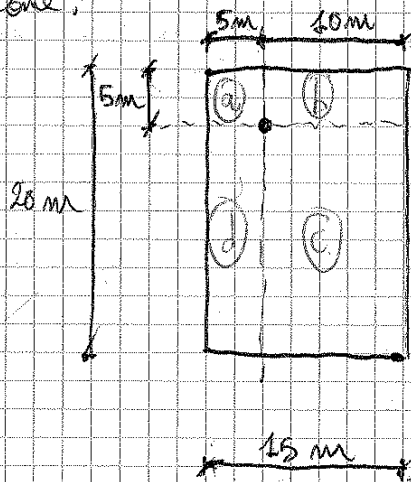
$$f = \frac{\Delta \sigma_z}{q}$$



$\Rightarrow \Delta\sigma_z = 0,17 \cdot 150 = 25,50 \text{ kPa}$

Se come il sistema è di riempimento elastico, si può calcolare $\Delta\sigma_z$ in un punto qualsiasi del riempimento elastico (e non solo sotto una spinta) applicando il principio di sovrapposizione degli effetti.

vediamo come:



$\Delta\sigma_z$ a profondità $z = 5 \text{ m}$ sotto il punto centro

$q = 80 \text{ kPa}$

Sviluppiamo

Dividiamo l'area di carico in 4 aree più piccole a b c d e per ciascuna di queste a calcoliamo un valore di m ed uno di n.

- a: $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$, poiché $z = 5 \text{ m}$ è differenziale; per chiamarli uno di fianco e uno in alto $\Rightarrow m = 1$, $n = 1$ \Rightarrow per Newmark: $f = \frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0,175$
- b: $10 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ $\Rightarrow m = 1$, $n = 2$ $\Rightarrow f = 0,1345$
- c: $15 \text{ m} \times 10 \text{ m}$ $\Rightarrow m = 3$, $n = 2$ $\Rightarrow f = 0,2345$
- d: $15 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ $\Rightarrow m = 3$, $n = 1$ $\Rightarrow f = 0,205$

Vediamo ora:

PREVISIONE DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il terreno è supposto elastico lineare isotropo ed omogeneo.

PARAMETRI ELASTICI: E, ν

Se l'area di carico è flessibile \Rightarrow si deforma in modo diverso da punto a punto, il cedimento max è al centro e, per area quadrata, vale:

$$S_{c,max} = 2,24 q B \frac{(1-\nu^2)}{E}$$

Se q è uguale dappertutto nell'area, ma gli S sono diversi da punto a punto (esempio: $S_{spigolo} = \frac{1}{2} S_{c,max}$; $\bar{S} = 0,85 S_{c,max}$)
 S_{medio}

ESPRESSIONE GENERALE

$$S_c = q \cdot B \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot I$$

coeff. di influenza:

$$I = f\left(\frac{H}{B}, \frac{B}{L}, \text{rig. area carico}\right)$$

presenza di uno strato rigido a profondità H

fatto che la fondazione sia \pm rigida: es: se la fondazione è di ch. spessa \Rightarrow è molto rigida \Rightarrow cedimenti uguali in tutti i punti. Se l'area di carico è flessibile \Rightarrow cedimenti \neq da punto a punto.

rapporto tra i lati della fondazione

PROBLEMA:

E e ν rappresentano il comportamento di un materiale elastico-lineare, ma i terreni non sono elastici lineari \Rightarrow non battiamo via questa relazione, ma cerchiamo di trovare dei moduli di Young che simulino il comportamento del

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

NON È UNA PROPRIETÀ
DEL TERRENO

- entità della deformazione: $E_s \downarrow$ se $\epsilon \uparrow$
- stato tensionale: $E_s \uparrow$ se $p' \uparrow$
- addeusamento: $E_s \uparrow$ se $D_{rel} \uparrow$

CURVA DI DECAIMENTO DEL MODULO:

ma è difficile conoscere E_s per ϵ molto bassi (tramite qualche prova) e conoscere la curva di decadimento del modulo \rightarrow possiamo prevedere il valore di E_s per ϵ grandi.

Le curve rosse e verdi (curve di decadimento del modulo) le posso trovare:

- facendo tanti sondaggi e prove in sito (soluzione costosa, valida solo per le opere molto importanti)
- dalla letteratura

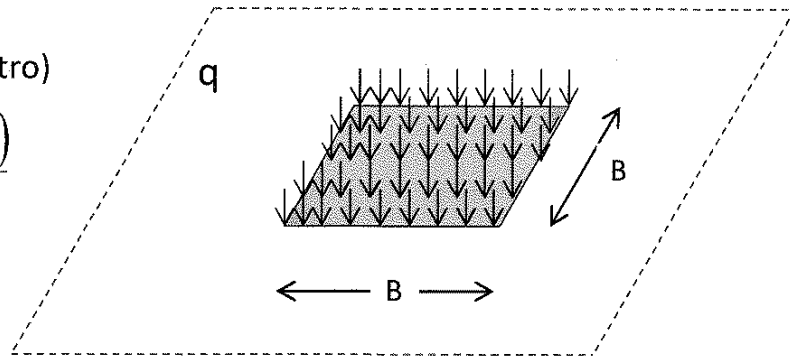
Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Formule derivanti dalla teoria dell'elasticità (semispazio elastico)

Ad esempio per un'area di carico flessibile quadrata

Cedimento max (centro)

$$s_c = 2.24qB \frac{(1-\nu^2)}{E}$$



Cedimento spigolo

$$s_b = \frac{1}{2} s_c$$

Cedimento medio

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

Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

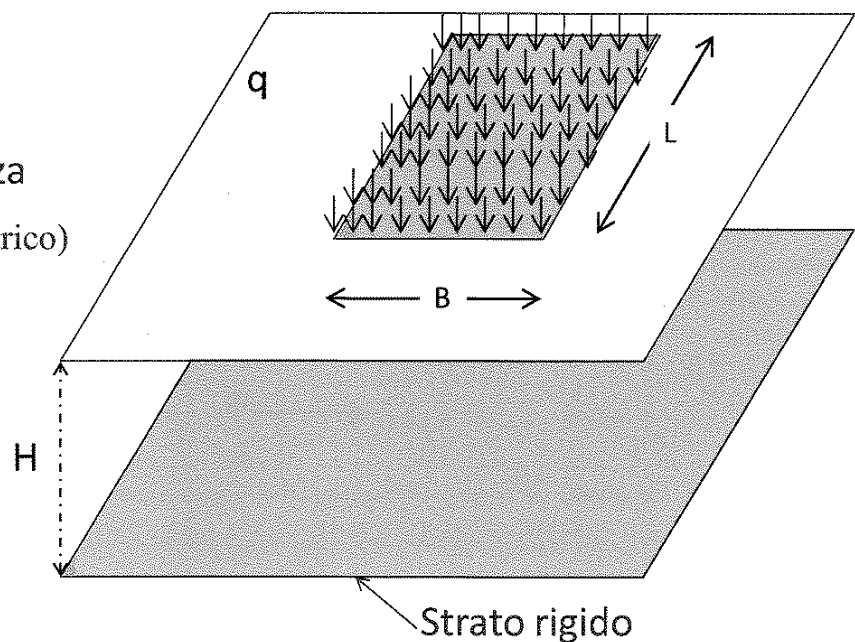
Formule derivanti dalla teoria dell'elasticità (semispazio elastico)

Espressione generale

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

I: coefficiente di influenza

$$I = f(H/B, B/L, \text{rig. area carico})$$

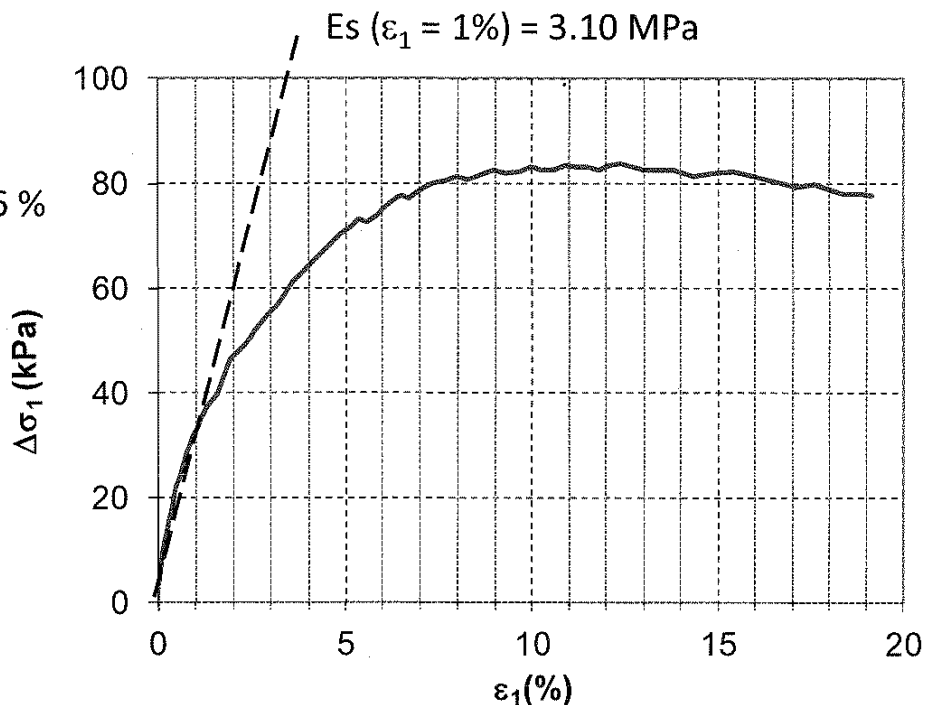


Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

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

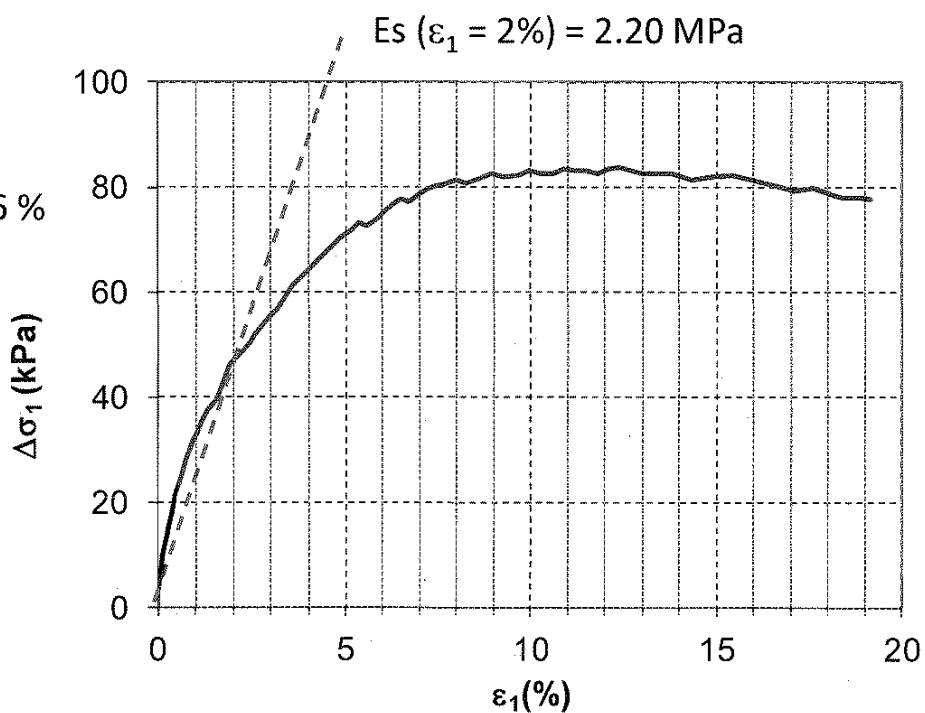


Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

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

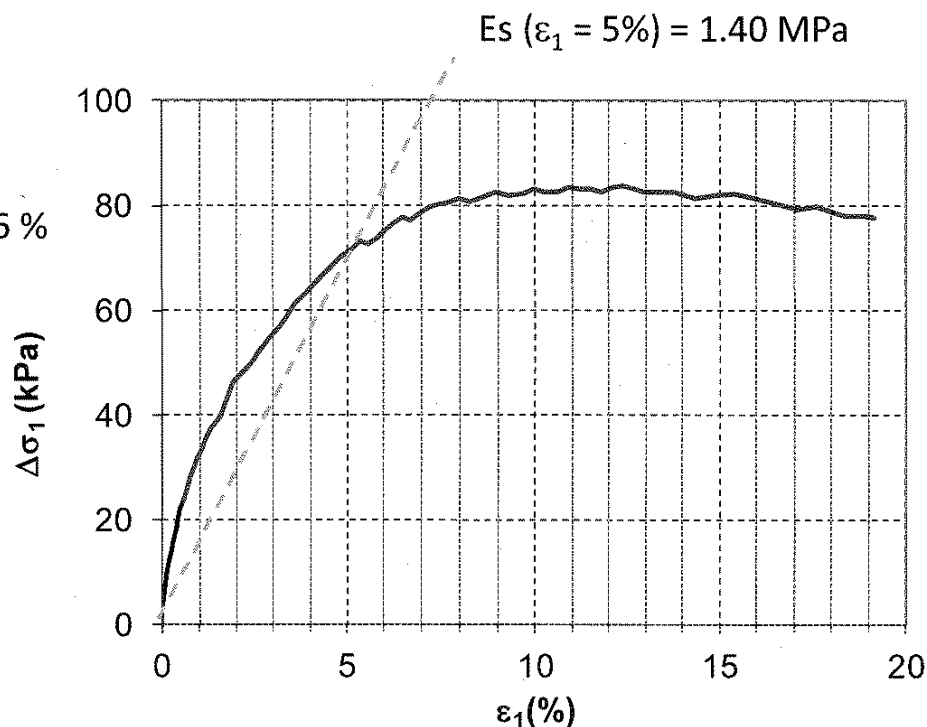


Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 1:

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

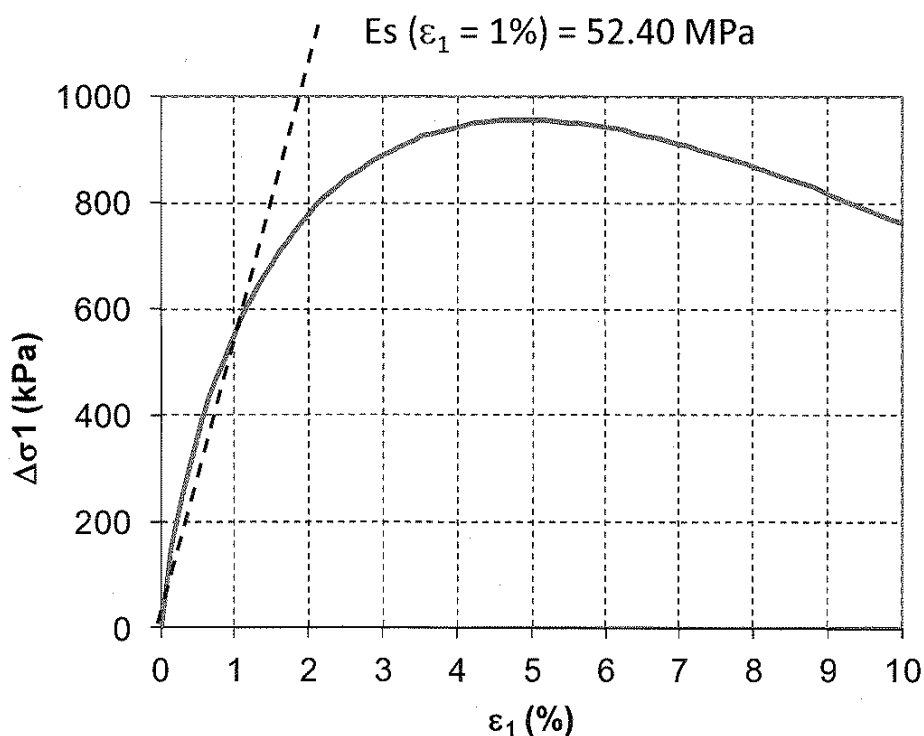


Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

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



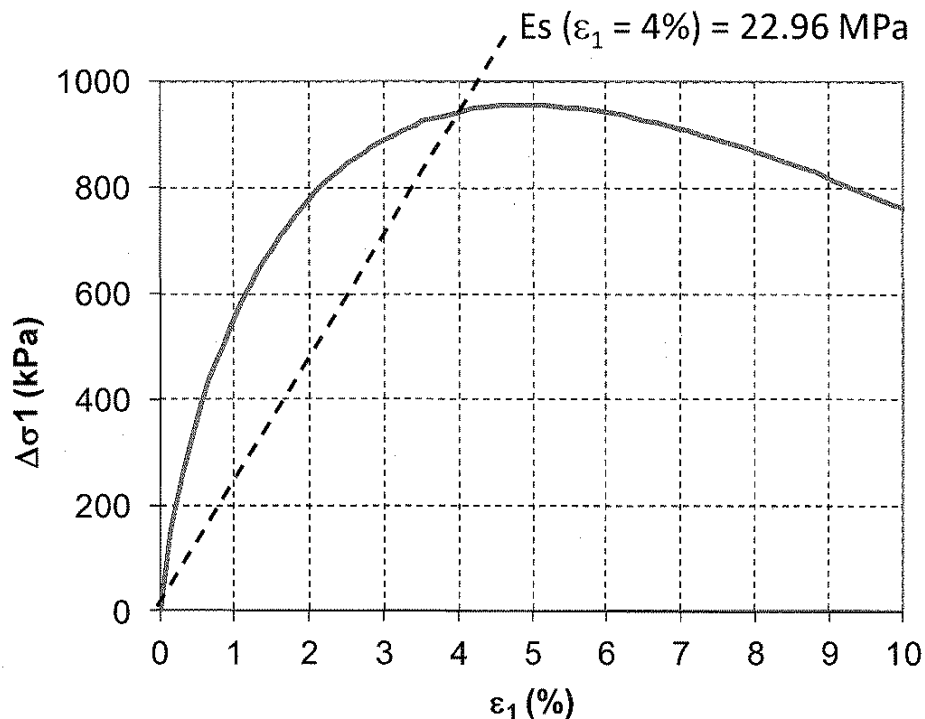
Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

$$\sigma'_1 = 1177 \text{ kPa}$$

$$D_R = 90 \%$$



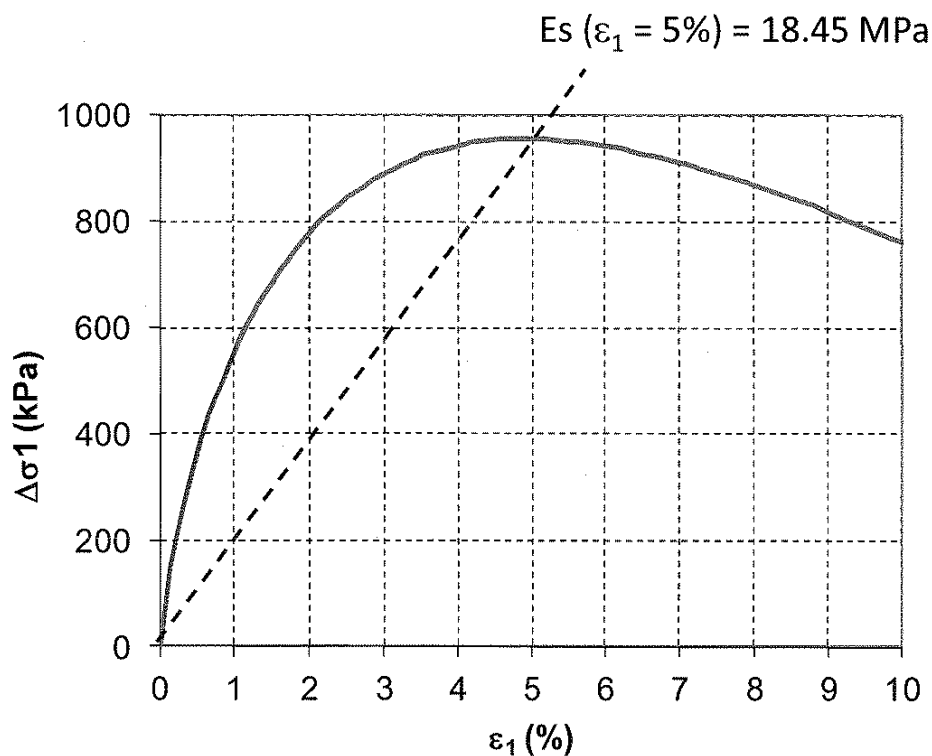
Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

Prova 2:

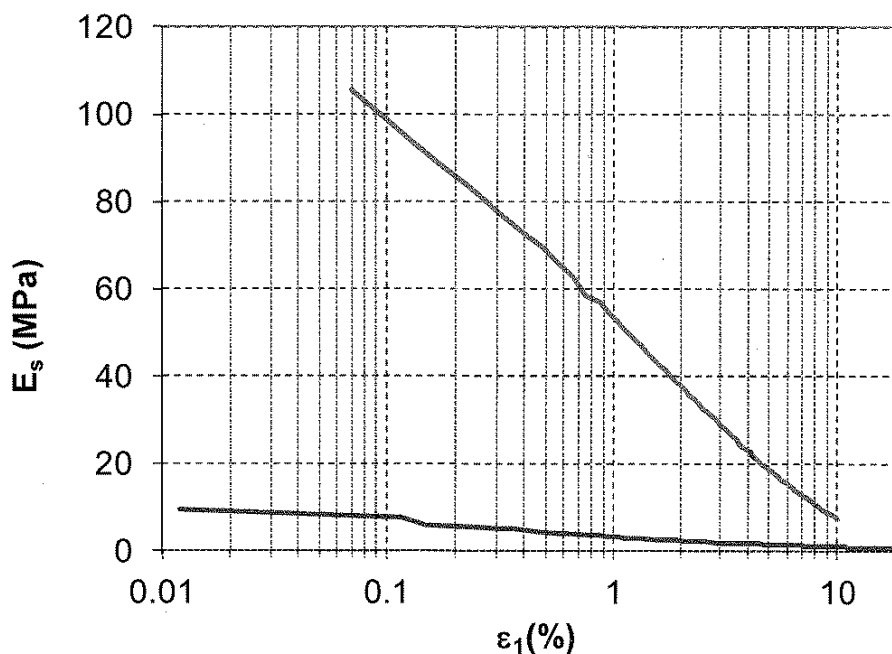
$$\sigma'_1 = 1177 \text{ kPa}$$

$$D_R = 90 \%$$



Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico



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

Prove sismiche

Per tener conto del livello deformativo: curva di decadimento del modulo

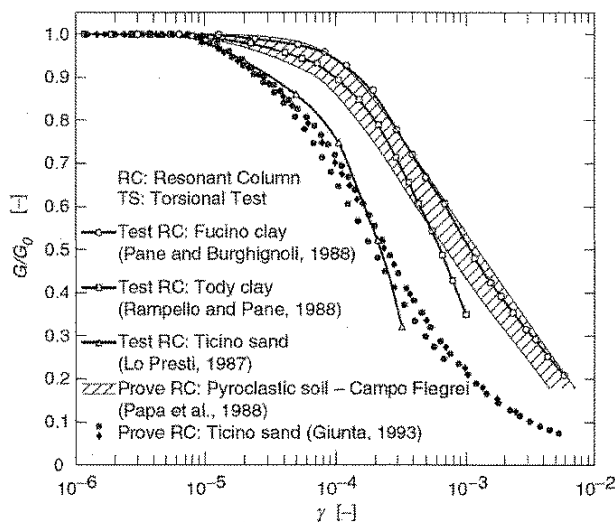


Figure 5.46 Decay of shear modulus with strain level (Lancellotta and Calavera, 1999).

(Lancellotta)

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 autoporforante 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).

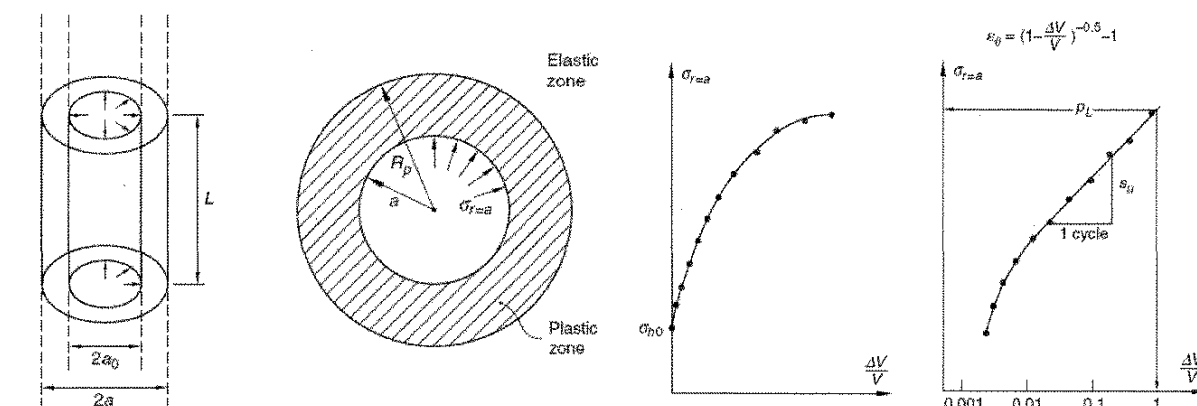
Sito	PI (%)	OCR	Pressimetro (sonda)	Rapporto L/D	σ_{r0}/σ_{h0}
Porto Tolle	30	1.1-1.3	PFS	2	0.80 ± 0.12 1.05 ± 0.12
Porto Tolle	30	1.1	PFS	4	1.12 ± 0.15
Montalto di Castro	34	2.5-4	PFS	2	0.55 ± 0.10
Bandar Abbas	16-28	1.5-2.5	PFS	2	0.97 ± 0.15
Guasticce	63	1.0-1.1	PFS	2	0.82 ± 0.14
Trieste	47	1	PFS	2	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
Parigaglia	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 Pafcor; CMK = pressimetro inglese Camkometer.

(Lancellotta)

Prove Pressiometriche

Misura della resistenza al taglio non drenata s_U nelle argille



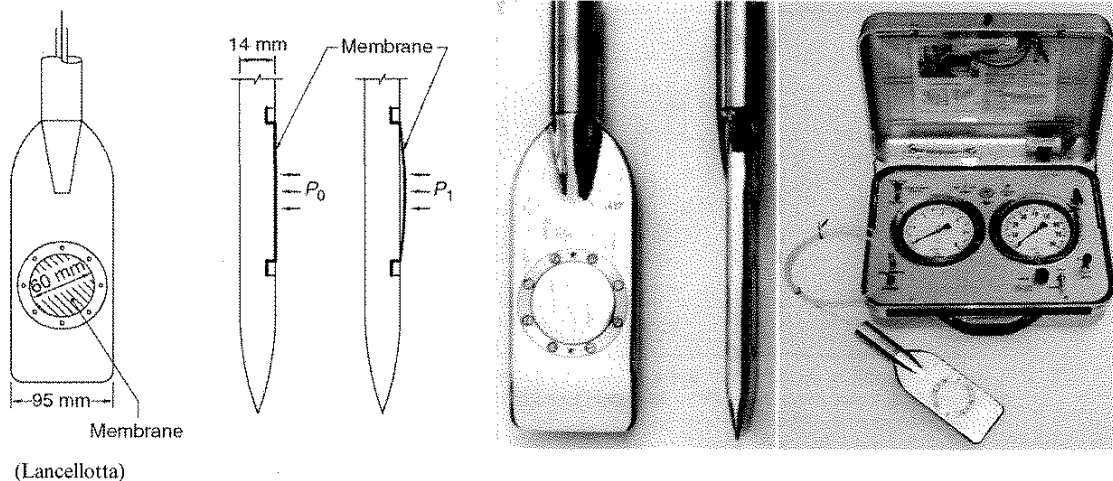
(Lancellotta)

p_L tensione limite

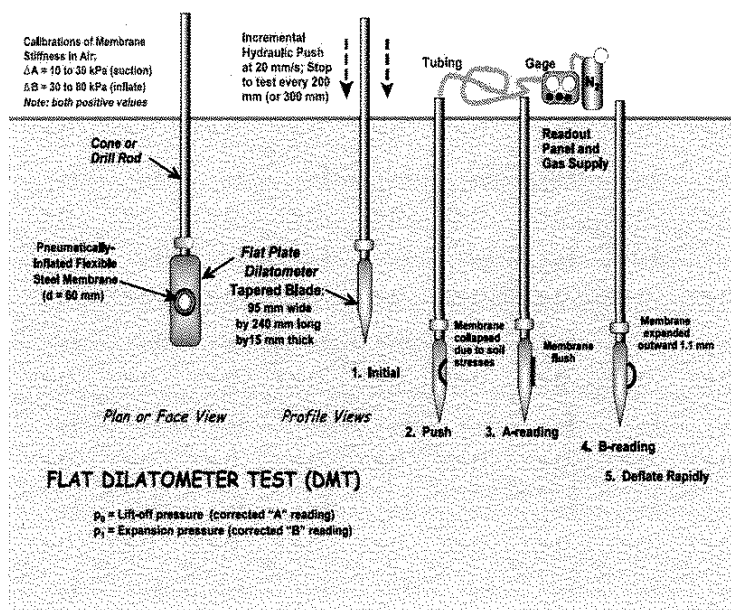
$$\delta\sigma_{r=a} = p_L + s_U \cdot \ln \frac{\delta V}{V}$$

Prove Dilatometriche (DMT)

Dilatometro piatto di Marchetti (1975)



Prove Dilatometriche (DMT)



Infissione a $v=20$ mm/s

Arresto ogni 200 mm

Prova dilatometrica: p_0 , p_1

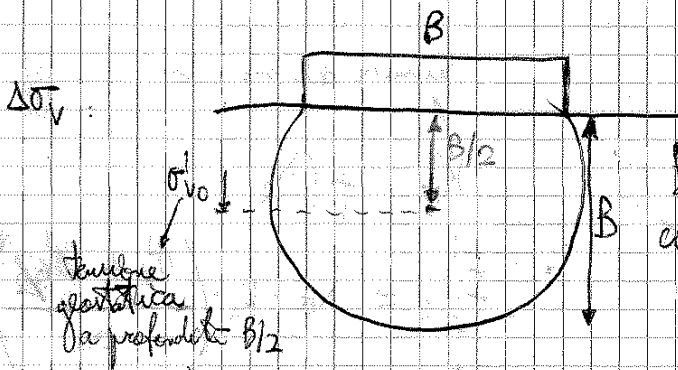
p_0 inizio deformazione

p_1 spostamento $s=1,1$ mm

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.

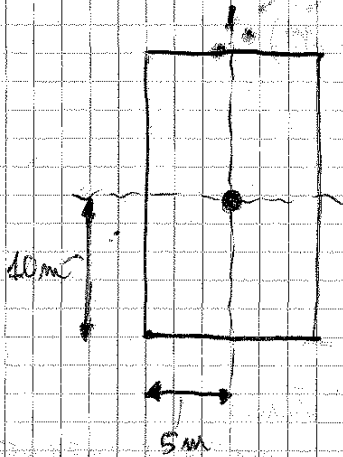
$\rightarrow K_E (D_R = 0,80) \sqrt{z} \cdot 820$



Si considera un punto a profondità $B/2$ m cui vogliamo calcolare $E_{0,4}$.

vogliamo calcolare $\Delta\sigma_v$ da inserire nella formula di $E_{0,4}$.

alla fondazione 10×20 ne prendiamo le aree più piccole: da 5 m e da 10 m.



$M=1 \quad M=2$
 $\Delta\sigma'_v = 4 \cdot f(1;2) \cdot 124 = 4 \cdot 0,1945 \cdot 124 = 96,42 \text{ kPa}$

da Newmark = 0,1945

è calcolato alla profondità $z = (B/2) 5 \text{ m}$

$\sigma'_{v0} = 116 \text{ kPa}$; realizzando la fondazione $\rightarrow \sigma_v = 116 + 96,42$
 presente nel libro di profondità B

come abbiamo spiegato il numero del modulo per il livello tensionale effettivo, prendiamo un valore medio tra σ'_{v0} (quella iniziale) e $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (quella finale) \Rightarrow ecco perché al numeratore ho:

$\sigma'_{v0} + 0,5 \cdot \Delta\sigma'_v$

$E_{0,4} = 820 \cdot 100 \cdot \left(\frac{116 + 0,5 \cdot 96,42}{100} \right)^{0,5} = 150 \cdot 126 \text{ kPa} (= 105 \text{ kPa})$

Dunque, dalla (a): vedi tabella fotocopie (è il coeff. di influenza II)

$\frac{124}{105 \cdot 126} = \frac{4}{125 \cdot 0,96 \cdot 0,96} \cdot \left(\frac{5}{B} \right)^{0,13}$

FONDAZIONI

21-11-2012

TRAVI DI FONDAZIONE PAG. 322

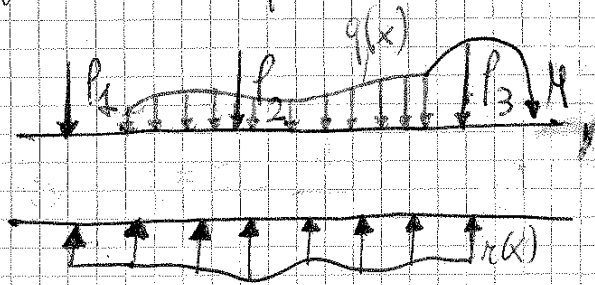
• TRAVI SU SUOLO ALLA WINKLER

Per le travi di fondazione, in generale è importante l'interazione tra terreno, fondazione e struttura in rilievo \Rightarrow non è corretta un'analisi che considera come fissi i carichi che arrivano dal rilievo, ma essi vanno interpretati in merito degli spostamenti relativi che esistono tra travi di fondazione e rilievo.

Le travi di fondazione vengono usate quando:

- PROPRIETÀ DEL TERRENO PARTICOLARMENTE SCADENTI (\Rightarrow alle stesse piante non verificano capacità portante del terreno o cedimenti)
- LA STRUTTURA NON DEVE AVERE CEDIMENTI DIFFERENZIALI TROPPO URGENTI
- ~~XXXXXXXXXX~~ SITO PARTICOLARMENTE SOGGETTO AD AZIONI DINAMICHE (SISMI)

Oggi vedremo un modello per descrivere la distribuzione delle sollecitazioni nella trave, noti che sono i carichi che arrivano in fondazione (tralasciando dunque l'interazione trave-rilievo).



P ed H : azioni (supporte note) che arrivano dalla struttura
 $q(x)$: carico distribuito

I dati di partenza del problema sono le caratteristiche geometriche della trave, le azioni P e H (che arrivano dai pilastri o da qualcosa di analogo), il carico $q(x)$.

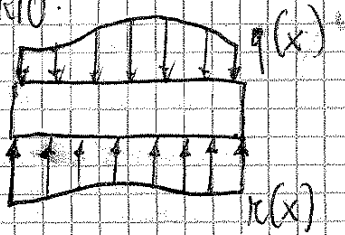
debbono determinare le tensioni di contatto trave-terreno $r(x)$ e le sollecitazioni $M(x)$, $V(x)$ che si producono nella trave medesima.

Inoltre, ci interessa determinare lo spostamento verticale $y(x)$ della trave.

sollecitazioni sulla trave

dei 3 meccanismi, quello più importante da considerare è il
 (2) → la congruenza la consideriamo esplicita solo della (A) e
 non da tutti i 3 casi.

- EQ. EQUILIBRIO:



$$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} + q(x) - r(x) = 0 \quad (B)$$

Ora dobbiamo legare l'eq. di equilibrio con quella di congruenza:
 utilizziamo la relazione di de Saint Venant:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{M}{EI} \quad (\text{lega la (A) con la (B)})$$

curvatura
 poniamo a rovescio
 della (A)

$$\frac{d\theta}{dx} = - \frac{d^2 y}{dx^2} \Rightarrow \frac{M}{EI} = - \frac{d^2 y}{dx^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M = - EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (C)$$

(C) nella (B):

$$\frac{d}{dx} EI \frac{d^2 y}{dx^2} = q(x) - r(x)$$

Se la sezione è costante (E e I costanti), allora:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) - r(x) \quad (D)$$

da analizzare
 ciò che rimane è il comportamento del terreno. la trave è
 appoggiata sul terreno → spostamenti di trave e terreno devono essere
 uguali.

la trave è un elemento $1D$ ^(monodimensionale) non ci interessa $[F/L^3]$, ma ci interessa far riferimento allo spessore della trave:

$$y = \frac{r(x)}{K}$$

↗ $[F/L]$
↘ $[F/L^2]$

ciò una risultata per unità di superficie

K : modulo di reazione

$$K = k_1 \cdot B$$

↳ lunghezza trave

descriviamo la (ga):

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

ma $r(x) = k \cdot y \Rightarrow$

$$\Rightarrow \boxed{EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k \cdot y = q(x)}$$

eq. diff. ordinaria del 4° ordine

Per risolverla la riscriviamo come:

$$\boxed{\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k}{EI} y = \frac{q(x)}{EI}}$$

EQUAZIONE DIFFERENZIALE
DEL 4° ORDINE

Al contrario, se i carichi che arrivano su fondazione sono puntuali (N e H da pilastri) \Rightarrow la soluz. di Mindler funziona.

Vediamo ora la soluzione dell' omogenea associata:

$$y^{IV} + 4\lambda^4 y = 0$$

significa studiare solo i carichi puntuali (mentre $q(x) = 0$)

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

combinat. di 4 soluz. indipendenti (perché il 4° ord. diff. è del 4° ordine)

costanti che dipendono dal tipo di problema che consideriamo

1° addendo: $C_1 e^{\lambda x}$ (esp. positivo) \Rightarrow per x molto grande dal punto di appl. del carico avremo una y molto grande, ma così, nei nostri problemi è assurdo \Rightarrow nei nostri

problemi, C_1 e C_2 sono sempre $= 0$.
(ciò non significa che la soluzione $y = \dots$ non sia giusta (è giusta!), ma solo che nei nostri problemi, C_1 e C_2 sono sempre $= 0$)

(l'effetto in realtà si mostra allontanandosi dal punto di applicazione del carico)

2° addendo: $e^{-\lambda x}$ \Rightarrow ad una distanza nell' grande dal punto di applicazione del carico non si sentirà più l'effetto del carico stesso.

$$[\lambda] = L^{-1}$$

$$\left[\frac{1}{\lambda} \right] = L \Rightarrow \frac{1}{\lambda} \text{ è definita LUNGHERZA CARATTERISTICA}$$

$$l = \frac{2\pi}{\lambda} \text{ (è una lunghezza)} : \text{LUNGHERZA NONIA (è una caratteristica del problema)}$$

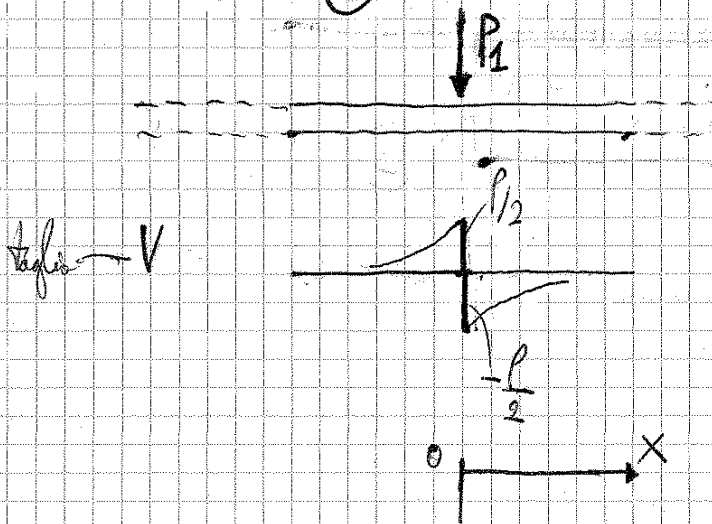
non è la lunghezza reale della trave

- Noi abbiamo $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$ \Rightarrow come progettisti, il k del terreno non lo possiamo cambiare, ma l' EI della trave \rightarrow

\Rightarrow se facciamo una trave più rigida ($EI \uparrow$) $\Rightarrow \frac{\lambda}{4} \uparrow \Rightarrow$ una stessa trave con lunghezza L passa da flessibile a rigida al crescere di $\frac{\lambda}{4}$ (cioè all'aumentare di EI).

Vediamo di trovare, per 2 casi particolari, i valori di C_3 e C_4 :

- TRAVE $\infty - \infty$ ① PAG. 325



c.c. ①
 per $x=0^+$ $\Rightarrow V = -\frac{P}{2}$
 $\Rightarrow V = -EI \frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{P}{2}$

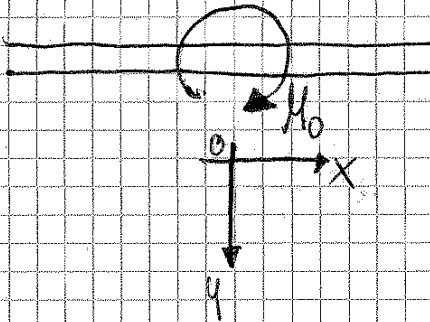


② per $x=0 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 0$
 (rotazione)

$$\Rightarrow \frac{dy}{dx} = -\lambda e^{-\lambda x} (C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (-\lambda C_3 \sin \lambda x + \lambda C_4 \cos \lambda x)$$

per $x=0 \Rightarrow$ troviamo che $C_3 = C_4$
 così applicando la c.c. ②

- TRAVE $\infty - \infty$ (2)



c.c. per $x=0^+$ $\Rightarrow M = \frac{M_0}{2} \Rightarrow -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_0}{2}$

si trovano che in quanto caso $C_3 \neq C_4$.

Gli incalzi nella soluzione non li consideriamo (li facciamo perdere), ma ci mediamo la soluzione:

$$y = M_0 \cdot \frac{\lambda^2}{k} \cdot (\sin \lambda x \cdot e^{-\lambda x}) = B \cdot \frac{\lambda^2}{k} \cdot M_0$$

$$Q = M_0 \cdot \frac{\lambda^3}{k} \cdot (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \cdot e^{-\lambda x} = C \cdot \frac{\lambda^3}{k} \cdot M_0$$

$$M = \frac{M_0}{2} \cdot \cos \lambda x \cdot e^{-\lambda x} = D \cdot \frac{M_0}{2}$$

$$V = -\lambda \cdot \frac{M_0}{2} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) e^{-\lambda x} = -A \cdot \frac{\lambda}{2} \cdot M_0$$

OSSERVAZIONI PAG. 330

- Come determiniamo il valore di k ? Non è una proprietà del terreno.

• partendo da Boussinesq si è visto che (questo in riferimento di Verrì: 1965):

ho fatto prove
con terreni
Boussinesq e
Verrì
insieme (due
comparativi)

modello elastico che
esiste nel terreno

$$k = \frac{0,65 \cdot E_s \cdot 12 \cdot (E_s \cdot B^4)}{4 \cdot \nu^2 \cdot (EI) \cdot \text{trave}}$$

a conti fatti $\Rightarrow k \approx 0,7 E_s$

λx	A	B	C	D
2.20	0.024	0.090	-0.155	-0.065
2.30	0.008	0.075	-0.142	-0.067
2.40	-0.006	0.061	-0.128	-0.067
2.50	-0.017	0.049	-0.115	-0.066
2.60	-0.025	0.038	-0.102	-0.064
2.70	-0.032	0.029	-0.089	-0.061
2.80	-0.037	0.020	-0.078	-0.057
2.90	-0.040	0.013	-0.067	-0.053
3.00	-0.042	0.007	-0.056	-0.049
3.10	-0.043	0.002	-0.047	-0.045
3.20	-0.043	-0.002	-0.038	-0.041
3.30	-0.042	-0.006	-0.031	-0.036
3.40	-0.041	-0.009	-0.024	-0.032
3.50	-0.039	-0.011	-0.018	-0.028
3.60	-0.037	-0.012	-0.012	-0.025
3.70	-0.034	-0.013	-0.008	-0.021
3.80	-0.031	-0.014	-0.004	-0.018
3.90	-0.029	-0.014	-0.001	-0.015
4.00	-0.026	-0.014	0.002	-0.012
4.10	-0.023	-0.014	0.004	-0.010
4.50	-0.013	-0.011	0.009	-0.002

λx	A	B	C	D
0.00	1	0	1	1
0.10	0.991	0.090	0.810	0.900
0.20	0.965	0.163	0.640	0.802
0.30	0.927	0.219	0.489	0.708
0.40	0.878	0.261	0.356	0.617
0.50	0.823	0.291	0.241	0.532
0.60	0.763	0.310	0.143	0.453
0.70	0.700	0.320	0.060	0.380
0.80	0.635	0.322	-0.009	0.313
0.90	0.571	0.318	-0.066	0.253
1.00	0.508	0.310	-0.111	0.199
1.10	0.448	0.297	-0.146	0.151
1.20	0.390	0.281	-0.172	0.109
1.30	0.336	0.263	-0.190	0.073
1.40	0.285	0.243	-0.201	0.042
1.50	0.238	0.223	-0.207	0.016
1.60	0.196	0.202	-0.208	-0.006
1.70	0.158	0.181	-0.205	-0.024
1.80	0.123	0.161	-0.199	-0.038
1.90	0.093	0.142	-0.190	-0.048
2.00	0.067	0.123	-0.179	-0.056

risposta: se $L \leq \frac{\tilde{h}}{4h} = 2,33 \text{ m}$

Nella distanza di 3m ~~non~~ che stiamo considerando, il comportamento della trave è quasi da trave rigida (poiché 3m è poco superiore a 2,33 m).

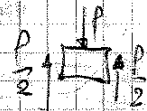
In $x=0 \Rightarrow y = 1 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{600}{2 \cdot 22000} = 4,5 \text{ mm}$

$M = 1 \cdot 600 \cdot \frac{3}{4} = 450 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V = -\frac{1}{2} \cdot 600 = -300 \text{ kN}$

per noi L è la max. distanza tra il punto di applicazione del carico e il punto più lontano in cui vogliamo calcolare l'effetto del carico.

chiaramente doveva usare $\frac{P}{2}$, poiché la trave è simmetrica (trave $\infty-\infty$).



Continuiamo con i punti a $\pm 3\text{m}$:

per $x=3\text{m} \Rightarrow x=1$ (vedi tabella per i valori A, B, C da prendere):

applicando Winkler otteniamo: $y = 0,508 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{600}{2 \cdot 22000} = 2,31 \text{ mm}$

$M = -0,111 \cdot \frac{600 \cdot 3}{4} = -50 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V = -D \cdot \frac{P}{2} = -0,199 \cdot \frac{600}{2} = -60 \text{ kN}$

A $x=-3\text{m} \Rightarrow$ momento simmetrico $\Rightarrow M = -50 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\Rightarrow y$ simmetrico $\Rightarrow y = 2,31 \text{ mm}$

$\Rightarrow V$ antisimmetrico $\Rightarrow V = 60 \text{ kN}$

Riduzione:

① Considerando P_2 ,

$$\Rightarrow \text{troviamo che: } M_A = \frac{P}{4\lambda} \cdot C(1) = \frac{400}{4} \cdot 3 \cdot (-0,111) = -59,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\lambda x = -1$ ma
 abbiamo la
 simmetria per M
 (e poi l'antisimmetria per V)

$$V_A = - \left[- D(1) \cdot \frac{P}{2} \right] = 0,199 \cdot 350 =$$

$$= 69,7 \text{ kN}$$

in B, $\lambda x = 0$

$$\Rightarrow M_B = \frac{P}{4\lambda} \cdot C(0) = \frac{400}{4} \cdot 3 \cdot 1 = 525 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_B^- = 350 \text{ kN}$$

$$T_B^+ = \overset{-30}{\cancel{350}} \text{ kN}$$

in C, $\lambda x = 1$

$$\Rightarrow D(1) = 0,199 \Rightarrow V_C = -69,7 \text{ kN}$$

$$C(1) = -0,111 \Rightarrow M_C = -59,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

in D, $\lambda x = 2$

$$\Rightarrow D(2) = -0,0563 \Rightarrow V_D = 49,6 \text{ kN}$$

$$C(2) = -0,179 \Rightarrow M_D = \frac{400}{4} \cdot 3 \cdot (-0,179) = -93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

In B. $\lambda x = -2 \Rightarrow$ uso $\lambda x = 2$ e segno per numeri.

$$M_B = C \frac{P}{4\lambda} = -0,149 \cdot \frac{500 \cdot 3}{4} = -67,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

antisimmetrico

$$V_B = -D \frac{P}{2} = -(-0,0563) \cdot \frac{500}{2} = 14,075 \approx -14,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$y_B = A \frac{\lambda P}{2k} = 0,0664 \cdot \frac{500}{3 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^3} = 0,25 \text{ mm}$$

In C. $\lambda x = \frac{1}{2} \Rightarrow$ uso $\lambda x = \frac{1}{2}$

$$M_C = C \frac{P}{4\lambda} = -0,141 \cdot \frac{500 \cdot 3}{4} = +14,63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_C = -\frac{D}{2} P = -0,1998 \cdot \frac{500}{2} = -49,7 \Rightarrow T_C = +49,7 \text{ kN}$$

positivo

$$y_C = A \frac{\lambda P}{2k} = 0,508 \cdot \frac{500}{3 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^3} = 1,92 \text{ mm}$$

In D. $\lambda x = \frac{1}{2}$ e reazione per un

$$M_D = 1 \cdot \frac{P}{4k} = 245 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_D^+ = -\frac{4}{2} \cdot 500 = -250 \text{ kN}$$

$$V_D^- = +250 \text{ kN}$$

$$y_D = 1 \cdot \frac{500}{3 \cdot 22 \cdot 10^3} = 3,49 \text{ mm}$$

M_{D2}

il verso è opposto a quello dello schema analizzato nella teoria. Invece di cambiare i segni alle formule, utilizziamo le formule date (per il caso di $M_0 \rightarrow M_0$) utilizzando λx positivo

In A. $\lambda x = -3 \Rightarrow$ uso $\lambda x = 3$

$$M_A = \frac{500}{2} (\cos(3) \cdot e^{-3}) = -493 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Prima sovrapposizione

A:

$$-M_A = -50,34 - 24,8 \cdot 4,03 = -241,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$-V_A = \cancel{50,34} 50,79 \text{ kN}$$

$$-y_A = \cancel{0,00} 2,53 \text{ mm}$$

B:

$$-M_B = 452,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$-V_B = \begin{cases} V_B^{0+} = -366,32 \text{ kN} \\ V_B^{0-} = 333,188 \text{ kN} \end{cases}$$

$$-y_B = 5,3 \cdot 10,254 = 5,67 \text{ mm}$$

C:

$$-M_C = -80,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$-V_C = -37,93 \text{ kN}$$

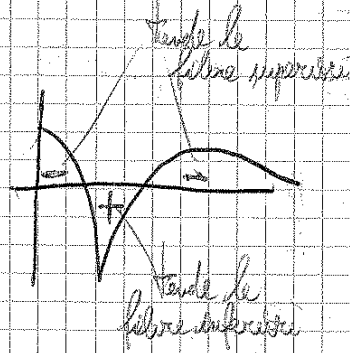
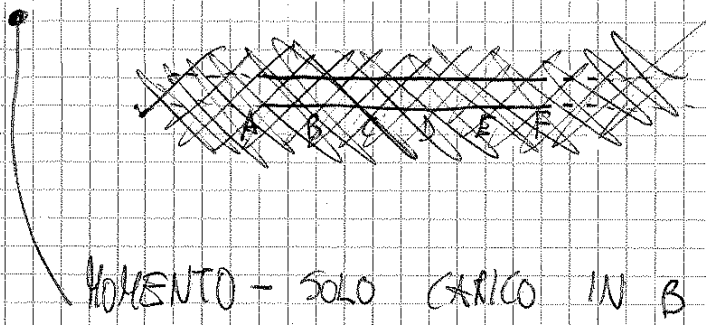
$$-y_C = 4,92 \text{ mm}$$

D:

$$-M_D = \begin{cases} 0^- = 301,02 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ 0^+ = 101,02 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$-V_D = \begin{cases} 0^- = \cancel{10} 236,3 \\ 0^+ = -263,4 \end{cases}$$

$$-y_D = 2,11 \text{ mm}$$



Taglio:

$$V_A = 69,4 \text{ kN}$$

$$V_B^- \text{ (a sinistra del pilastro)} = 350 \text{ kN}$$

$$V_B^+ \text{ (a destra del pilastro)} = -350 \text{ kN}$$

$$V_C = -69,4 \text{ kN}$$

$$V_D = 19,60 \text{ kN}$$

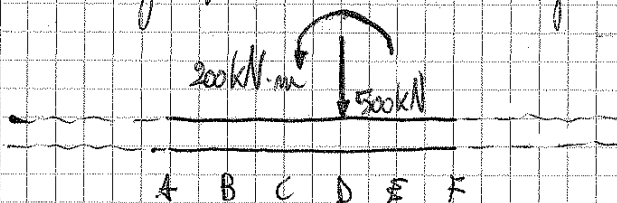
$$V_E = -\frac{\Delta}{2} \cdot p_0 = -\frac{0,049}{2} \cdot 400 = 17,25 \text{ kN}$$

$$x=3$$

$$V_F = -\frac{\Delta}{2} \cdot p_0 = -\frac{0,020}{2} \cdot 400 = 9,50 \text{ kN}$$

$$x=3,5$$

Ora calcoliamo gli effetti delle azioni agenti in D:



$$\text{in A: } x=3 \Rightarrow C(3) = -0,056, D(3) = -0,049, A(3) = -0,042$$

per $p_2 \Rightarrow M$ è simmetrica

per $p_0 \Rightarrow M$ è antisimmetrica

Applichiamo PSE per ogni punto.

	A	B	C	D	D'	E	F
M dovuto al carico in B	-58,3	525	-58,3	-94	-94	-29,54	-9,29
M dovuto a carico e coppia in D	-26,05	-42,90	-24,67	445	245	-61,42	-149,15
M TOTALE	-84,35	482,10	-83,97	381	181	-90,99	-158,24

Per il taglio:

è positivo se gira in senso orario

$$V = -\frac{D}{2} \cdot p_0 - \frac{A \cdot l}{2} \cdot M_0$$

In A: $lx = 3 \rightarrow D(3) = -0,049, A(3) = -0,042$

$$V_A = -\frac{-0,049}{2} \cdot 500 \cdot (-1) + 0,042 \cdot \frac{0,333}{2} \cdot (-200) = -12,32 - 4,44 = -16,76 \text{ kN}$$

In B: $lx = 2 \rightarrow D(2) = -0,056, A(2) = 0,0614$

$$V_B = \frac{-0,056}{2} \cdot (-500) \cdot (-1) - 0,0614 \cdot \frac{0,333}{2} \cdot (-200) = -14,08 + 2,22 = -11,86 \text{ kN}$$

non moltiplico per -1 perché il taglio dovuto a M (che è una caratteristica asimmetrica) è asimmetrico.

In C: $lx = 1 \rightarrow A = 0,508, D = 0,199$

$$V_C = -\frac{0,199}{2} \cdot (+500) \cdot (-1) - 0,508 \cdot \frac{0,333}{2} \cdot (-200) = 49,75 + 16,94 = 66,69 \text{ kN}$$

non a sinistra del taglio il taglio è asimmetrico si applica una forza verticale

ANALISI PARAMETRICA

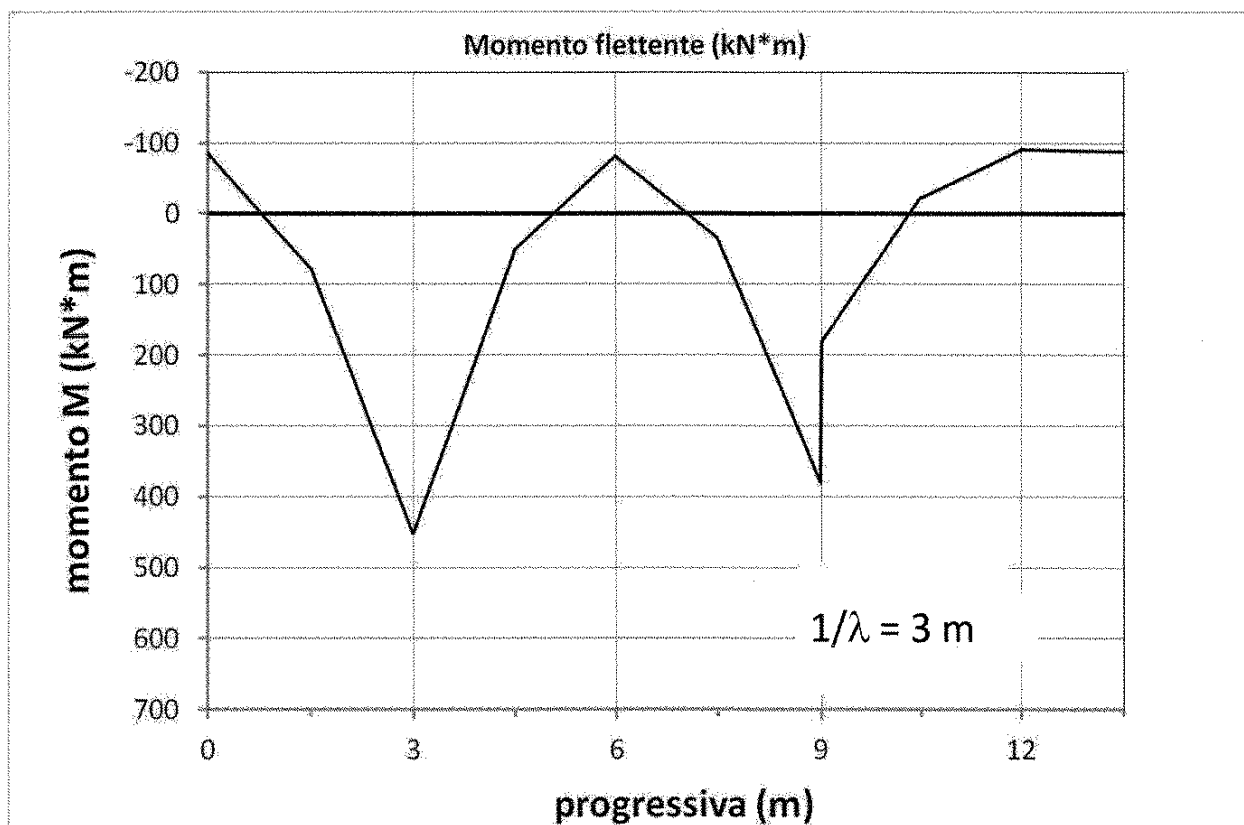
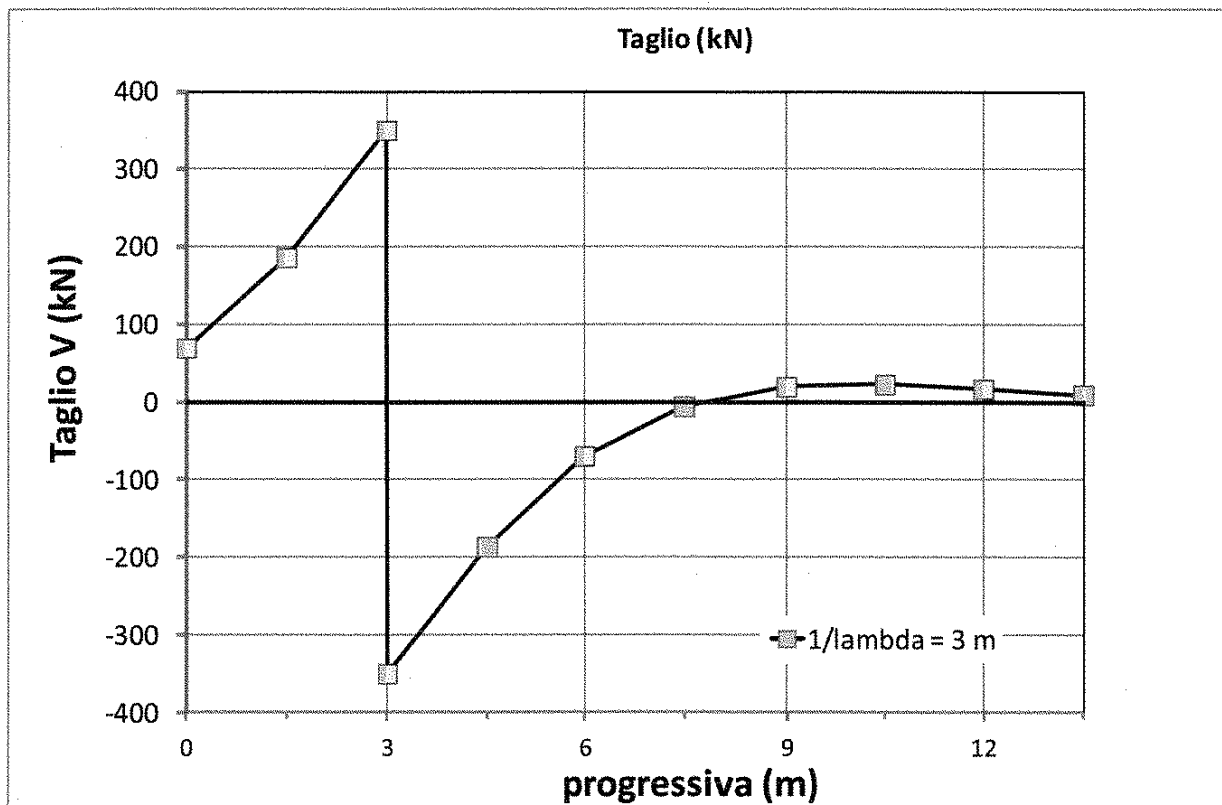
ES: ~~rigidità~~ rigidezza trave

$$ES \uparrow \Rightarrow \lambda \downarrow \quad (\text{perché } \lambda = \sqrt{\frac{k}{kES}})$$

Se $\lambda \uparrow$ \Rightarrow crescono i momenti negativi e diminuiscono quelli positivi

Se $\lambda \uparrow$ \Rightarrow l'effetto del carico si muove prima (allontanandosi dal carico), ed è quindi, infatti, più la rigidezza cala, più la trave è flessibile \Rightarrow meno capace di resistere al carico \Rightarrow il carico si muove prima.

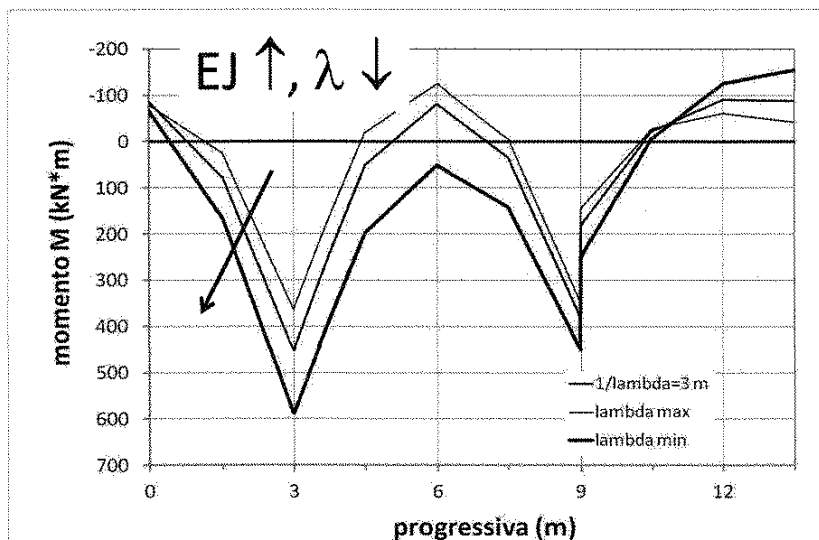
Taglio - Solo carico in B



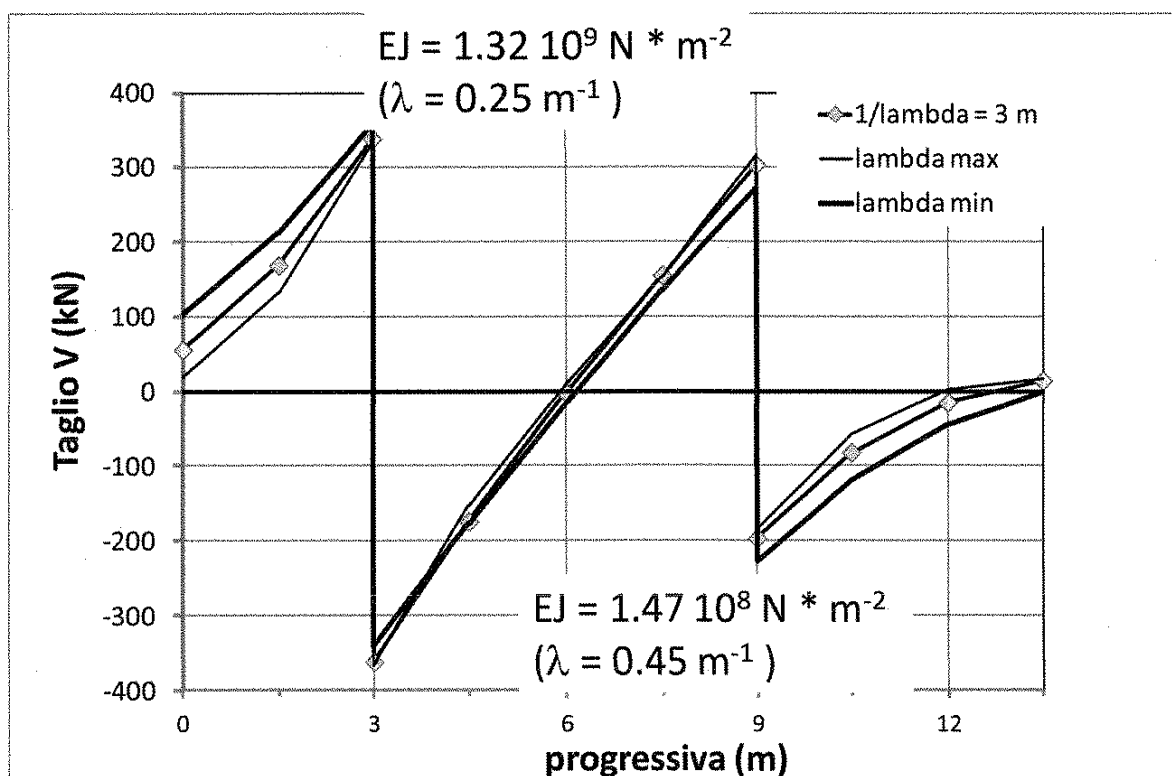
Analisi parametrica

Se cresce EJ ,
cresce $1/\lambda$,
cresce rigidezza trave

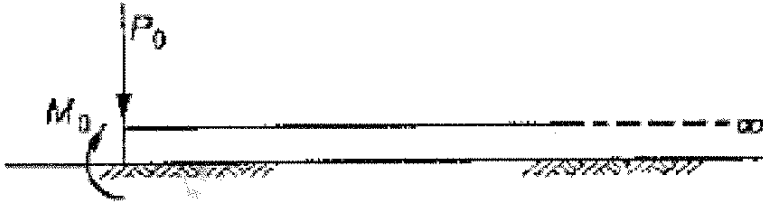
Cresce M ,
Carico meglio distribuito
Diminuiscono i cedimenti diff.



Analisi parametrica



Trave seminfinita su suolo alla Winkler



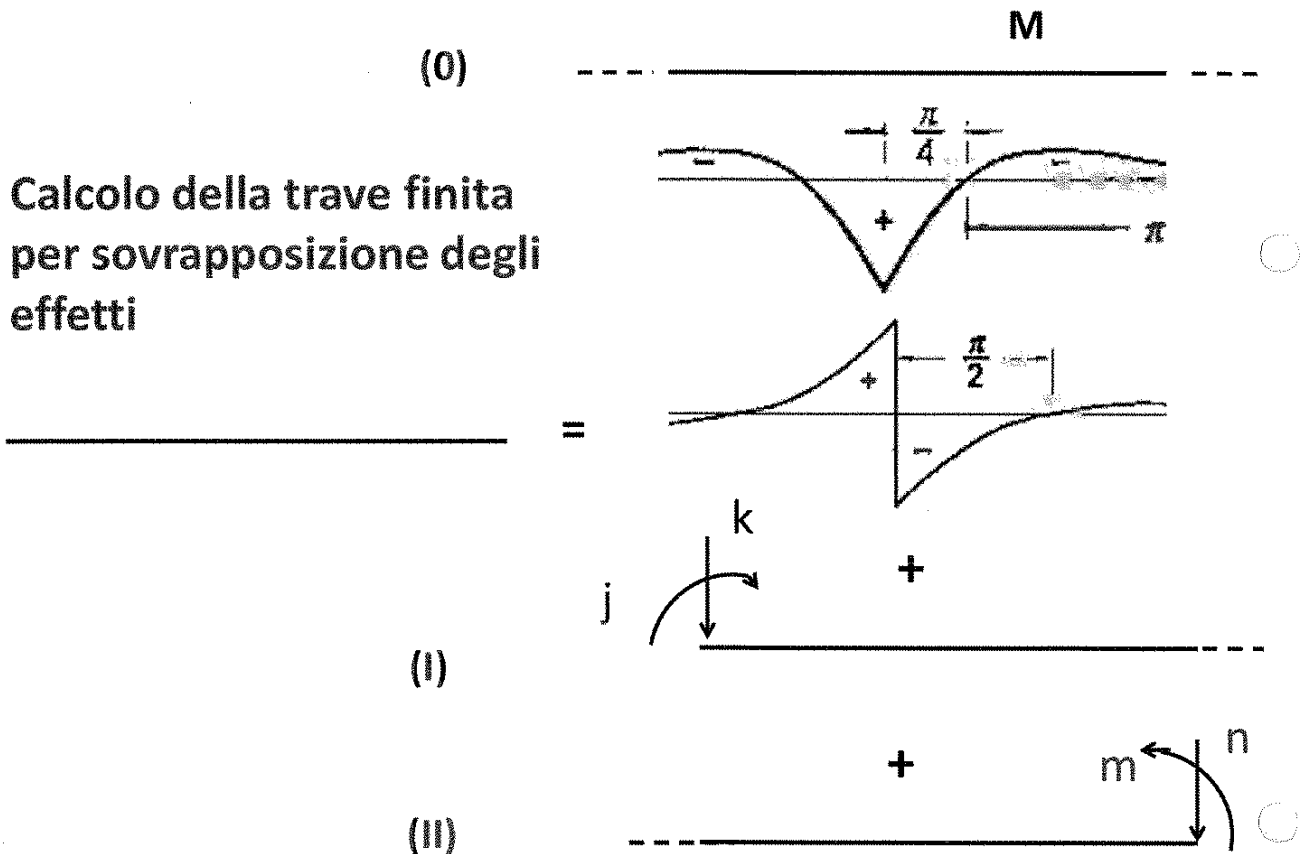
$$y = D \frac{2\lambda}{K} \cdot P_0 - C \frac{2\lambda^2}{K} \cdot M_0$$

$$\vartheta = -A \frac{2\lambda^2}{K} \cdot P_0 + D \frac{4\lambda^3}{K} \cdot M_0$$

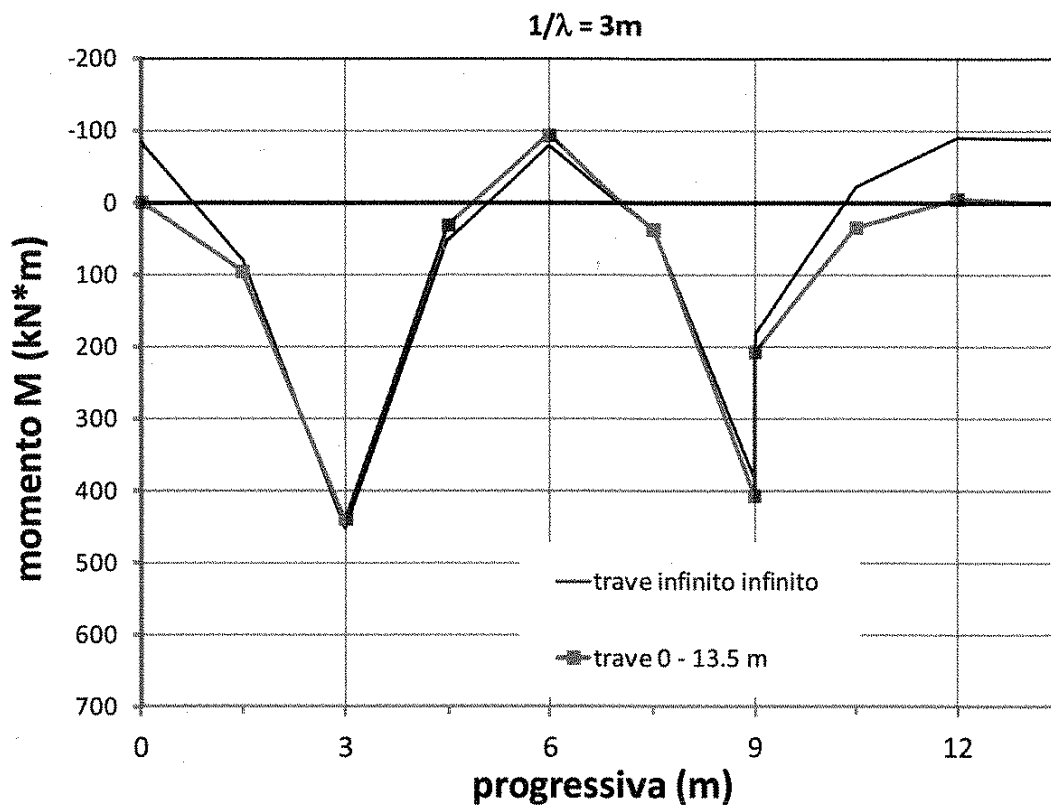
$$M = -\frac{B}{\lambda} \cdot P_0 + A \cdot M_0$$

$$V = -C \cdot P_0 - 2B\lambda \cdot M_0$$

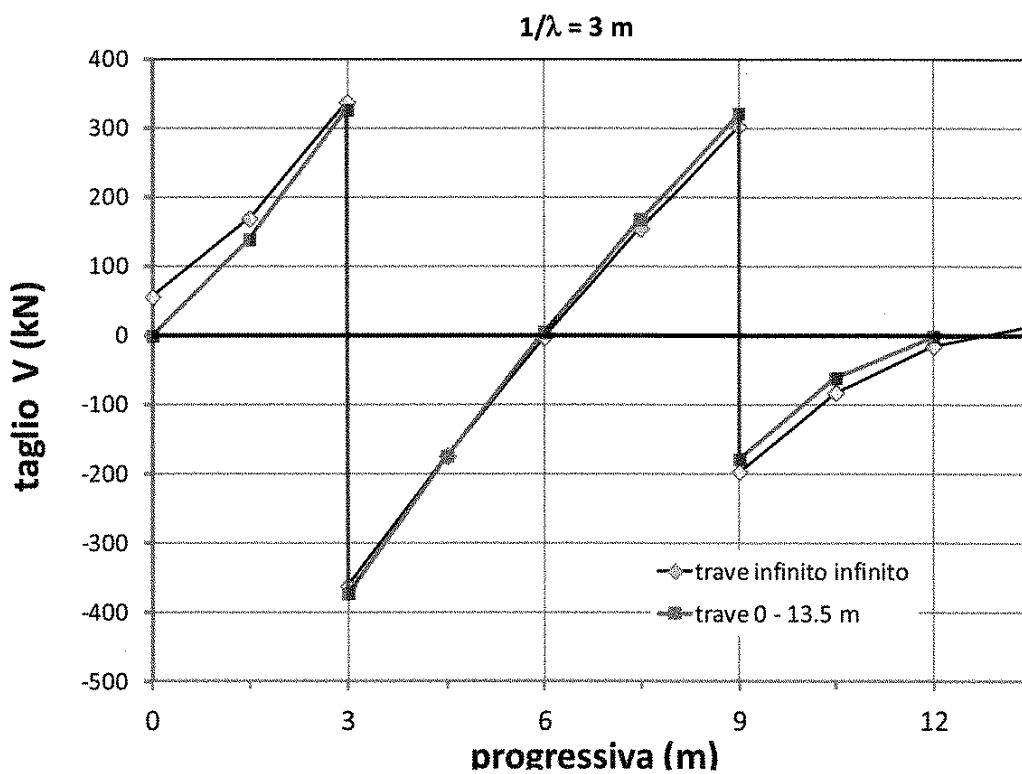
Calcolo della trave finita
per sovrapposizione degli
effetti



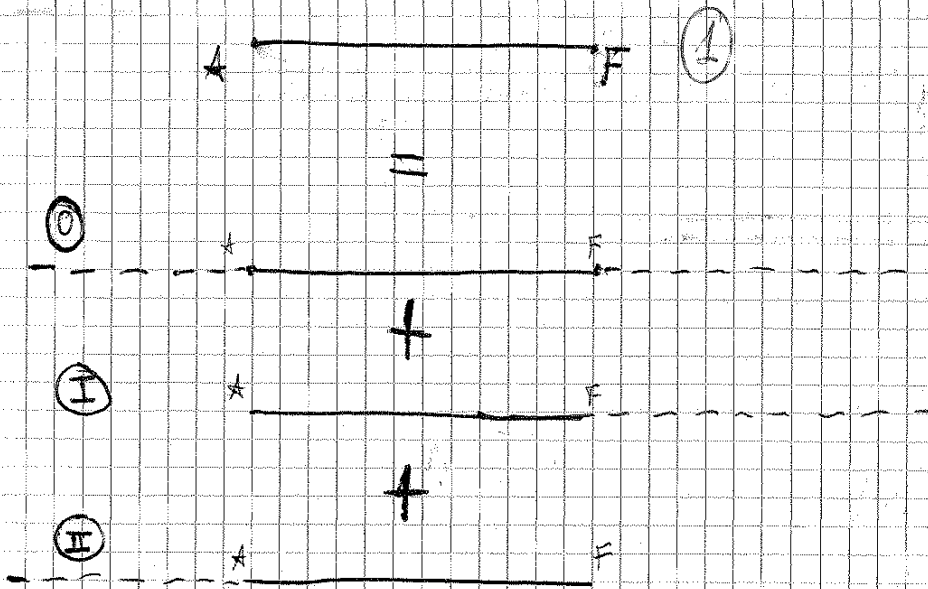
Risultato: Momento



Risultato: Taglio



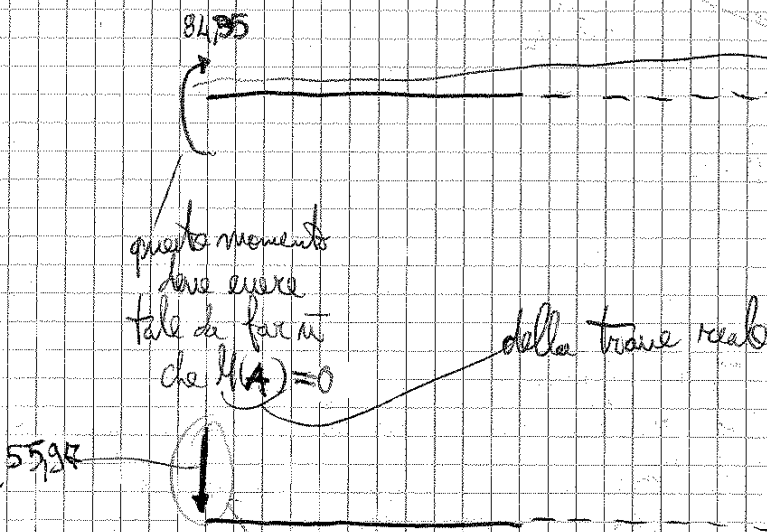
Vogliamo risolvere la trave reale di lunghezza L e forata in F usando la
 l'idea della trave semi ∞ .



In A e in F , per la trave reale $\textcircled{1}$ momento e taglio devono essere ≈ 0 .
 Attraverso la sovrapposizione delle due travi semi ∞ ci riconduciamo al
 fatto che deve essere momento e taglio nullo in A e F .

Per comodità si considera trascurabile l'effetto al lato opposto della trave:
 se applico il carico in A \Rightarrow considero il suo effetto in F trascurabile. Tale
 approssimazione fatta si che non altro proprio $M(A), V(A), M(F), V(F) \approx 0$, ma
 ≈ 0 .

COME PROCEDIAMO? Esempio:



COME RAGIONARE PER
 CAPIRE IL VERSO CHE DEVE
 AVERE QUESTA COPPIA APPLICATA
 Il momento in A della trave $\infty-\infty$
 vale $+84,35$ (il segno $-$ indica
 che tende la fibra superiore), dunque
 dovrò applicare un momento che
 annullerà la fibra superiore \Rightarrow effetto
 nullo in momento che tende la
 fibra superiore, dovrò applicare
 una coppia positiva
 (stesso ragionamento si fa per il
 taglio)

devo avere un
 carico tale
 per cui $V(F) = 0$

il verso è questo perché tale carico deve creare un
 taglio negativo (cioè che fa muovere la trave in senso
 antiorario)

Taglio:

$$V = -C_0 - 2 \cdot B \cdot X / H_0$$

in A: $V_A = -4 \cdot 55,94 = -55,94 \text{ kN}$

in B: $V_B = +0,111 \cdot 55,94 - 2 \cdot 0,31 \cdot 0,333 \cdot 84,35 = 6,19 - 17,41 = -11,22 \text{ kN}$

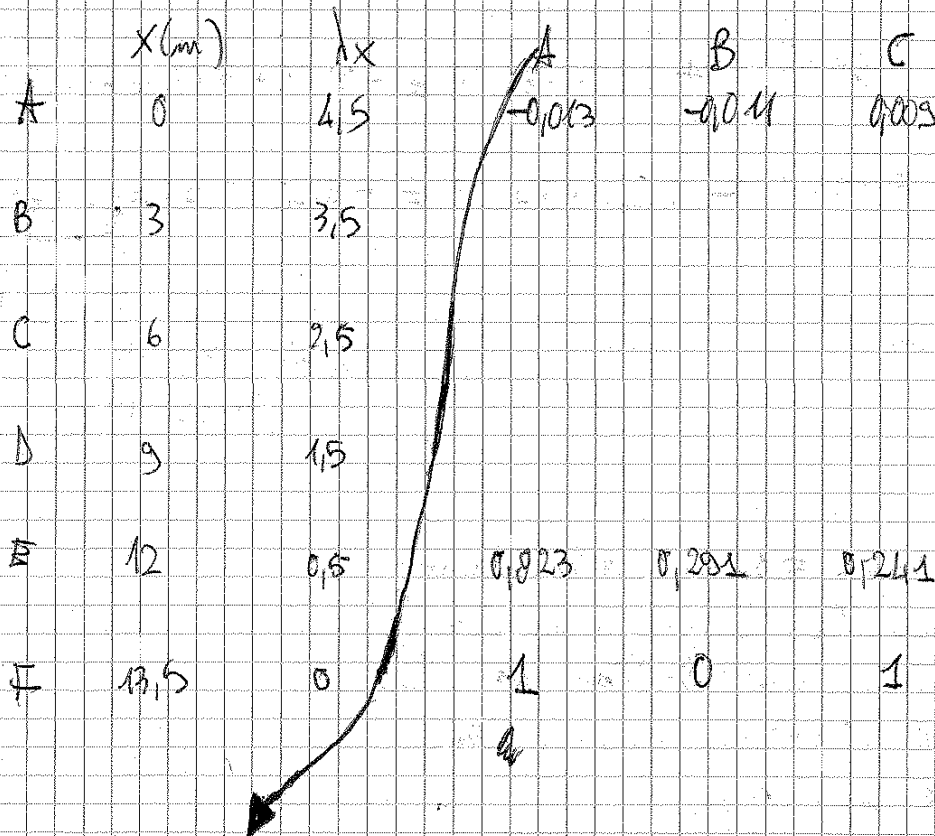
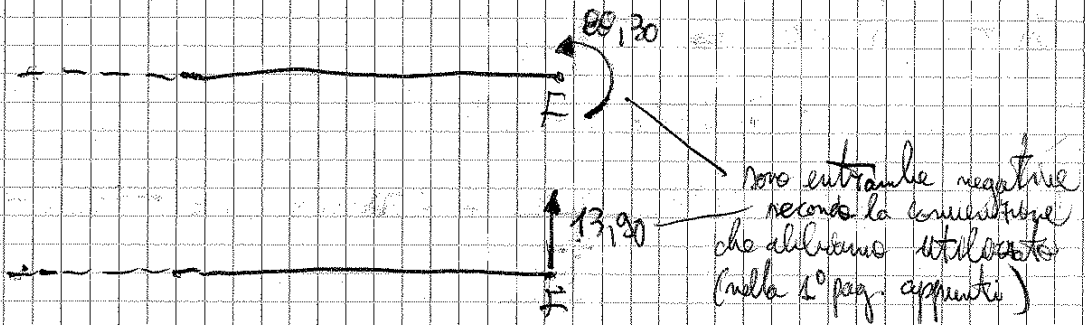
in C: $V_C = +0,179 \cdot 55,94 - 2 \cdot 0,123 \cdot 84,35 \cdot 0,333 = 10,16 - 6,92 = 3,16 \text{ kN}$

in D: $V_D = 0,056 \cdot 55,94 - 2 \cdot \frac{0,004}{3} \cdot 84,35 = 2,45 \text{ kN}$

in E: $V_E = 0,67 \text{ kN}$

in F: $V_F = -1,09 \text{ kN}$

Ora bisogna fare il caso della trave semi o che finisce in F:



Ripetiamo tutte le soluzioni

MOMENTO M [kN·m]

trave vincolata che funziona da A e con $H_1 = 84,35$, $V_1 = 55,94$

caricamento
 (0) - trave con
 con $P_1 = 100,30$ kN/m

(1)

(2)

trave vincolata che funziona da F e con $H_2 = 88,30$, $V_2 = 13,90$
 $M(0) + M(1) + M(2) = M_{TOT}$

	(0)	(1)	(2)	
A	-84,35	84,35	-1,54	-1,54
B ⁻	452,10	-8,98	-3,44	439,68
B ⁺	452,10	-8,98	-3,44	439,68
C	-179,97	-14,28	0,54	-194,44
D ⁻	301	-4,44	30,32	406,58
D ⁺	181	-4,44	30,32	206,58
E	-90,99	0,44	84,80	-6,05
F	-88,30	0,44	88,30	0,44

TAGLIO V [kN]

	(0)	(1)	(2)	$V(0) + (1) + (2)$
A	55,94	-55,94	-0,48	-0,48
B ⁻	328,44	-11,22	-0,40	316,52
B ⁺	-364,86	-11,22	-0,40	-376,48
C	-3,06	3,40	4,48	4,52
D ⁻	302,90	2,45	14,25	319,30
D ⁺	-187,40	2,45	14,25	-170,40
E	-15,54	0,64	13,48	-1,04
F	13,90	-11,09	13,90	-4,09

Nell'esercizio molto la bar. scava non abbiamo trattato (calcolato) gli spostamenti.

La Winkler abbiamo che:

$$y = A \frac{\lambda P}{2k}$$

spostamenti verticali

nell'esercizio bar. scava $k = 2,20 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2 = 22 \text{ MN/m}^2$

$$\lambda = 0,333 \text{ m}^{-1}$$

Se ci prendiamo λ dalle tabelle:

λx	0	0,1	0,2	1	2
A	1	0,991	0,965	0,500	0,064
$\frac{F}{\left[\frac{\text{mm}}{\text{MN}} \right]}$	7,6	7,5	7,3	3,04	0,51

adeguata:

per determiniamo facendo variare

λ e applicando $P=1$:

$$y = \frac{A \lambda}{2k}$$

non è che la costante è sempre calcolabile con questa relazione, ma ciò vale solo per la trave $\infty - \infty$ (poiché y , per la trave $\infty - \infty$ vale $A \frac{\lambda P}{2k}$)

$F \left[\frac{\text{MN}}{\text{mm}} \right]$	$= 1/\lambda$	$= 1/\lambda$	$= 1/\lambda$	$= 1/\lambda$	$= 1/\lambda$
--	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------

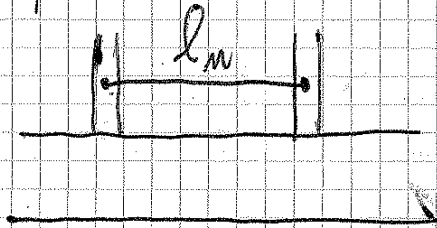
NOTA GENERALE:

- k_1 (coeff. di reazione) non è una proprietà del terreno.
Per trave di carico su piastrina con diametro $d = 30 \text{ cm}$ è lecito

si può prendere:

$$\frac{1}{5} l_m \leq H \leq \frac{1}{3} l_m$$

linea retta
tra i pilastri

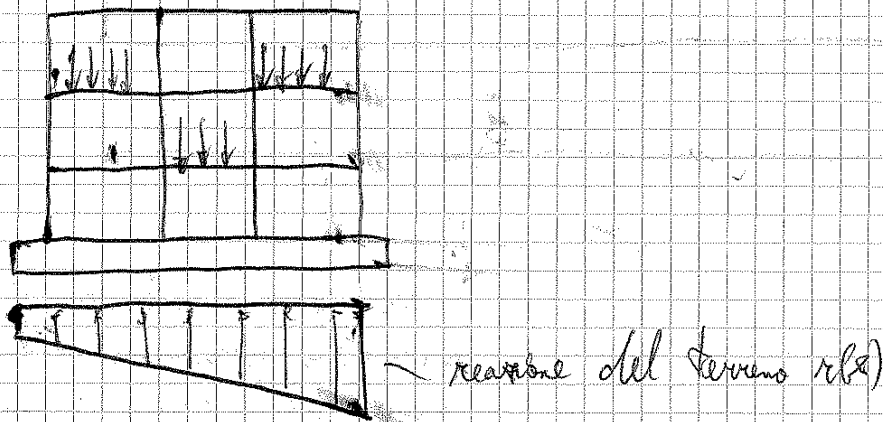


b_w va calcolata facendo verificare a taglio H_m prima approssimazione
si può prendere $b_w = a + 40 \text{ cm}$.

$$C = \frac{B - b_w}{2}$$

e dovrà essere $e \geq C$

Finora abbiamo considerato la trave con carichi puntuali che arrivano dai pilastri. In realtà, non è proprio così:

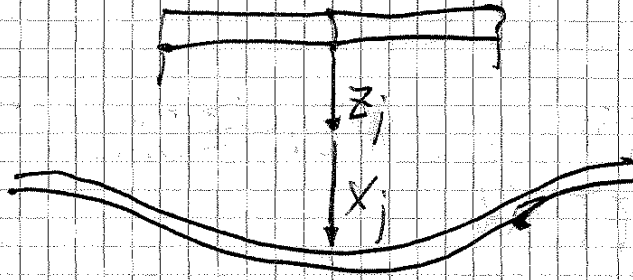


1) determinare $r(x)$

effettive

2) capire, determinare, le azioni che agiscono nei piedritti

→ che considerando l'azione composta di carichi che arrivano in fondo e reatt. del terreno



In nodi:

- prima abbiamo calcolato R_j su اعضا di spostamenti
- però struttura e trave hanno spostamenti \rightarrow allora X_j e Z_j una loro righe, quindi avremo degli

definendo Y_j : spostamenti in j , allora:

$$Z_j = \sum_{i=1}^m D_{ji} Y_i$$

$$X_j = \sum_{i=1}^m F_{ji} Y_i$$

vettore degli spostamenti ai nodi

$$([D] + [F]) \cdot \{Y\} = -\{R\}$$

vettore delle reazioni vincolari, che ci vanno calcolate prima (cioè reazioni dei vincoli vincolari)

matrice di rigidezza della struttura

matrice di rigidezza della trave di fondazione

Per gli edifici è, però, abbastanza difficile definire la matrice di rigidezza globale dell'intero edificio $[D]$: ci sono i tempi

benigni, quello che si fa è considerare gli estremi (o i estremi)

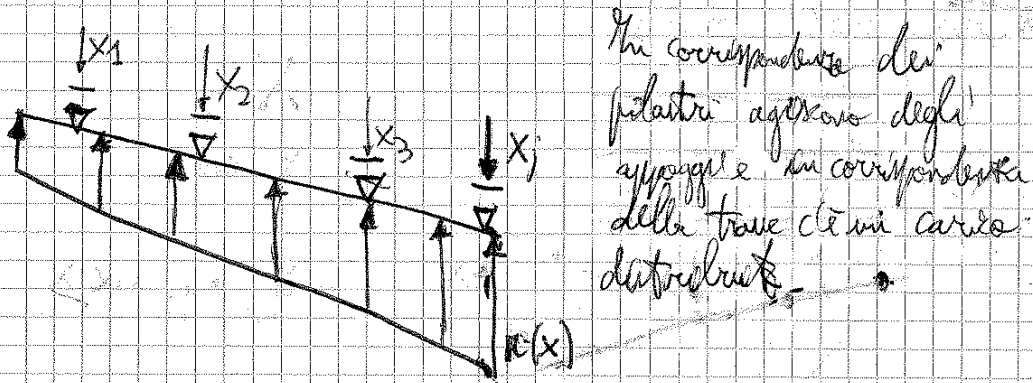
$$\Delta[D] = [0] \Rightarrow \text{struttura flessibile}$$

cioè $D_{ij} = 0$

$$Z_j = \sum_{i=1}^m D_{ji} Y_i = 0$$

Se la trave è rigida \Rightarrow possiamo considerare che le reazioni del terreno sono date dalla formula della flessione.

Se la sovrastruttura è rigida \Rightarrow i carichi X_i sono delle incognite, che vengono così determinate:

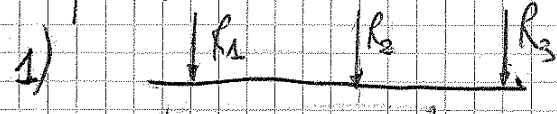


La corrispondenza dei pilastri agiscono degli appoggi e la corrispondenza della trave di un carico distribuito.

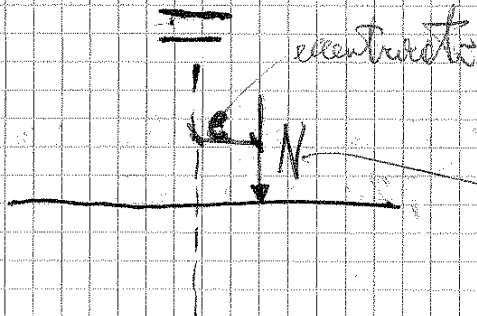
per Winkler $\Rightarrow r(x)$ dipende da ψ $\Rightarrow r(x)$ sarà distribuita in modo lineare con $\psi \Rightarrow$ crescerà linearmente all'aumentare dell'allungamento ψ .

Si effettua la risoluzione della trave in n appoggi, così che il carico che arriva dai pilastri sulla trave viene così determinato.

Si procede così:



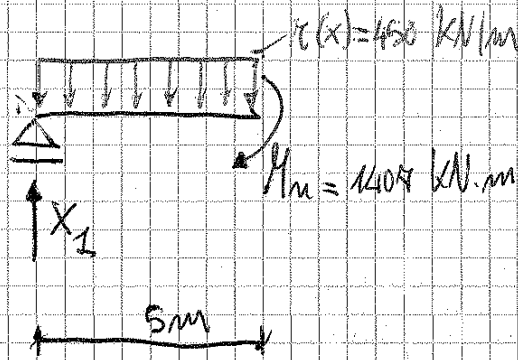
R_1, R_2, R_3 ottenuti dall'analisi con i vincoli ausiliari (il calcolo di ing. strutturata).



lo calchiamo con l'equilibrio alle rotazioni dei momenti

$$N = R_1 + R_2 + R_3$$

$$r(x) = \frac{N}{L} + \frac{Ne}{L^3} \cdot 12 \cdot x$$

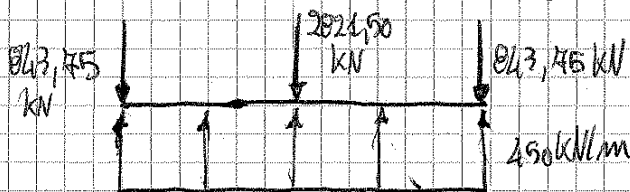


$\Rightarrow X_1 = 843,75\text{ kN} = X_3$

per simmetria

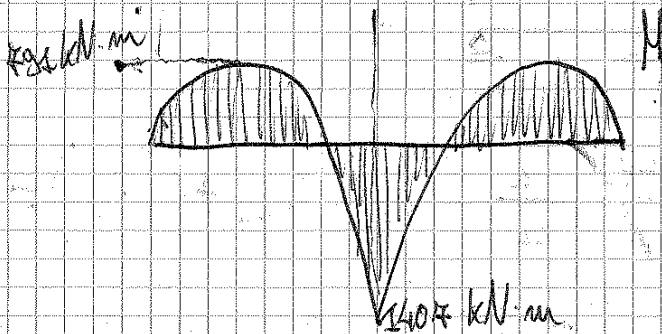
per \uparrow : $X_2 = N - 2X_1 = 2921,50\text{ kN}$
 eq. alla
 tras. vert.

Nella configurazione con sovrastuttura rigida ci si trova che :



La somma dei carichi che arriva in condizione costante a essere 4500 kN , ma ci è stata una redistribuzione, perché abbiamo considerato l'interazione terreno - struttura

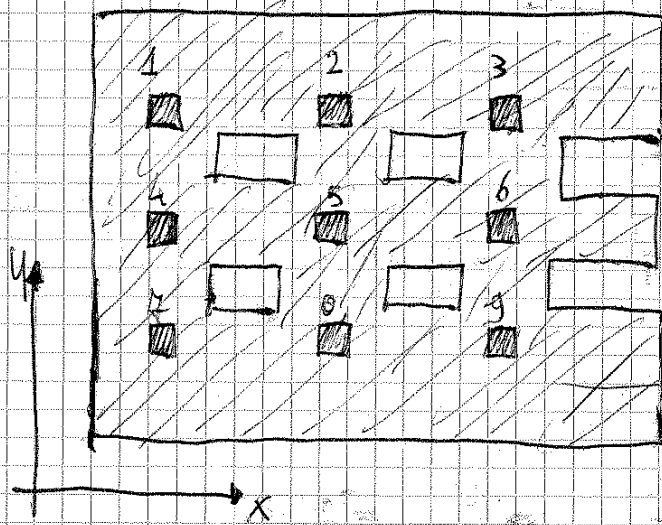
MOMENTO :



questo è il
 diagramma di
 momento e la
 sovrastuttura
 è rigida (stemi
 collegati in tutti
 i punti)
 caso ② di prima

FONDAZIONI A GRATICCIO

GRATICCI DI TRAVI



calcestruzzo + pilastri e + travi

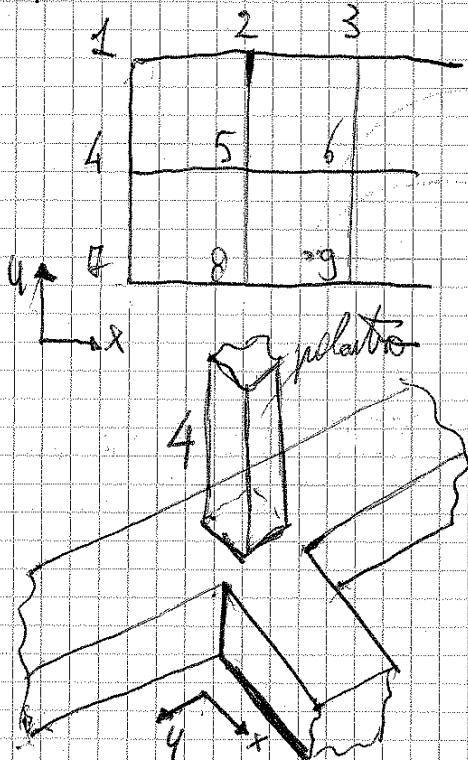
Travi sia in direz. x che y.

piano del graticcio

Le fondazioni a graticcio hanno lo scopo di limitare ulteriormente i cedimenti in fondazione.

La verifica geometrica di capacità portante si fa considerando come area caricata tutta quella delle pilastri e di cedimenti.

Il modo di procedere è di calcolare in ciascuno dei nodi sotto il pilastro l'orditura di travi che va in direz. x e quella che va in direz. y.



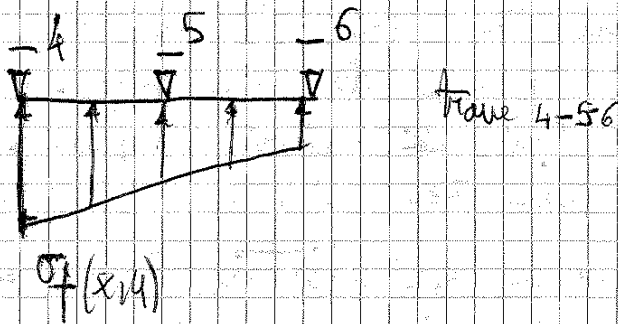
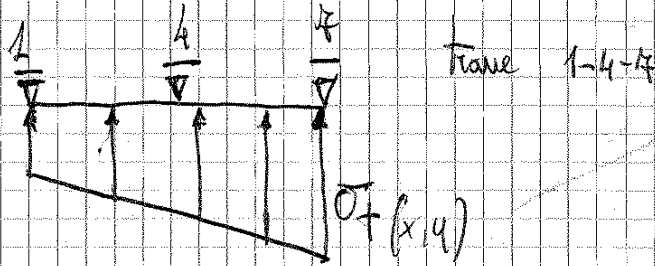
A: area del gettonato

N: risultante in fondazione ($= \sum P_i$)

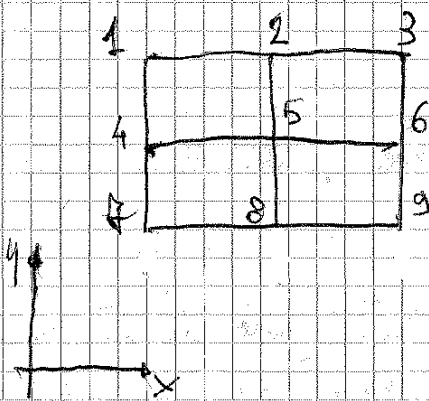
e_x, e_y : eccentricità

I_x, I_y : mom. di inerzia in direz. x e y

In ciascuna direzione (x e y) si fa quello visto per la trave di fondazione.



6) STRUTTURA FLESSIBILE



In ogni nodo i si considera il carico e lo si scompone in 2 termini:

$$N_i^x + N_i^y = P_i$$

carico calcolato con formula generale

esempio: con riferimento alla trave 1-4-7

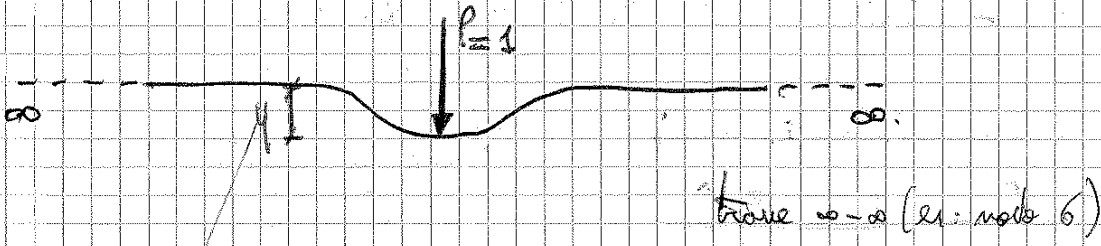
$$N_4^x + N_4^y = P_4$$

con riferimento alla trave 4-5-6

$$M_{4,4}^X N_4^X = M_{4,4}^Y (P_4 - N_4^X)$$

$$M^X \Rightarrow M^Y \Rightarrow \Sigma J^X \neq \Sigma J^Y$$

Utilizzando lo schema di Winkler possiamo trovare i valori teorici delle cedevolezza:



y indica il cedimento del punto sotto il carico P .

Per Winkler, il cedimento in questa configurazione è:

$$y = \frac{\lambda \cdot A}{2k} \cdot P$$

$\lambda x = 0$ (nodo sotto il carico)

$$A(\lambda x = 0) = 1$$

$$\Rightarrow y = \frac{\lambda}{2k}$$

λ è il cedimento quando $P=1$

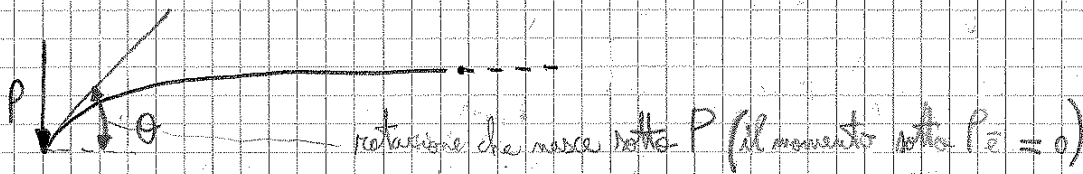
Se cerchiamo la rigidezza F , essa è $\frac{1}{y}$ cioè:

$$F = \frac{2k}{\lambda}$$

definita come la forza applicata ad un allungamento = 1

Se la trave, invece, è semi-infinita

(es: nodo 5 se consideriamo una trave in direzione x o nodo 2 se consideriamo una trave in direzione y):



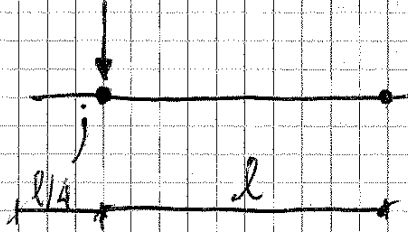
$$\lambda x = 0 \Rightarrow D(0) = 1$$

$$y = D \cdot \frac{2\lambda}{k} \cdot P$$

La rigidezza \bar{r} :

$$F = \frac{k}{\lambda} \quad (\text{cioè la metà di } F \text{ di un nodo centrale})$$

Altro caso: nodo di testa con sbalzo



Si trova che: $F \approx 0,375 F^{\infty-\infty}$

$$M \approx \frac{1}{0,375} \frac{1}{k} = \frac{1}{0,375} M^{\infty-\infty} = 1,5 \frac{1}{k}$$

risolviamo la relazione ~~...~~ nel caso generale:

$$N_i^x = P_i \frac{M_{xi}^y}{M_{xi}^x + M_{xi}^y} \quad \text{(A)}$$

Se, invece, usiamo le rigidezze:

$$N_i^x = P_i \frac{F_{ii}^x}{F_{ii}^x + F_{ii}^y}$$

Esercizio (elementi applicativi)

in entrambe le direzioni che tende $\infty-\infty$

ma che libera il nodo $\infty-\infty$

- nel nodo 6:

$$M_{66}^x = M_{66}^y = \frac{1}{2k}$$

$$F = \frac{2k}{\lambda}$$

Il coefficiente \bar{r} :

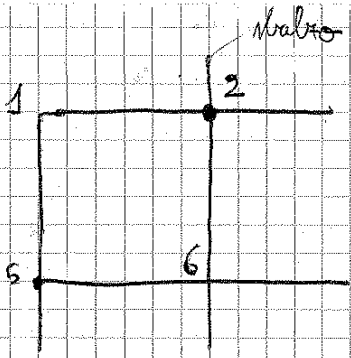
$$\frac{N_6^x}{F_{66}^x}$$

$$= \frac{N_6^y}{F_{66}^y}$$

$$= \frac{P_6 - N_6^x}{F_{66}^y}$$

coefficiente in 6 della trave in direzione X

Nel caso:

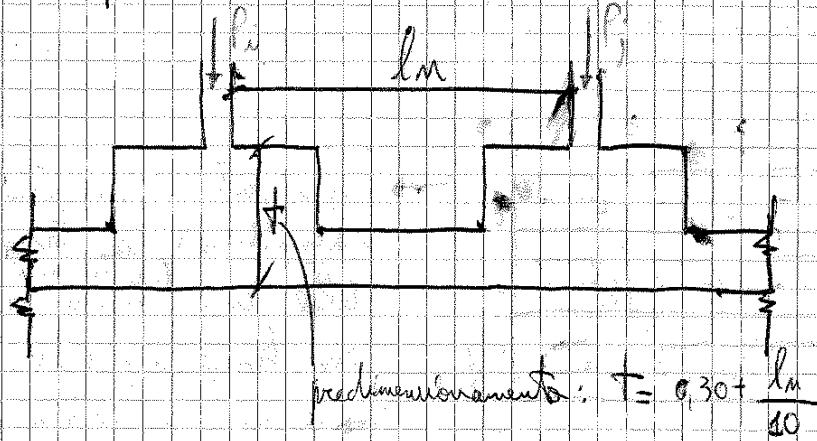


$$\Rightarrow f_{22}^X = \frac{2k}{\lambda} \quad , \quad f_{22}^Y = 0,75 \frac{k}{\lambda}$$

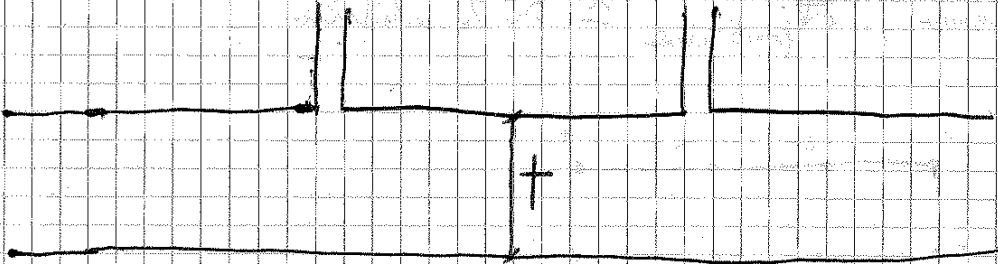
$$N_2^X = \frac{P_2 \cdot 2}{2 \cdot 75} \approx 0,73 P_2$$

$$N_2^Y \approx 0,27 P_2$$

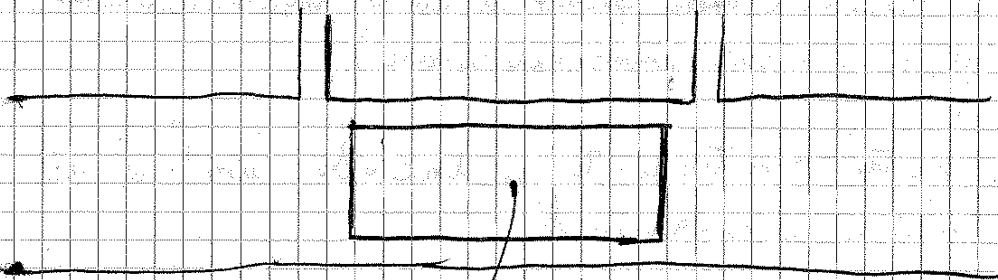
Es. per
piastro (platea) nervata:



piastro (platea) a spessore costante:

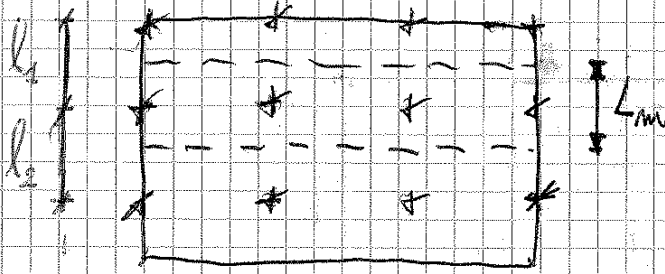


piastro (platea) alleggerita:



elemento di alleggerimento, con
da avere un p.p. della platea
non troppo elevato.

Una volta determinata la tensione di contatto, si considerano STRISSE VIRTUALI che stanno a metà tra i pilastri:

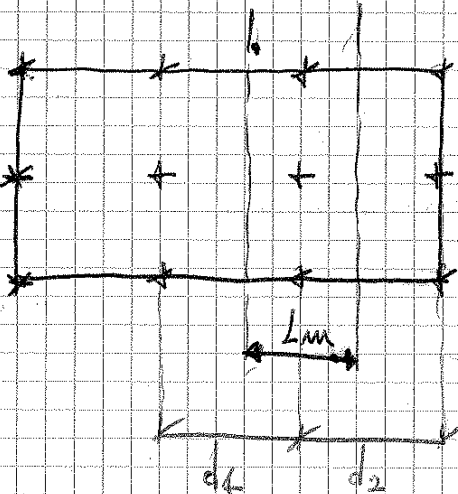


Struttura in direzione X

Si fa una soluz. approssimata su cui si prendono le reazioni del terreno e tali reazioni vanno a caricare strisce virtuali (zone) di larghezza:

$$L_m = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}$$

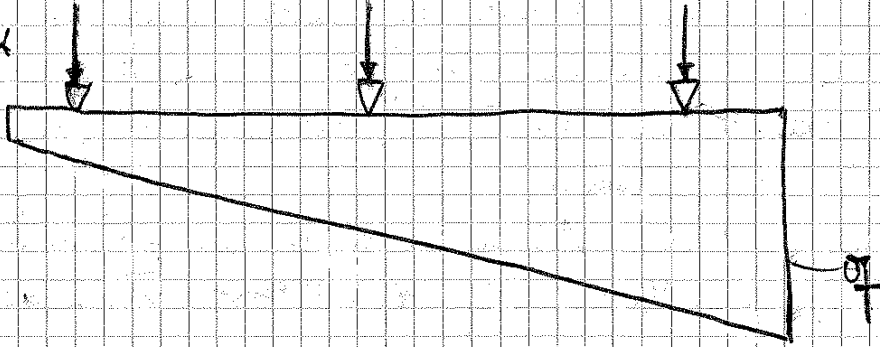
Per la struttura in direz. y, invece:



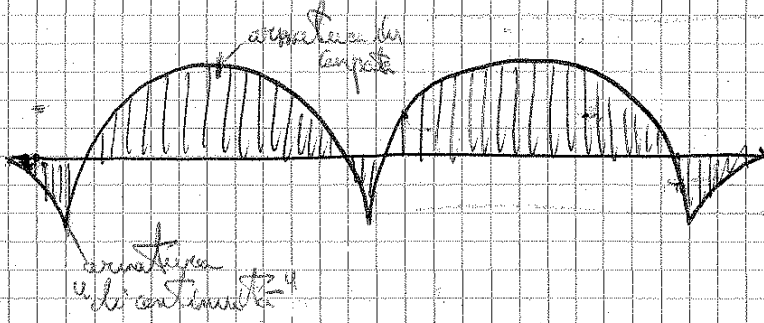
$$L_m = \frac{d_1}{2} + \frac{d_2}{2}$$

Consideriamo una trave virtuale di platea:

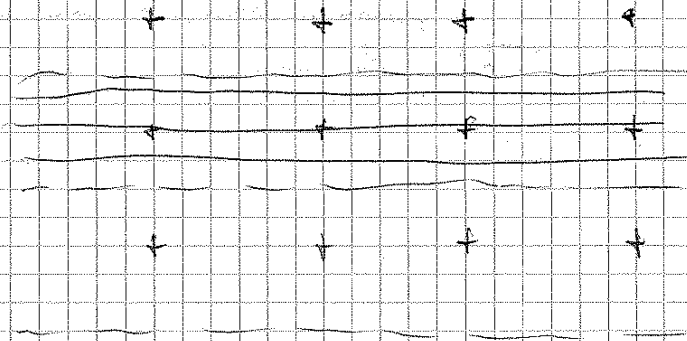
SOVRASTRUTTURAZIONE RIGIDA



Se la sovrastruttura è rigida, l'aumento di M è:

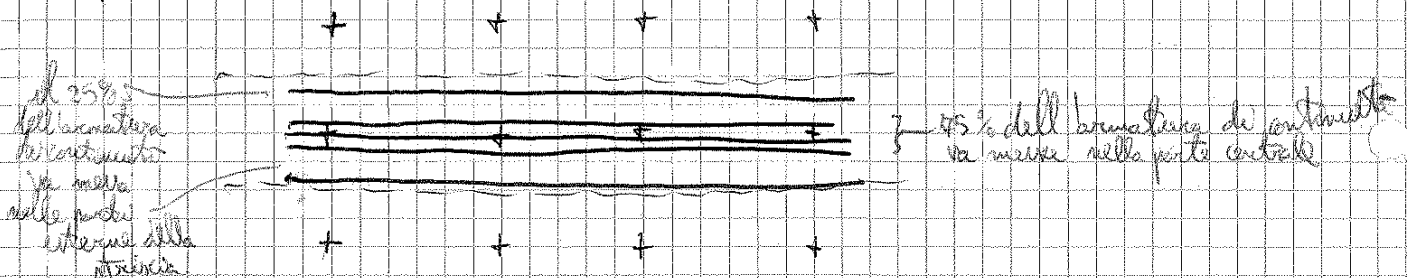


In pianta:



Per ogni trave si calcola il diagramma di M e poi per ogni trave, nei ferri equidistanti

tracce i ferri di continuità (cioè quelli messi a contatto al terreno ~~con~~ sicuramente sempre con un $10'$ di copriferris) vanno concentrati in prossimità dei pilastri:



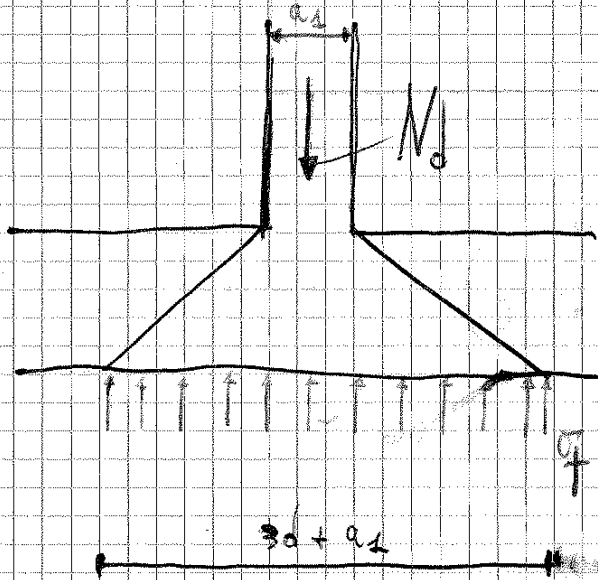
Moltiplicando il perimetro per d ottengo l'area resistente

$$S_p = (2 a_1 + 2 b_1 + 3 \pi d) \cdot d$$



Se si considera il rettangolo che circoscrive il cerchio →

$$\Rightarrow S_p = (2 a_1 + 2 b_1 + 12 d) \cdot d$$



$$V_{pd} = N_d - \gamma_F \cdot \sigma_T \cdot S$$

area interna

parte di V che sta all'interno del cavo e dunque non contribuisce alla resistenza per punzonamento

La verifica a punzonamento presuppone:

$$V_{pd} \cdot \beta \leq V_{rds}$$

con: $\beta = 1$ per i pilastri centrali

$\beta = 1,15$ per i pilastri di bordo

Se la verifica con β non è soddisfatta si può:

→ aumentare l'altezza d_j ; oppure, se ciò non è sufficiente:

03/12/2012

TIPOLOGIE DI PALI DI FONDAZIONE

• TIPOLOGIE DI PALO:

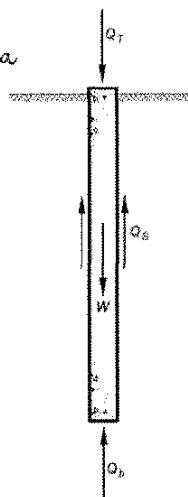
dai

-micropali (diametro 10-15 cm, *lunghezza circa 10-20 m*, portate 100-200 kN)

ai

-pali per strutture offshore (diametro 2-3 m, portate oltre 10 MN)

lunghezza di centinaia di m



PALI: fondazioni profonde

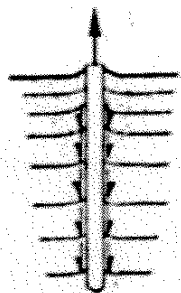
*il carico non è più trasmesso superficialmente nel p.c.,
ma viene trasferito in profondità al palo di
fondazione.*

03/12/2012

- Motivi per cui si realizzano fondazioni su pali:

2

Resistere a trazione:

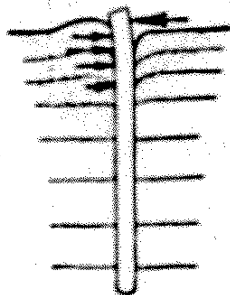


(c)

- Motivi per cui si realizzano fondazioni su pali:

3

Resistere ad azioni orizzontali (palo singolo)



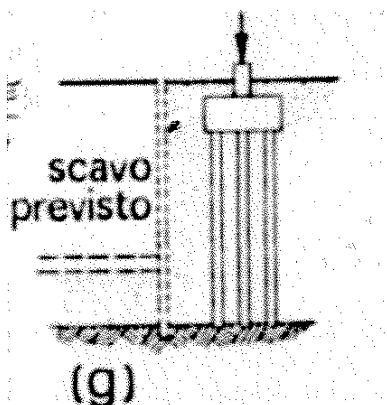
(d)

03/12/2012

- Motivi per cui si realizzano fondazioni su pali:

6

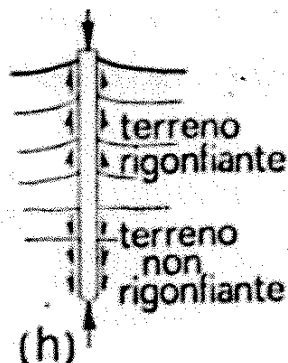
Predisporre fondazioni a lato di zone scavate



- Motivi per cui si realizzano fondazioni su pali:

7

Scongiorare effetti legati ad oscillazioni stagionali della falda



5

9/6

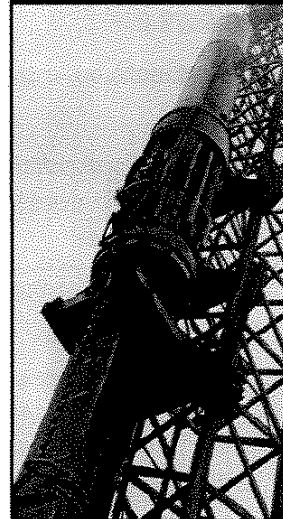
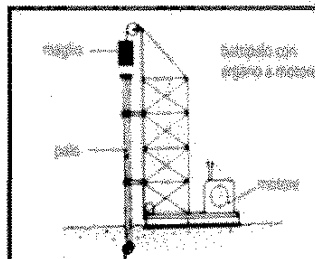
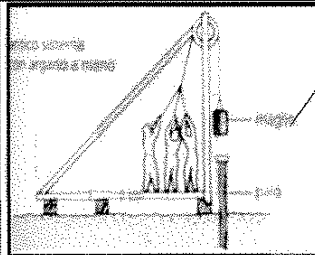
03/12/2012

Elenco di tipi di pali

Alpha Pile - Atlas Pile - Bade System - Benoto System - Brechtl System - Button-bottom Pile - Casagrande System - Compressol Pile - Continuous Flight Auger (CFA) System - Daido SS Pile - Delta Pile - Drill-and-drive Pile - Franki Composite Pile - Franki Excavated Pile - Franki Pile - Franki Pile with casing top driven - Franki VB Pfahl - Fundex Pile - Held-Franke System - Hochstrasser-Weise System - Hollow precast concrete pile with timber/steel core - Hydrofraise - Icos Veder System - Jointed Concrete Pile - Lacor Pile - Large diameter bored pile - Lind-Calweld Pile - Lorenz Pile - Mast System - Millgard Shell Pile - Mini pile - Monierbau Pile - Multiton Pile - MV-pile - Omega Pile - Pieux Choc - Precast Concrete Pile - Precast Reinforced Concrete Pile - Pressodril - Prestcore - Prestressed Concrete Pile - Raymond Pile - Rolba Pile - Sheet Pile - Simplex System - Small diameter bored pile - Soilex System - Starsol Pile - Steel Box Pile - Steel pile - Steel Tube Pile - Steel-concrete (SC) Composite Pile - Steel-H Pile - SVB Pile - SVV Pile - Timber Pile - Tubex Pile - Westpile Shell Pile - Vibrex Cast-In-Situ Pile - Wolfholz System - Zeissl System

www.geoforum.org

Pali Infissi – Modalità esecutive



che spinge il palo

punta del palo

36

03/12/2012

Infissione pali - rottura

In testa:

-Max sforzo di compressione
(rigidezza cuscino)

Alla punta:

Trazione – in terreni teneri

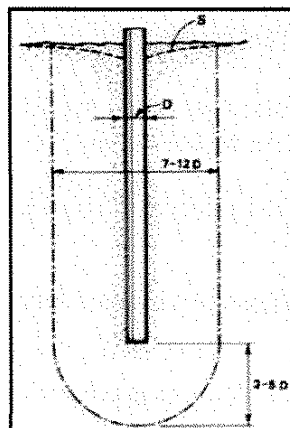
Compressione – in terreni rigidi



Pali infissi – sabbie sciolte

-Infissione provoca addensamento
della sabbia che sta attorno (prima
del palo c'era una certa D_R → mette
il palo → occupa spazio → la D_R ↑)

- Addensamento provoca
aumento della resistenza



2012

03/12/2012

anche essere prefabbricati

Pali infissi gettati in opera

Si infisse con diverse modalità un tubo-forma entro il quale si cala l'armatura e si esegue il getto di calcestruzzo

- TUBO FORMA**
- In acciaio (Pali simplex, Pali Francki)
 - Lamierino metallico a perdere (Lacor, Raymond)

Tubo forma infisso tramite battitura in testa (spessore) o tramite mandrino

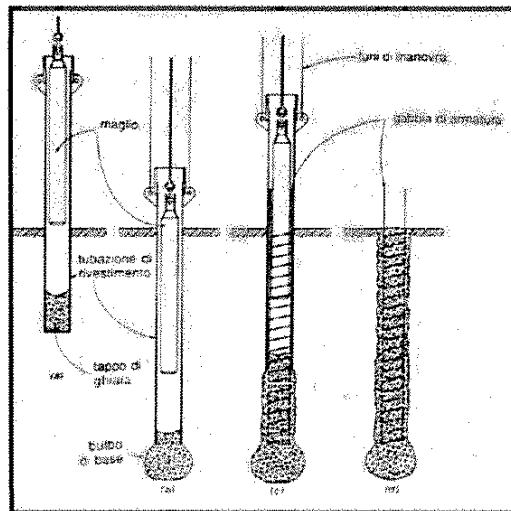
Palo Franki

Tappo asciutto ($h \approx 3d$)

esterno in acciaio

Tubo sempre immerso nel cls per 2-3 d per non separare il getto ed evitare infiltrazioni

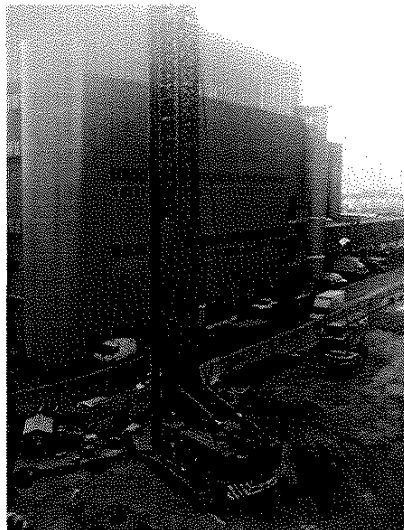
a partire
Il getto è fatto dal basso verso l'alto.



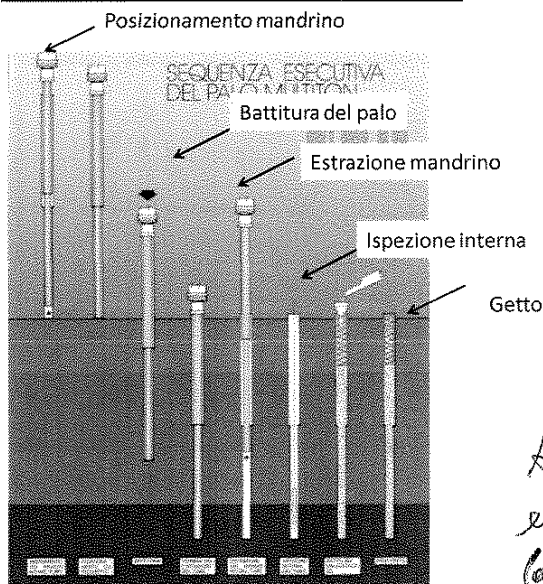
Il maglio viene battuto e poi, quando si giunge alla profondità desiderata, il maglio viene riportato a luce e viene effettuato il getto.

03/12/2012

Palo battuti acciaio - Multiton



Palo battuti acciaio - Multiton



Per terreni alluvionali,
con oscillazione di
falda, ambienti
chimici aggressivi,
lunghezza del palo >
25 m, base rigida

Sequenza di due (o più)
tubi a parete liscia, con
diametro decrescente

*A differenza di un palo Labor, ho
effettivamente tubi lisci di acciaio
(anche in questo caso i tubi di acciaio
vengono lasciati come parte integrante del
palo medesimo).*

949

03/12/2012

Pali trivellati – modalità di perforazione

Scavo a rotazione

*di diametro di
circa 1,5 m
non è un
micropalo !!!*



l'elica
(ha eliminato la necessità assoluta di rivestimento del foro)

*perché è l'elica
medesima che
scava*

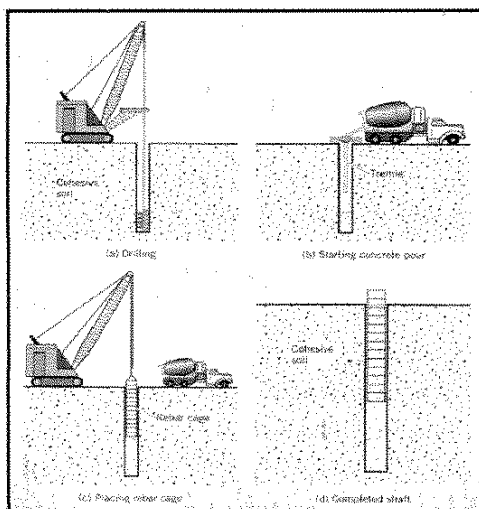
Pali trivellati – modalità di perforazione

Scavo a rotazione

Anche la perforazione causa disturbo al terreno

Per terreni coesivi sopra falda la perforazione può autosostenersi

*Caricille sopra falda => presenza
dell'acqua L_0 per risalita
capillare => stato tensionale
penetiv ($\neq 0$) => resistenza al
taglio disponibile per poter
sostenere il terreno)*



26/11

agenti chimici 03/12/2012

logorazione!!!

Pali trivellati – armatura

1. – non deve essere a contatto con il terreno
2. – interasse tra le barre longitudinali deve tenere conto del diametro degli inerti
3. – va tenuta sospesa durante il getto e la maturazione del calcestruzzo

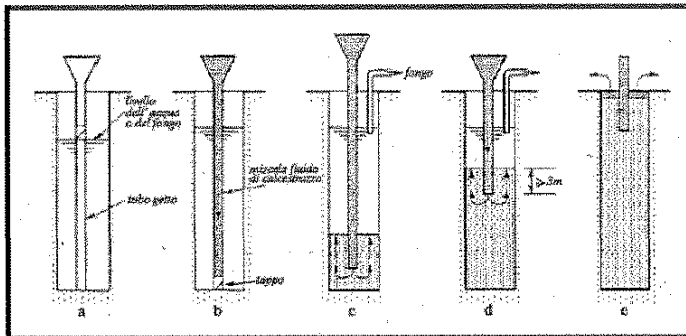


getto del cls fa effettivamente mente = presa.



Pali trivellati – getto del calcestruzzo

Il tempo tra perforazione e getto dev'essere ridotto
 Continuità del palo: importante controllare il volume immesso
 Non provocare la segregazione degli inerti



Perforazioni con fango bentonitico

Occorre: - calcestruzzo più ricco di cemento (maggiore fluidità)
 - controllare la velocità di risalita nel tubo convogliatore

Attenzione: lo strato superiore di calcestruzzo è alterato da contatto con fango

per poter avere ricovero di spessore 4
 il fango medesimo

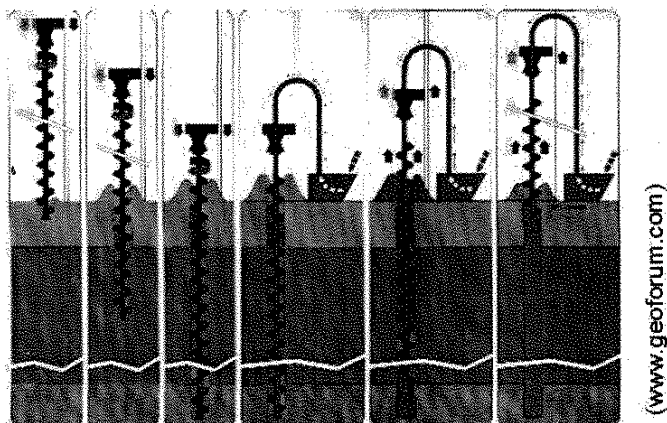
bisogna far sì che nel tubo pervenga solo cls e non fango!!!

2/1

03/12/2012

soluzione moderna per casi che riguardano i pali trivellati.

Pali ad elica continua



Gettato in opera senza asportazione di terreno: elimina necessità del sostegno delle pareti del foro e della pulizia a fondo foro

Pali ad elica continua

Basso costo ed elevata velocità esecutiva

Elevata resa (spostamento laterale del terreno che non disturba la capacità portante laterale)



La getta avviene che si'albera in movimento del terreno verso lo scavo → le tensioni geostatiche del terreno non diminuiscono → maggiore resistenza al taglio offerta dal terreno → maggiore capacità portante offerta dal palo.

(non c'è rilassamento tensionale)

dato che non c'è movimento

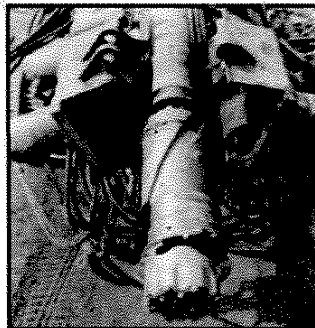
26/8

03/12/2012

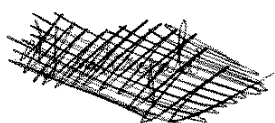
Micropali – palo radice

Viene eseguito realizzando una perforazione con una batteria di aste munite all'estremità di una corona tagliente adeguata alla natura del terreno

I detriti di perforazione sono eliminati dal fluido di perforazione tramite circolazione diretta



*macchinario che
infilza i
micropali.
(con il rot. diverso dell'el.
lettore tarantolo per
le opere di sostegno)*



Micropali – palo radice

Viene eseguito realizzando una perforazione con una batteria di aste munite all'estremità di una corona tagliente adeguata alla natura del terreno

I detriti di perforazione sono eliminati dal fluido di perforazione tramite circolazione diretta



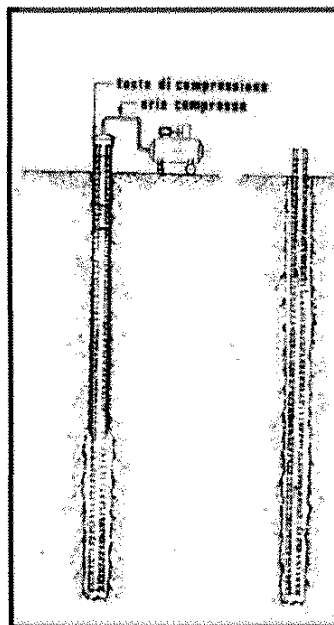
Blm

*facilita l'adesione tra il cls
che è stato gettato e il terreno
di fondazione*

03/12/2012

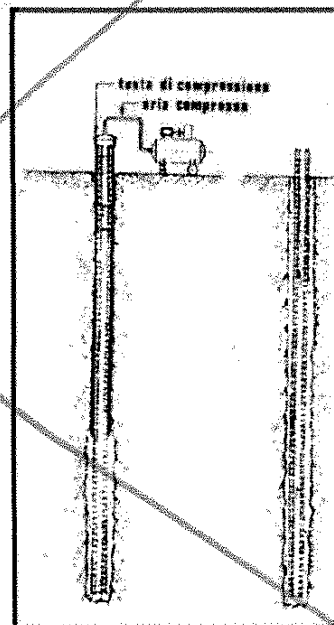
Micropali – palo radice

Al termine del getto si immette aria compressa per sfilare la batteria di aste, contemporaneamente forzando il calcestruzzo contro il terreno e occupando il volume lasciato libero dalla tubazione



Micropali – palo radice

~~Al termine del getto si immette aria compressa per sfilare la batteria dei aste, contemporaneamente forzando il calcestruzzo contro il terreno e occupando il volume lasciato libero dalla tubazione~~



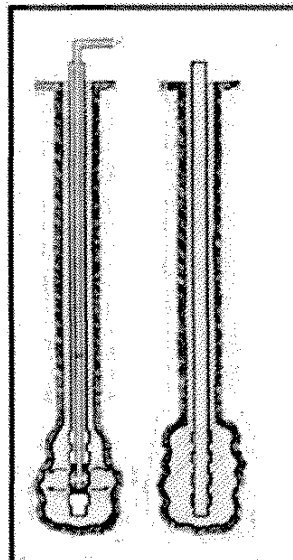
03/12/2012

Micropali – pali tubifix

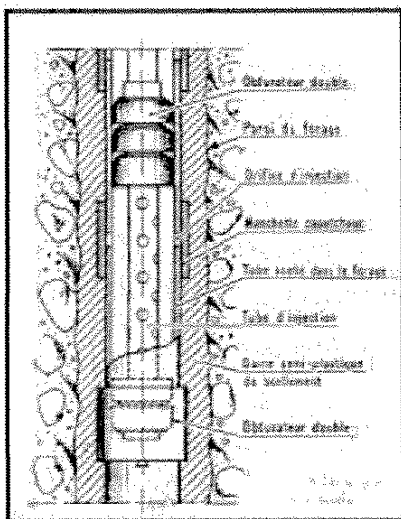
Dopo la presa della guaina si iniettano le varie valvole eseguendo una serie di sbulbature

Maggiore resistenza in corrispondenza degli strati ai quali trasmettere il carico

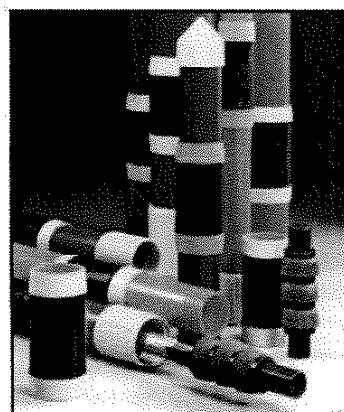
che verranno fatte negli strati che offrono maggiore resistenza



Micropali – pali tubifix



Le pressioni possono raggiungere alcune decine di atmosfere



03/12/2012

per usi: ferroviari, stradali, pile dei ponti

Valori indicativi della capacità portante

Grande diametro	Dimensioni	Valori di progetto
Trivellati	Lmax = 60 m 600 < D < 2500 mm	Fino a 30'000 kN
Infissi (tubolari in acciaio)	Lmax > 100 m 275 < D < 3000 mm	Fino a 17'000 kN
Infissi (cls a sezione vuota)	Lmax = 60 m 915 < D < 1370 mm	2000 kN

lunghezze tipiche per le piattaforme petrolifere

Influenza del procedimento costruttivo

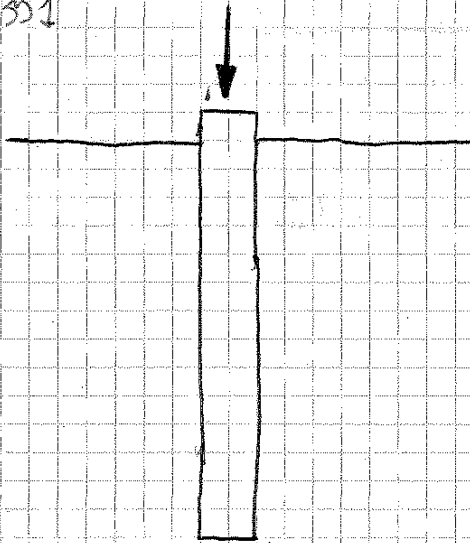
	Pali infissi	Pali trivellati
Terreni	Limitazione su terreni consistenti	Nessuna limitazione
Dimensioni	Dmax circa 60 cm Lmax circa 20 m	Nessuna limitazione
Resistenza materiale	Ottima	Da controllare può essere molto scadente
Impatto ambientale	Attrezzature ingombranti e costose, <u>vibrazioni</u>	Attrezzature ingombranti e costose per i grossi diametri

ingombri acustici (in un centro abitato di fatto!)

FONDAZIONI

12-12-2012

Vediamo come calcolare la CAPACITÀ PORTANTE del SINGOLO PALO.
 PAG. 351



I pali hanno maggiore, migliore, capacità di sopportare i carichi inclinati rispetto alle fondaz. dirette, però trattiamo ora solo il caso di carichi assiali.

Ci sono varie possibilità:

1. pali battuti o infissi:

si utilizzano i dati di battitura ed attraverso formule cosiddette "dinamiche" si valuta il carico limite di questi pali.

2. c'è la possibilità di fare prove di carico sui pali che è la possibilità migliore di tutte, perché con tutti i disturbi che ci sono durante la fase di realizzazione, questa prova non quelle che danno soluzioni migliori, perché abbiamo tutta la risposta in termini di carichi e deformazioni e conosciamo il carico max. applicabile (la prova comporta la rottura del palo). Sono usate (tali prove) per opere importanti: le prove statiche.

3. utilizzare risultati di prove in situ (CPT e SPT) e poi, tramite relazioni empiriche e semiempiriche calcolare la resistenza a taglio del terreno all'interfaccia col palo → ricavare la capacità portante del palo

4. utilizzare "formule statiche"

entra in gioco il tipo di palo, ma anche la sua geometria (se è quello o meno → entrerà in gioco in modo più o meno importante Q_s o Q_B)

portata di base:

PAG. 360

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c$$

nelle analisi
 in condizioni drenate questo termine non viene utilizzato.
 X TERRENI SABBIOSI

manca il termine legato al p.p. perché è decisamente trascurabile a fronte degli altri due termini

per i terreni coesivi, l'analisi di capacità portante della portata di base è fatta in tensioni totali:

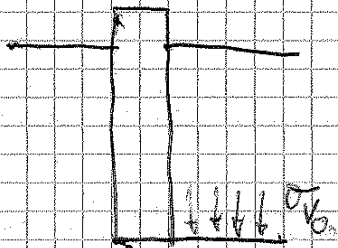
TERRENI COESIVI → PORTATA DI BASE → TENSIONI TOTALI:

PAG. 355

$$Q_B = q_{lim} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = \left(S_u \cdot N_c + \sigma_{V_0} \right) \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{X TERRENI COESIVI}$$

\downarrow $N_q = 1$
 che parametro utilizziamo per N_c ?

Tipicamente si è visto che $3 < N_c < 12$ → in letteratura possiamo trovare valori diversi, però come valore indicativo si utilizza $N_c = 9$.



Se le argille sono consolidate → sono ferme → dobbiamo correggere il valore di S_u attraverso un parametro λ che fa diminuire il valore di S_u del progetto (per tener conto della curva):

$$\lambda = \frac{0 + 0.5}{2d} \leq 1 \quad \text{per pali infissi}$$

- Reese & O'Neil : $\alpha \approx 0,55$

- Kulhavy : $\alpha = 0,24 + 0,26 \cdot \frac{p_a}{S_u}$

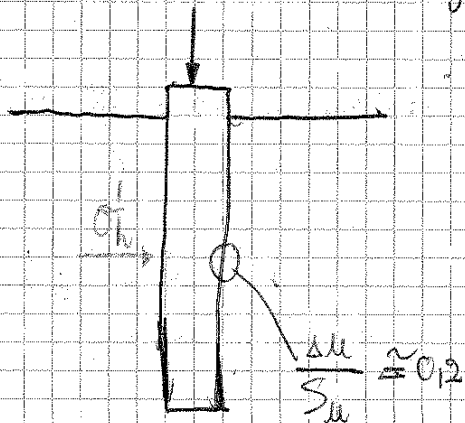
per pile infissi \Rightarrow

- $\alpha = \frac{0,5}{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5}}$ ne $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1$ (cioè terreni non fortemente sovraconsolidati)

- $\alpha = \frac{0,5}{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,25}}$ ne $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} > 1$

l'approccio dei tensioni totali è storicamente nato per prima, però se pensiamo alla capacità portante di un palo una volta costruito e caricato e all'interfaccia palo-terreno \Rightarrow
 ci pensiamo

capitiamo che non ci sono compressioni sul terreno a lato del palo, ma solo tensioni di taglio:



β tensioni efficaci

$f_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta$

↑
angolo d'attrito che caratterizza l'interfaccia palo-terreno

\Rightarrow il metodo β prevede di dover determinare σ'_h e δ

per pali trivellati → PAG. 358

rispetto ai pali infissi

β assume valore più basso perché si consiglia di utilizzare:

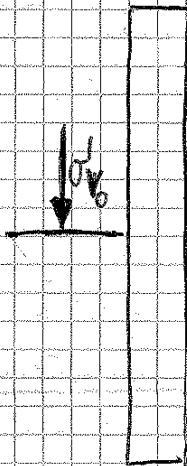
$$K = \frac{K_0 + 1}{2}$$

coeff di punta

INTERVALLO

si chiama metodo β perché utilizza il coeff. β

Riparato al metodo β - pali su terreni coesivi:
come l'ha impostato l'anchetta:



$$f_s = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad (1)$$

è quello medio, cioè all'altissima media del palo (prova su laguna)

immaginiamo di progettare il diametro del palo e sappiamo solo: $f_s = \beta \cdot \sigma'_{v0}$

Escludi: anche, pali infissi →

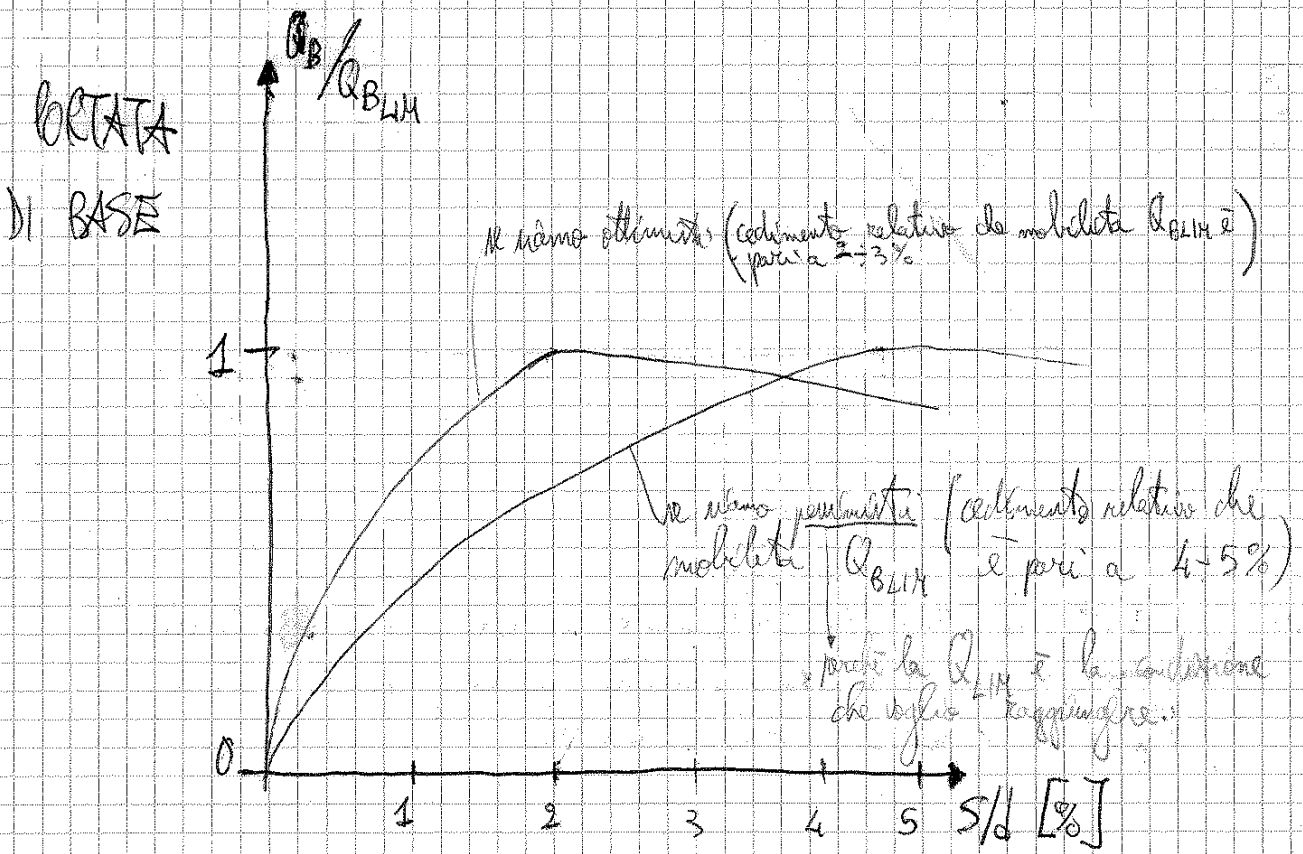
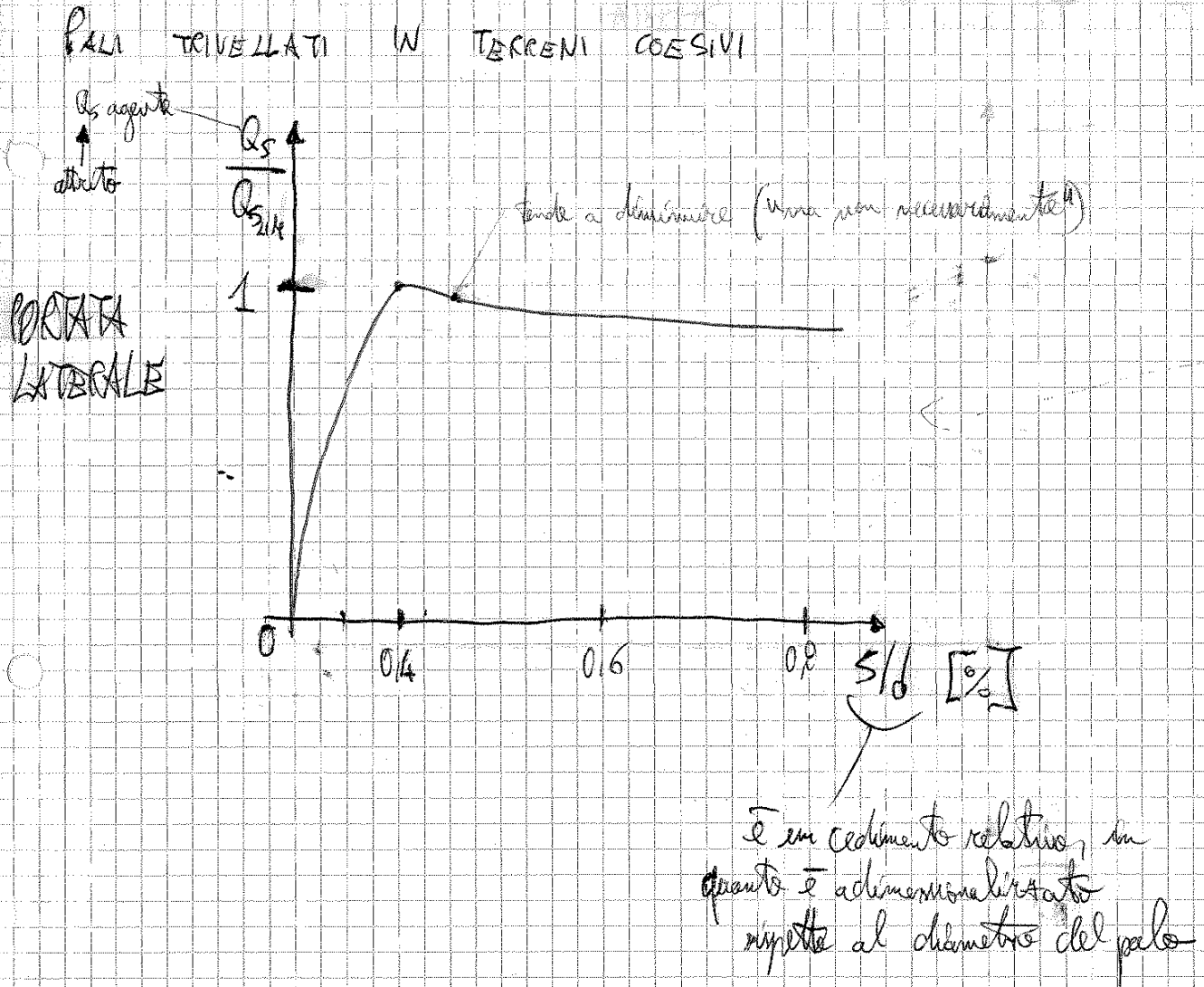
utilizzando la (1) e sapendo che $Q_s = f_s \cdot n \cdot d \cdot L$

$$\beta = \frac{Q_s}{n \cdot d \cdot L \cdot \sigma'_{v0}}$$

numero palo

lunghezza palo

possiamo di avere fatto una prova a rottura del palo caricato in testa (→ sappiamo Q_s)



Velocità come viene calcolata la capacità portante alla base del palo in sabbia: PAG. 359-360

$$Q_B = q_{lim} \cdot A_{Base} = q_{lim} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = (N_q \cdot \sigma'_{v0}) \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

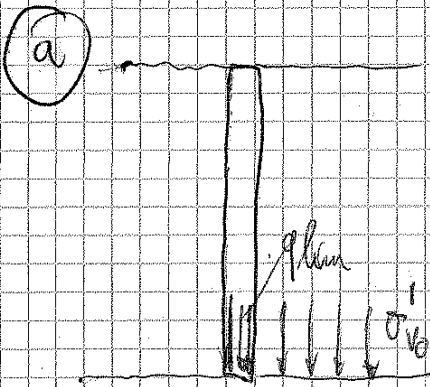
osservando non
considerando la coesione

quanto vale N_q ???

A differenza di quanto avviene per le fondazioni superficiali, esistono situazioni che danno N_q anche molto diversi l'uno dall'altro.

$$N_q = f(\sigma'_v)$$

e sicuramente
però ci sono le appross. diverse:



Torreggiani, Lagrot
Il palo è visto come un pilastro che porta il carico alla base del palo stesso

→ N_q che si usa è del tutto analogo a quello che si usa nelle fondaz. superficiali con carico distribuito

(b) Il palo non è come un pilastro, ma attorno al palo ci sono degli effetti di tipo "nido" (chiamato di Beresantzen)

FONDAZIONI

14-12-2019

PORTATA LATERALE DEI PALI IN SABBIA: PAG. 362

Non c'è dubbio: in sabbia sempre in condiz. drenate (però in sabbia):

$$Q_s = f_s \cdot A_s$$

↑
area laterale palo

$$f_s = \int_0^L f_z dz$$

→ tensione media integrale!

o.e. $f_z = K \sigma'_v \tan \delta$

Quanto vale K ?

- per pali trivellati $\Rightarrow \frac{2}{3} < \frac{K}{K_0} < 1$

- per pali infissi (con poca compressione) $\Rightarrow \frac{3}{4} < \frac{K}{K_0} < \frac{5}{4}$

- per pali infissi (ben compressi) $\Rightarrow 1 < \frac{K}{K_0} < 2$

o.e. K_0 è il coeff. di spinta a riposo del terreno

→ se il palo è trivellato \Rightarrow la tensione orizzontale è \leq di quella geostatica (c'è rilassamento laterale)

se il palo è infisso \Rightarrow " " " " $>$ di quella geostatica \Rightarrow effetto benefico sul palo stesso (c'è addensamento durante infissione)

C' è la possibilità di usare CPT (dati di resistenza alla punta CPT)

De Beer (1985):

$$\text{se } q_c \geq 20 \text{ kPa} \Rightarrow f_z = \frac{q_c}{200}$$

Q_B del palo infuso

Avendo risultati di prova CPT, per calcolare Q_B, invece di usare le relazioni varie (che hanno N parametri) ⇒ usare CPT:

$$Q_B = q_{lim} \cdot A_B = q_c \cdot A_B = 8000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 1570 \text{ kW}$$

assumiamo
che sia uguale a

Se usassimo altri di strategia ⁱⁿ tenere conto l'incertezza (in questo caso non ho questo "problema")

potete lateral Q_s

$$Q_s = \begin{cases} \text{dalla CPT} & (1) \\ \text{dalla formula: } f_z = k \sigma'_{v0} \tan \delta & (2) \end{cases}$$

calcoliamo
in 2 modi

caso (2):

possiamo assumere: $1 < \frac{k}{k_0} < 2$ e, se non abbiamo

valori particolari, per esempio potremmo prendere: $k = 1,5 \cdot k_0$

Supponendo che la sup. attorno del palo non sia particolarmente liscia, possiamo prendere: $\delta = \varphi' \Rightarrow$

$$\Rightarrow f_z = 1,5 \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot \tan \varphi' \cdot \sigma'_{v0} \Rightarrow$$

caso ①

supponiamo un valore medio di q_c nella tabella pari a 110 kPa

$$f_s = \frac{q_c}{150} \quad (\text{per } q_c < 110 \text{ kPa})$$

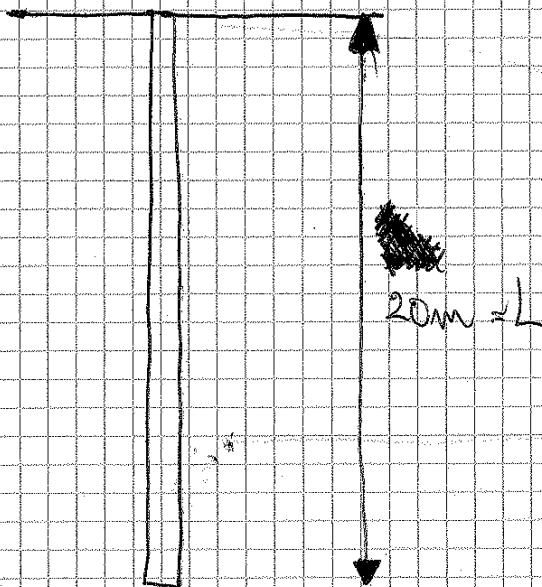
$$= \frac{11000}{150} \approx 73 \text{ kPa}$$

$$Q_s = f_s \cdot A_s = 73 \cdot 22 = 1606 \text{ kN}$$

$$\rightarrow Q_{LIM} = 1540 + 1606 - 85 = 3061 \text{ kN}$$

Quindi c'è dipendenza della soluzione dalle scelte che ci siano fatte del n.c.

PALO TRIVELLATO IN SABBIA:



$$D = 0,80 \text{ m}$$

$$\varphi = 36^\circ$$

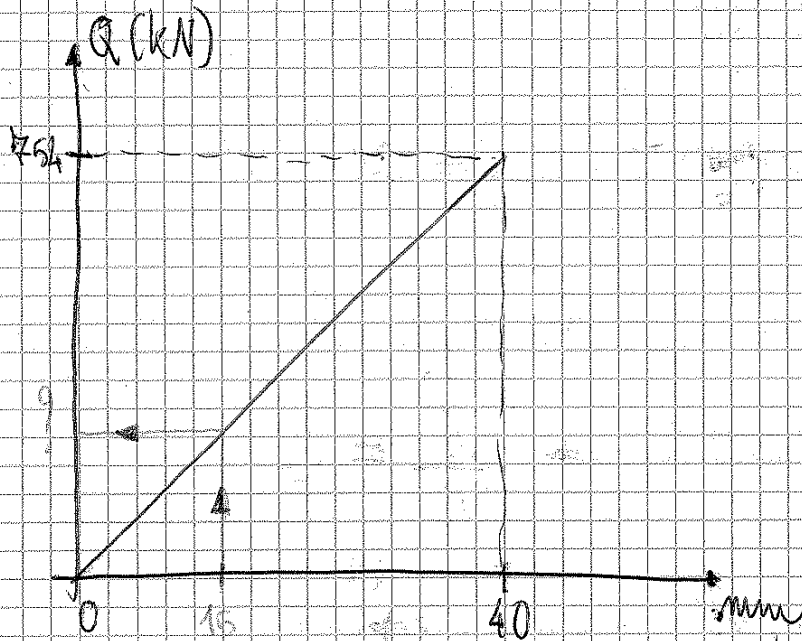
$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

104

$$Q_{B_{404}} = A_B \cdot q_c = \pi \cdot 0,4^2 \cdot 9000 = 4524 \text{ kN}$$

In corrispondenza di $\frac{s}{d} = 5\% \Rightarrow s = 40 \text{ mm}$, e $0,2 Q_{B_{404}} = 904 \text{ kN}$

curva di trasferimento:



facendo la proporzione $\Rightarrow Q_B = \frac{15}{40} \cdot 4524 \approx 283 \text{ kN}$

\Rightarrow anche se, teoricamente avremmo avuto $Q_{B_{204}}$ notevole, per possiamo permetterci di avere come una più modesta.

che porta a rottura del terreno

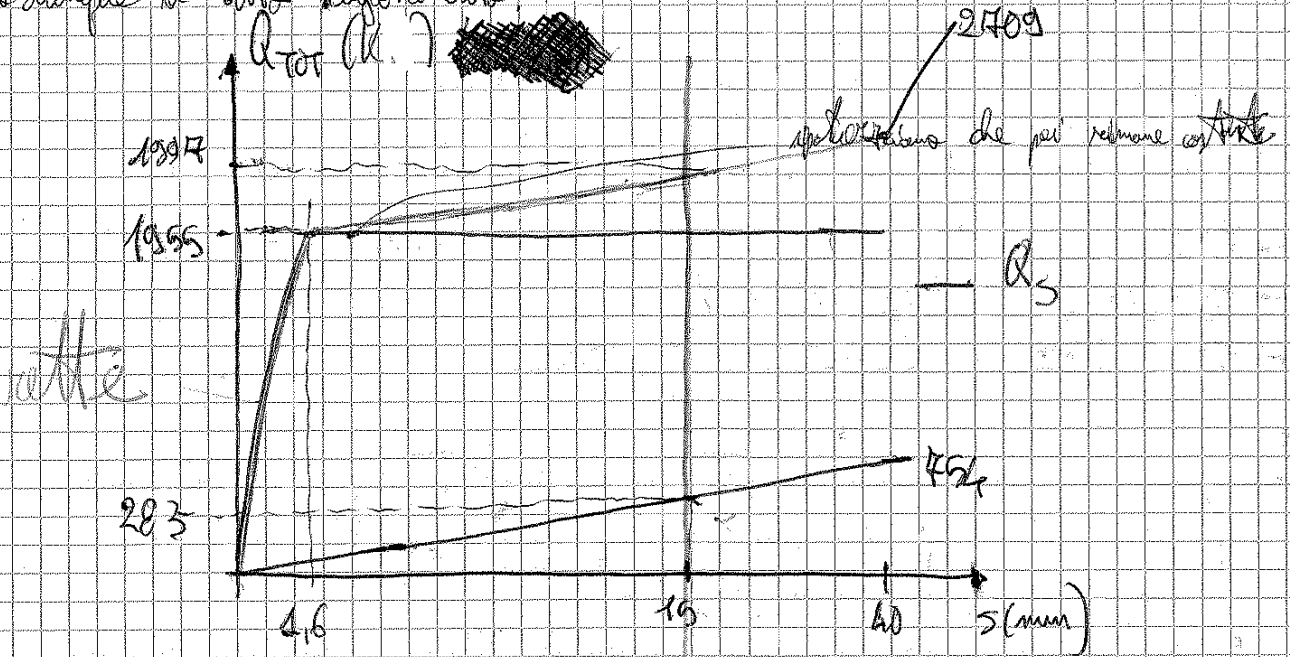
Contributo portato laterale (Q_s):

facciamo direttamente a partire dalla ~~q_c~~ q_c :

a 10m $\Rightarrow q_c \approx 6 \text{ MPa}$
 profondità media valori CPT

$$f_s = \frac{q_c}{150} = \frac{6000}{150} = 40 \text{ kPa}$$

Secondo dunque il nostro ragionamento



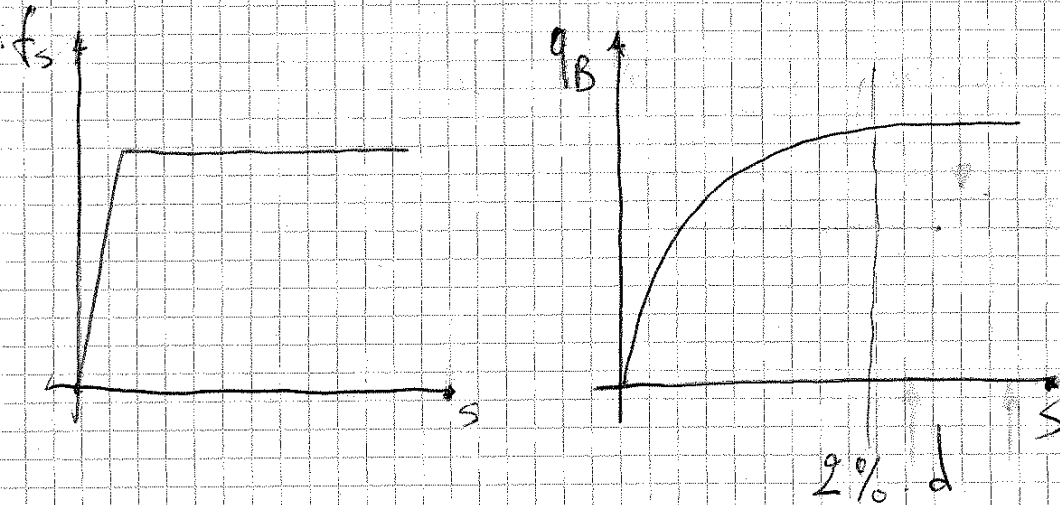
→ nel polo continuo a valle ⇒ si stabilisce una Q_B maggiore ⇒ Q_{tot} cresce.

OSSERVAZIONI:

- Se polo trivellato (come in questo caso) ⇒ $q'_{cv} = q'$, (abbiamo spartimenti molto più grandi che sono in condizioni ultime ⇒ consideriamo q'_{cv})
- Se polo superfino ⇒ a partire da q'_{cv} per calcolare q' (con botte), ma qui è cautelativo usare q'_{cv} .

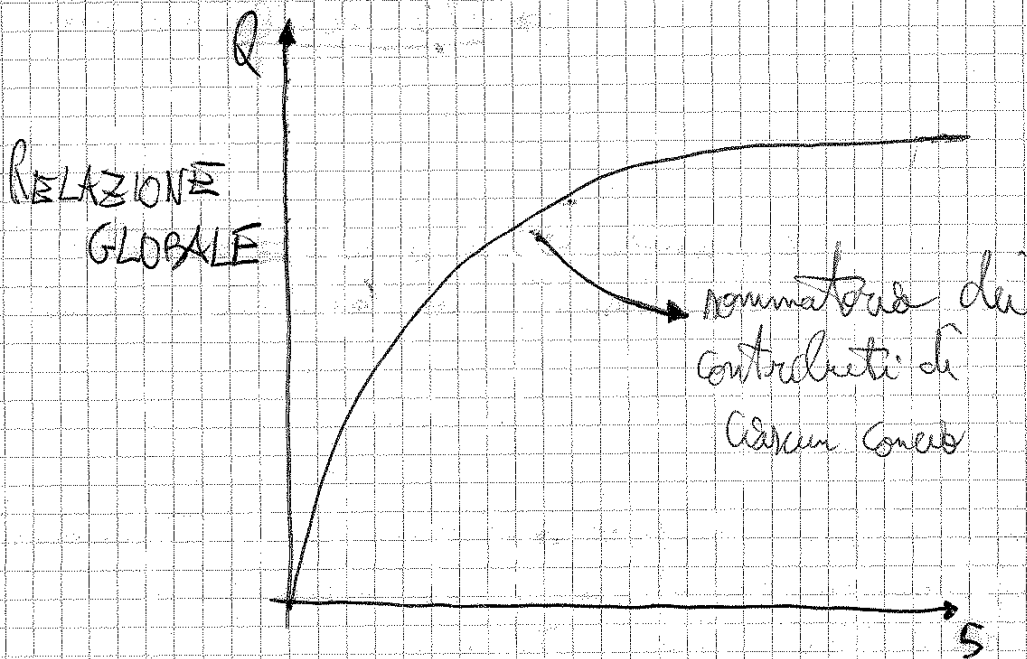
effettivamente ho

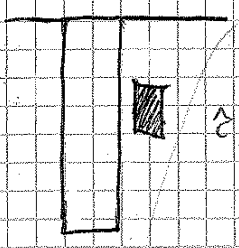
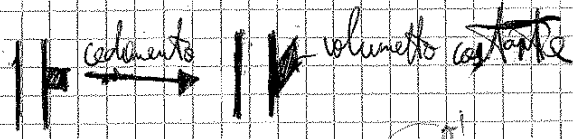
Per il cono 1 (quello alla base) si mira alla curva di trasferimento $f_s - s$ che quella $q_B - s$



Per ciascun cono, essenzialmente, si considera una def. verticale legata al fatto che l'elemento di palo è caricato in quella direzione.

~~Supponiamo di imporre uno spostamento di 1 mm~~ \Rightarrow su ciascuna curva di riferimento, per ogni cono, vediamo quanto vale la portata mobilizzata. Facciamo lo stesso procedimento per 2-3-4 - - - cm e poi facciamo la sommatoria dei contributi per ogni X di spostamento e otteniamo.

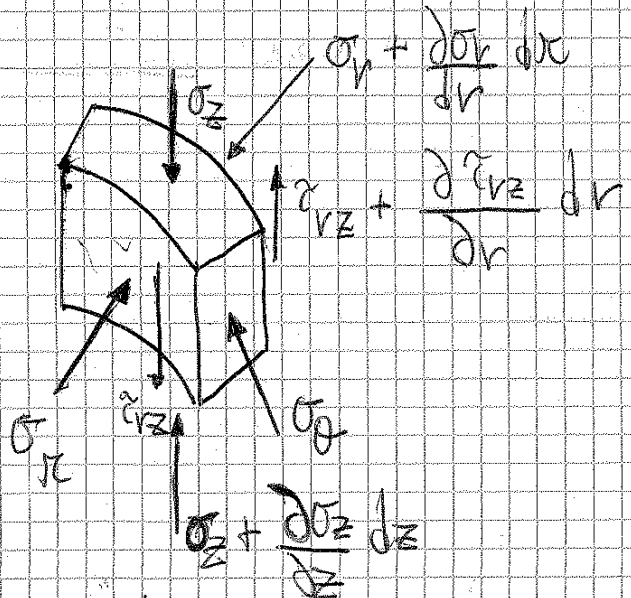
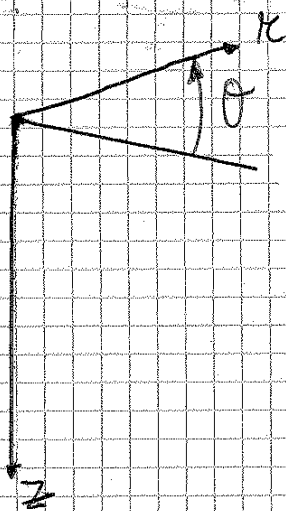




la σ_r che agisce
continua nel
verso σ_r

deformazioni unicamente di taglio

la portata laterale è dovuta
unicamente al taglio.



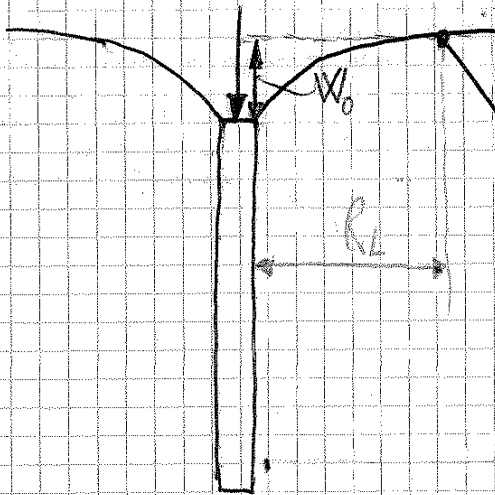
Eq. INDEB. DI EQUILIBRIO (in direz. verticali)

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \cdot r = 0$$

Se come siamo in prossimità del palo, i gradienti dovuti alle funzioni di taglio sono $>$ dei gradienti dovuti al p.p. del palo \rightarrow termine trascurabile

$$= \frac{\epsilon_0 R_0}{G} \cdot \ln \frac{R_L}{R_0} \quad (V2)$$

facciamo un disegno per capire cosa sta succedendo:



Il palo cade e si porta dietro, per conseguenza delle def. del terreno che gli sta vicino!

cedimento del terreno = 0

poiché $Q_L = 2\pi R_0 L \cdot \epsilon_0 \rightarrow \epsilon_0 = \frac{Q_L}{2\pi R_0 L}$ (V2)

è un altro modo di esprimere la f_s (unità di superficie) però non è detto che sia a rottura (case proprie f_s) → la chiamo ϵ

anche il termine $\ln \left(\frac{R_L}{R_0} \right)$ è sempre assunto pari a 4 → combinando la (V1) con la (V2) si ottiene:

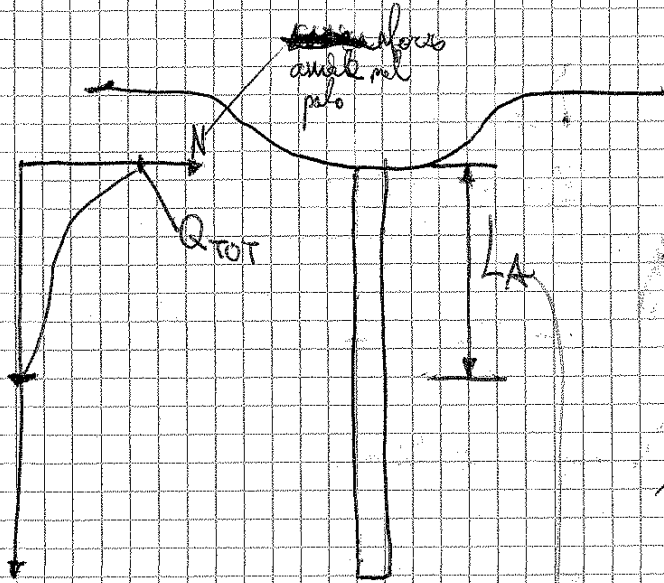
$$W = \frac{Q_L}{2\pi R_0 L} \cdot \frac{R_0}{G} \cdot 4^2 \rightarrow W = \frac{2Q_L}{\pi L G}$$

se ricalcoliamo questa relazione come $\frac{Q_L}{W}$ abbiamo:

$$\frac{Q_L}{W} = \frac{\pi L G}{2}$$

parte di rigidezza attiva del palo che compete al meccanismo di trasferimento del carico per portate laterali

Questo schema è un altro schema limite del ragionamento e vuol dire che:



ad una profondità:

$$L_A = 3 R_0 \sqrt{\frac{E_p}{G_L}}$$

lunghezza attiva: da linea di spinta non viene più trasmesso carico.

dopo questa lunghezza il palo si accorcia e trasferisce una parte di carico al terreno a L_A rispetto per effetto angolo nel palo.

Se è vero ciò, la rigidezza ~~angolo~~ del palo flessibile vale $k = \frac{Q}{\Delta} = 3 R_0 \sqrt{\frac{E_p}{G_L}}$

$$\frac{Q}{\Delta} = \pi R_0 \cdot G_{AV} \cdot \sqrt{\frac{E_p}{2 G_L}}$$

G_{AV} (rigidezza al taglio) \rightarrow G_{AV} (angolo lungo la lunghezza attiva)

lunghezza attiva \rightarrow valore, alla profondità corrispondente alla rigidezza al taglio

Se siamo da messo tra le condizioni palo rigido - palo flessibile (cioè ha una lunghezza intermedia) \rightarrow interpoliamo:

$$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{E_p}{G_L}} < \frac{L}{R_0} < 3 \sqrt{\frac{E_p}{G_L}}$$

\rightarrow INTERPOLAZIONE

$$\frac{Q}{W} = \frac{9 \cdot 8,96 \cdot 19,20}{2} + \frac{4 \cdot 0,50 \cdot 19,40}{0,85} = 287,70 \text{ MPa}$$

Però il nostro palo non è rigido perché $L > L_R$.

L_{palo}

Verifichiamo il palo è flessibile.

$$L_A = 3 R_0 \sqrt{\frac{E_p}{G_L}}$$

L_A

se $L_A = 50 \text{ mm} \rightarrow G_L = 40 \text{ MPa}$

verifichiamo: $L_A = 3 R_0 \sqrt{\frac{29000}{40}} = 37,50 \text{ mm}$

→ bisogna iterare:

per $L_A = 37,50 \text{ mm} \rightarrow G_L = 1970,5 \cdot 37,50 = 33,175 \text{ MPa}$

$\rightarrow L_A = 40,8 \text{ mm}$

per $L_A = 40,8 \text{ mm} \Rightarrow G_L = 35,40 \text{ MPa}$

$\rightarrow L_A = 39,86 \text{ mm} \Rightarrow G_L \approx 35 \text{ MPa}$

→ OK: Convergenza

M

FONDAZIONI

14-12-2019

PALI DI FONDAZIONE: ASPETTI COSTRUTTIVI E SLU

Prove di carico:

si carica in testa il palo e si determina la relazione che si crea tra carico applicato e spostamento in testa al palo.

Si possono avere anche soluzioni più raffinate, si inseriscono estensimetri all'interno del palo, così si hanno dati spostamenti anche del fusto del palo.

valore

- prove di progetto (concrete fino a rottura): vengono effettuate non sul palo di fondazione vero e proprio, ma su pali costruiti in modo analogo a quelli che sostituiranno la fondazione e posti in zone adiacenti a quelle ove si trovano i pali di fondazione
- prove di verifica: concrete sui reali pali che sostituiranno la fondazione → non si va fino a rottura

palo pilota

prove di verifica: sono condotte su pali pilota

I pali di controllo devono essere posta distanza sufficientemente grande dal palo di prova e devono poter resistere a trazione

Comparatori: tipicamente se ne usano almeno 3 (e poi si fa la media)

Diametro di 125 mm → carico di rottura pari a 0,1 d.

Un'extrapolazione dei dati che si può fare è di tipo iperbolico (le ipocoordinate sono in ed m₁ da determinare dall'analisi sui dati sperimentali → ipocoordinate fanno l'extrapolazione).

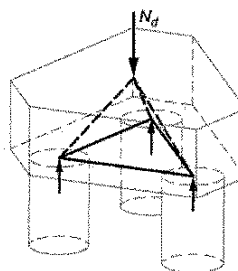
calco in ferro:

effetto di compattezza → incremento capacità portante

Pali di fondazione

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Fondazioni

Pali di fondazione
Aspetti costruttivi e verifiche SLU



Sebastiano Foti

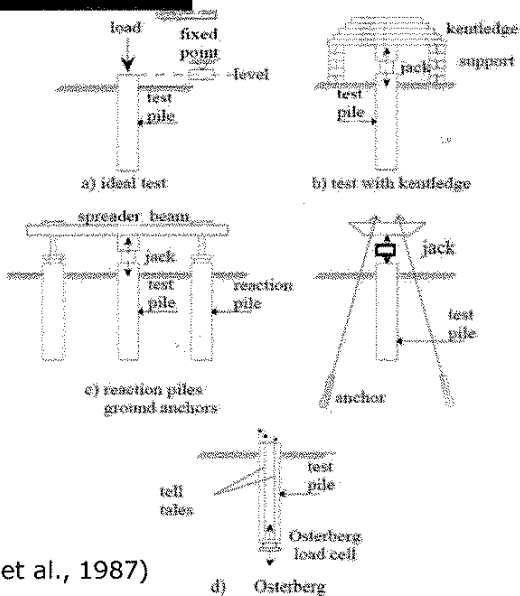
POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Prove di carico

Eseguite per due finalità

- Prove di progetto (a rottura)
- Prove di verifica



(Sugimura et al., 1987)

FONDAZIONI

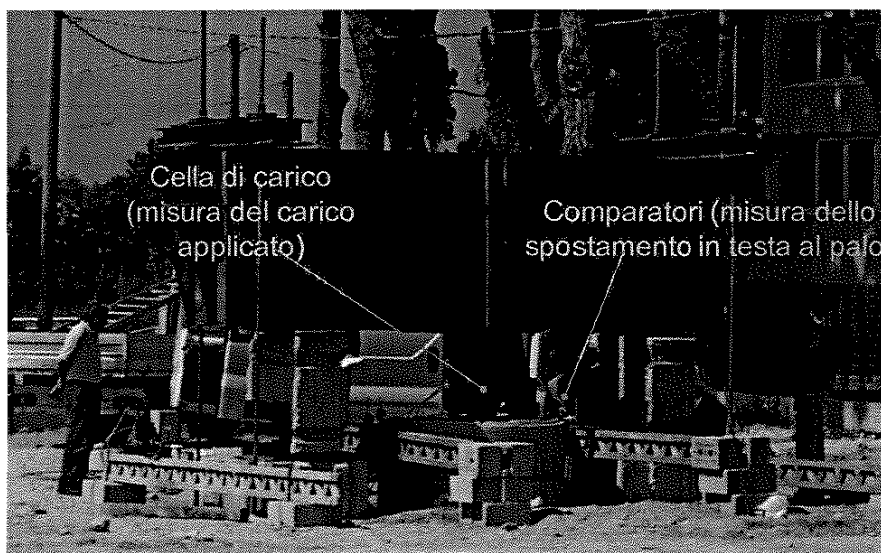
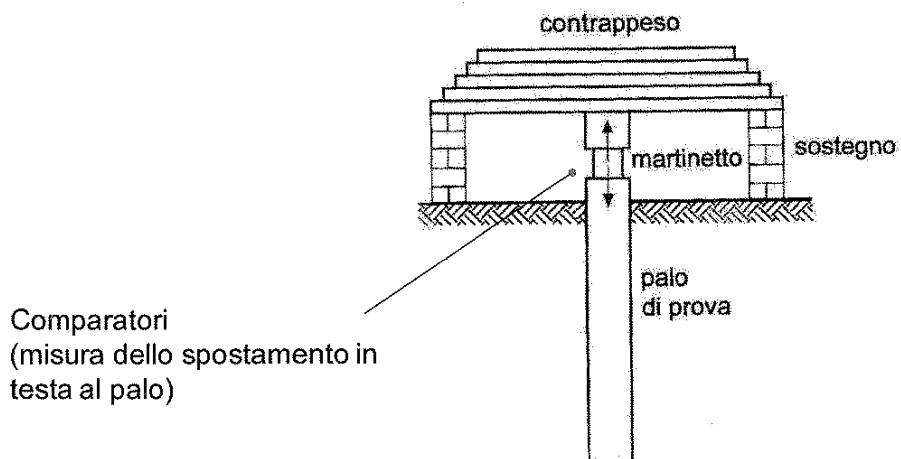
Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

113a¹

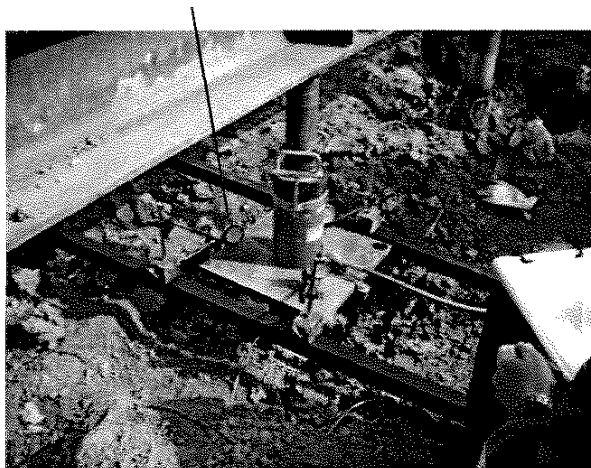
Contrasto con zavorra

- Martinetto idraulico:
(fondo scala attorno 5 MN, corsa 0.20- 0.25 d)



11/3

*Misure di spostamento con comparatori
(o con LVDT, etc): almeno 3*



Procedura di prova:

Prove a carico controllato

- Si applica una sequenza di carichi crescenti
- Ogni carico è mantenuto per un periodo sufficiente a 'stabilizzare' il cedimento
- Si registra il cedimento stabilizzato in corrispondenza di ogni carico
- Incrementi dell'ordine del 25% del carico di esercizio o minori (6 incrementi per prova collaudo, 12 per prova pilota)

Prove a deformazione controllata

il palo penetra ad una velocità di movimento imposta e congiuntamente si misura la resistenza all'avanzamento

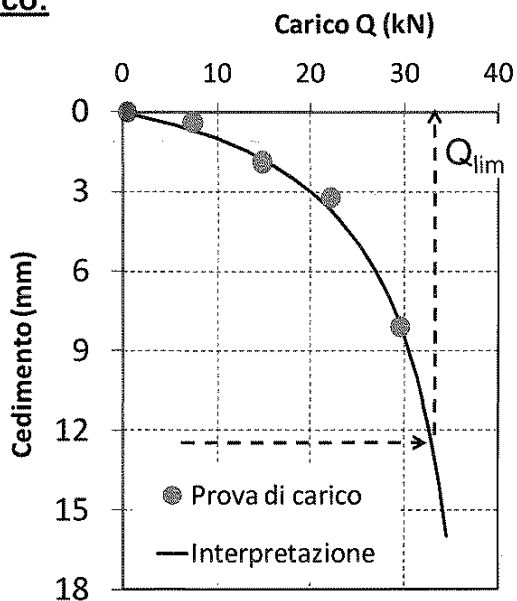
Risultati – una prova di carico:

Convenzionalmente:

- carico di rottura definito pari a:
 - 0.1 d (pali di piccolo o medio diametro);
 - 0.05 d (pali grande diametro)

Estrapolazione con legge iperbolica:

$$Q = \frac{s}{m + n \cdot s}$$



Pali di fondazione

Verifiche di capacità portante: Pali in gruppo

Terreni a grana grossa

Capacità portante del gruppo di n pali

$$Q_g = n \cdot E_g \cdot Q$$

← Capacità portante palo singolo

Efficienza del gruppo

Pali trivellati

- $E_g = 0.7$ per interasse $\leq 3D$
- $E_g = 1$ per interassi $\geq 6B$

Pali infissi: efficienza tipicamente uguale o maggiore di 1 (effetto di compattazione del terreno durante l'infissione)

Pali di fondazione

NTC 2008

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata* nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata* nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

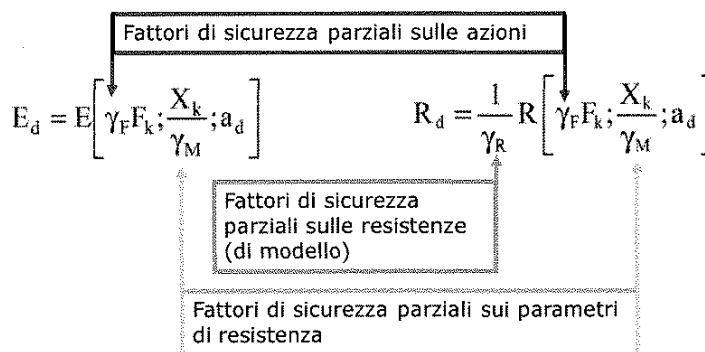
Se gli effetti di gruppo sono considerati benefici nel loro insieme
 → La verifica sul singolo palo è cautelativa
 MA: bisogna prendere in conto la possibilità di una rottura globale

Pali di fondazione

NTC 2008

Verifiche SLU

$$E_d \leq R_d$$



Pali di fondazione

DA1 – combinazione 2

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- **Combinazione 2: (A2+M1+R2)**

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_k (o γ_b)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{k1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{k2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{k0}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_k da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

DA2

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_k (o γ_b)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{k1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{k2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{k0}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_k da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

11
1196

Pali di fondazione

Prove di carico di progetto

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.9)$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Pali di fondazione

Metodi analitici / Correlazioni empiriche

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,est})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,est})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,est})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,est})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

ESCLUDE L'UTILIZZO DI PROVE IN AREE ADIACENTI (Es. Pile da Ponte)

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Pali di fondazione

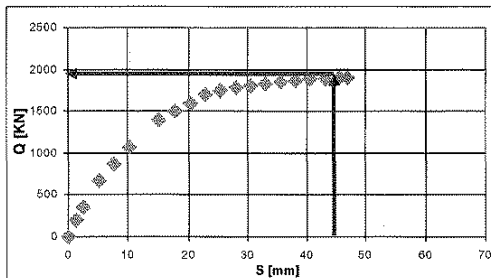
Esempio 1

Palo Infixo in sabbia
(D = 450 mm; L = 30 m)

S = 10% D = 45 mm

$Q_{lim} = 1950 \text{ kN}$

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{mis})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{mis})_{min}}{\xi_2} \right\}$$



(Tab. 6.4.III) $n = 1 \rightarrow \xi_1 = \xi_2 = 1.40$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.0
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.0

$$R_k = \frac{1}{\xi_1} R_{mis} = \frac{1950}{1.40} = 1390 \text{ kN}$$

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Coefficienti di sicurezza sulle resistenze

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k = \frac{1}{1.15} 1390 = 1210 \text{ kN}$$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_S	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{at}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$E_d \leq R_d$$

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Esempio 2

$$Q_B = A_B(9c_u + \sigma_{vo}) = 0.126 \cdot (9 \cdot 140 + 288) = 195kN$$

$$Q_L = A_L \cdot f_s = A_{L,1} \cdot \alpha_1 \cdot c_{u,1} + A_{L,2} \cdot \alpha_2 \cdot c_{u,2} = 7.5 \cdot 0.75 \cdot 40 + 10.1 \cdot 0.54 \cdot 140 = 988kN$$

$$\alpha = \frac{0.5}{\sqrt{c_u/\sigma'_{v0}}} \quad (\text{Olson \& Dennis})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_b} \cdot \frac{Q_B}{\zeta_3} + \frac{1}{\gamma_s} \cdot \frac{Q_L}{\zeta_3} = \frac{1}{1.15} \cdot \frac{195}{1.70} + \frac{1}{1.15} \cdot \frac{988}{1.70} = 605kN$$

(Tab. 6.4.III) $n=1 \rightarrow \xi_1 = \xi_2 = 1.70$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Esempio 2

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_b} \cdot \frac{Q_B}{\zeta_3} + \frac{1}{\gamma_s} \cdot \frac{Q_L}{\zeta_3} = \frac{1}{1.15} \cdot \frac{195}{1.70} + \frac{1}{1.15} \cdot \frac{988}{1.70} = 605kN$$

(Tab. 6.4.III) $n=1 \rightarrow \xi_1 = \xi_2 = 1.70$

$$E_d \leq R_d$$

$$N_d + 1.3W \leq R_d$$

$$500 + 1.3 \cdot 42 \leq 605kN$$

$$555 \leq 605kN$$

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

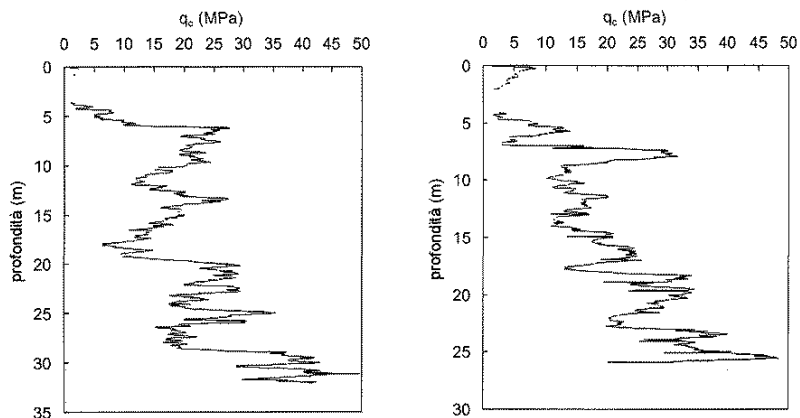
POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Esempio 4

Approccio DA2 (A1+M1+R3)

Pali infissi in sabbia: Esempio di calcolo sulla base delle prove in sito (CPT)
 D=400mm L=18m, infisso a partire dalla quota -2m rispetto al p.c. originario.



FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Esempio 4

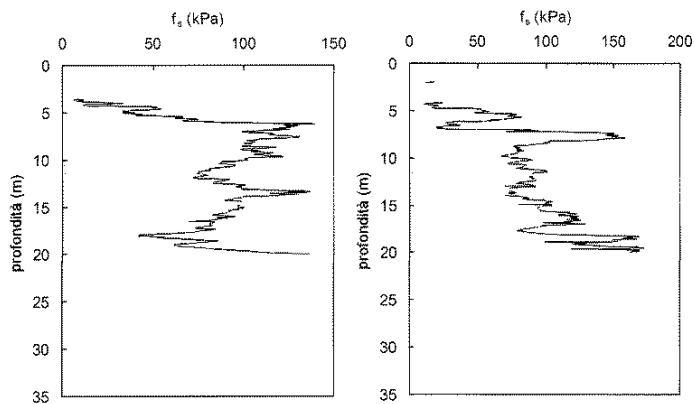
Approccio DA2 (A1+M1+R3)

$$f_s = \frac{q_c}{200}$$

se $q_c \geq 20 \text{ MPa}$

$$f_s = \frac{q_c}{150}$$

se $q_c \leq 10 \text{ MPa}$



FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Esempio 4

Approccio DA2 (A1+M1+R3)

	CPT 1	CPT 2	Media
Portata laterale Q_L [kN]	1780	1830	1805
Portata alla base Q_B [kN]	1131	1257	1194

$$R_{ck,Q_s} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} = \min\left\{\frac{1805}{1.65}; \frac{1780}{1.55}\right\} = \min\{1094; 1148\} = 1094kN$$

$$R_{ck,Q_b} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} = \min\left\{\frac{1194}{1.65}; \frac{1131}{1.55}\right\} = \min\{724; 730\} = 724kN$$

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

DA2

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

$\gamma_F + \gamma_M + \gamma_R$

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_i (o γ_e)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{e1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{e2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{e3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

$M1 \rightarrow \gamma_M = 1$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_k da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(1) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Indagini soniche

Locali

Necessitano di fori nei quali vengono introdotte le sonde:

l'indagine viene di solito prevista e programmata in fase di progetto dei pali ed i fori vengono realizzati inserendo nella gabbia dei tubi di piccolo diametro legati all'armatura.

**Cross-Hole sonico
carotaggio sonico**

Globali

Si applica una sollecitazione meccanica alla testa del palo e si analizza la "risposta" dello stesso alla sollecitazione:

non è indispensabile prevedere le indagini prima del progetto della struttura, la testa del palo deve risultare accessibile.

**Eco
Ammettenza dinamica**

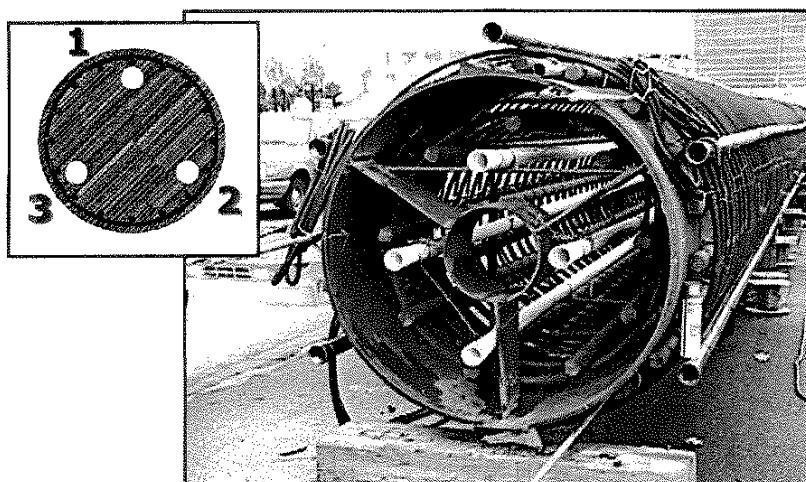
FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Cross-Hole Sonico



FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Indagini soniche globali

- Prova dell'eco
- Prova di ammettenza meccanica

Questi due metodi, permettono di ottenere informazioni sulle caratteristiche geometriche e meccaniche del palo e sull'eventuale presenza di difetti.

Entrambi i metodi necessitano unicamente della possibilità di accedere alla testa del palo al fine di eseguire la prova.

FONDAZIONI

Sebastiano Foti

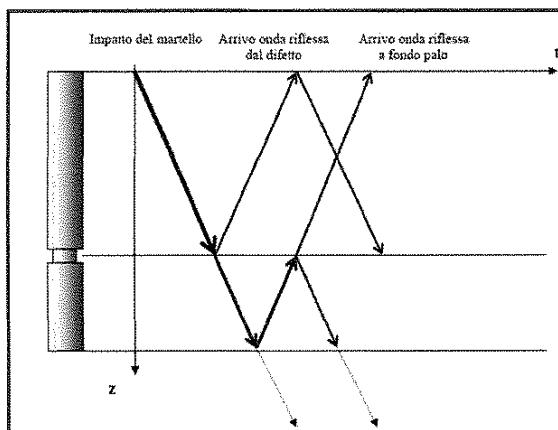
POLITECNICO DI TORINO

Pali di fondazione

Indagini soniche globali

Difetti:

strozzature, sbulbature, variazioni di densità o di modulo elastico del calcestruzzo e variazioni di materiale come all'interfaccia palo terreno in corrispondenza della base



FONDAZIONI

Sebastiano Foti

POLITECNICO DI TORINO

Considerazioni conclusive

- La normativa presenta profonde innovazioni per quanto riguarda le fondazioni su pali rispetto al passato
 - Viene riconosciuta esplicitamente l'influenza degli aspetti tecnologici
 - Si mette in evidenza il ruolo della struttura di collegamento (lasciando però al progettista la scelta di tenerne conto o meno nel calcolo)
 - Importante apertura nei confronti dell'utilizzo dei pali come riduttori dei cedimenti (necessità di modelli adeguati)
- Rispetto alle altre opere geotecniche esistono sostanziali differenze concettuali sugli approcci
 - I fattori di sicurezza sono sempre applicati sulla resistenza del palo (palificata) e non sui parametri di resistenza del terreno
 - Nella valutazione dei valori caratteristici della resistenza si tiene conto esplicitamente del grado di conoscenza acquisito (una prova in più può far risparmiare molti metri lineari di palo! → premia la sperimentazione propedeutica alla progettazione)
 - I fattori di correlazione inglobano implicitamente anche l'incertezza di modello
 - I fattori di sicurezza sulla resistenza tengono conto dell'influenza del processo costruttivo e delle incertezze legate all'esecuzione

Riferimenti bibliografici

- Lancellotta R., Calavera J. (1999) "Fondazioni", McGraw-Hill, Milano
- AGI (1982) "Raccomandazioni sui pali di fondazione" [nuova edizione in corso di stesura - emissione prevista a fine 2011]
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (2005) "Pile foundations: experimental investigations, analysis and design", Proc. XVI ICSMGE, Osaka
- Randolph M.F. (2003) "Science and empiricism in pile foundation design" *Geotechnique*, 53, 10, 847-875
- Viggiani C. (1999) "Fondazioni", Hevelius, Benevento
- Viggiani C. (2001) "Analisi e progetto delle fondazioni su pali", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 17-46
- http://www.associazionegeotecnica.it/sites/default/files/rig/RIG_2001_1_017.pdf

ad es. per il carico in i, j cade:

$$W_j = W_i \left[1 - \frac{\ln \left(\frac{R_{ij}}{R_0} \right)}{\ln \left(\frac{R_L}{R_0} \right)} \right]$$

In una palificata:

numero di pali nella palificata

$$W_i = \sum_{j=1}^m \alpha_{ij} \cdot \left(\frac{P}{K_{Nj}} \right)$$

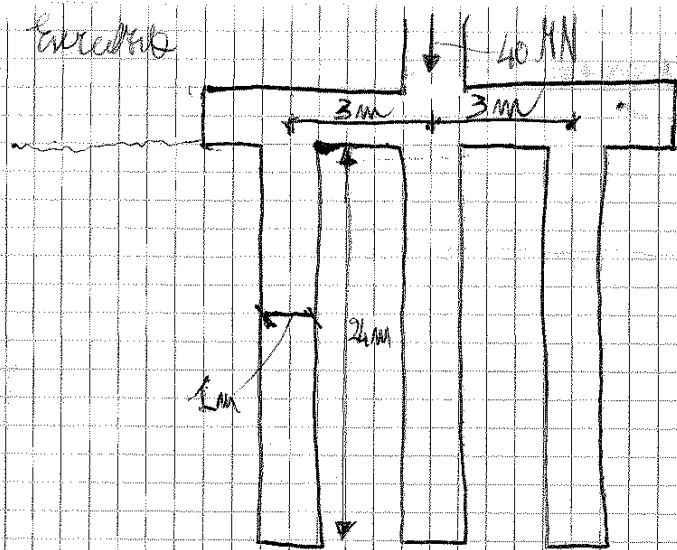
coefficiente dato dal carico nel palo j -esimo

valore nell'es. prima come definibile

con $\alpha_{ij} = \left[1 - \frac{\ln \left(\frac{R_{ij}}{R_0} \right)}{\ln \left(\frac{R_L}{R_0} \right)} \right]$ COEFFICIENTE DI INTERAZIONE

tipicamente

$$R_L \approx 16 \cdot \underbrace{R_0}_{\text{raggiolo}}$$



$$E = 15 \cdot 10^5 \text{ [Pa]}$$

$$\nu = 0,15$$

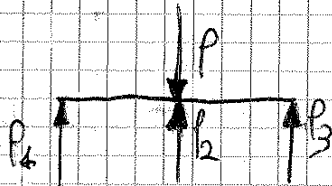
La lex. nona ci serve a calcolare la rigidezza angolare di un palo:

$$K_V = 500,9 \text{ MN/m}$$

Ora consideriamo che questo palo sia parte di una palificata.

Calcoliamo quanto dei 40 kN si prende ciascuno dei pali; ci passa per i coeff. di interazione (questo problema)

EQ. DI EQUILIBRIO:



$$P = P_1 + P_2 + P_3 = P_2 + 2P_1 \quad (P_1 = P_3) \Rightarrow$$

sistema
 iperstatico

$$\Rightarrow P_2 + 2 \cdot P_1 = 40 \text{ kN}$$

(casi non collegati rigidamente)

Se la palificata è ad un piano rigido \rightarrow tutti i cedimenti saranno uguali:

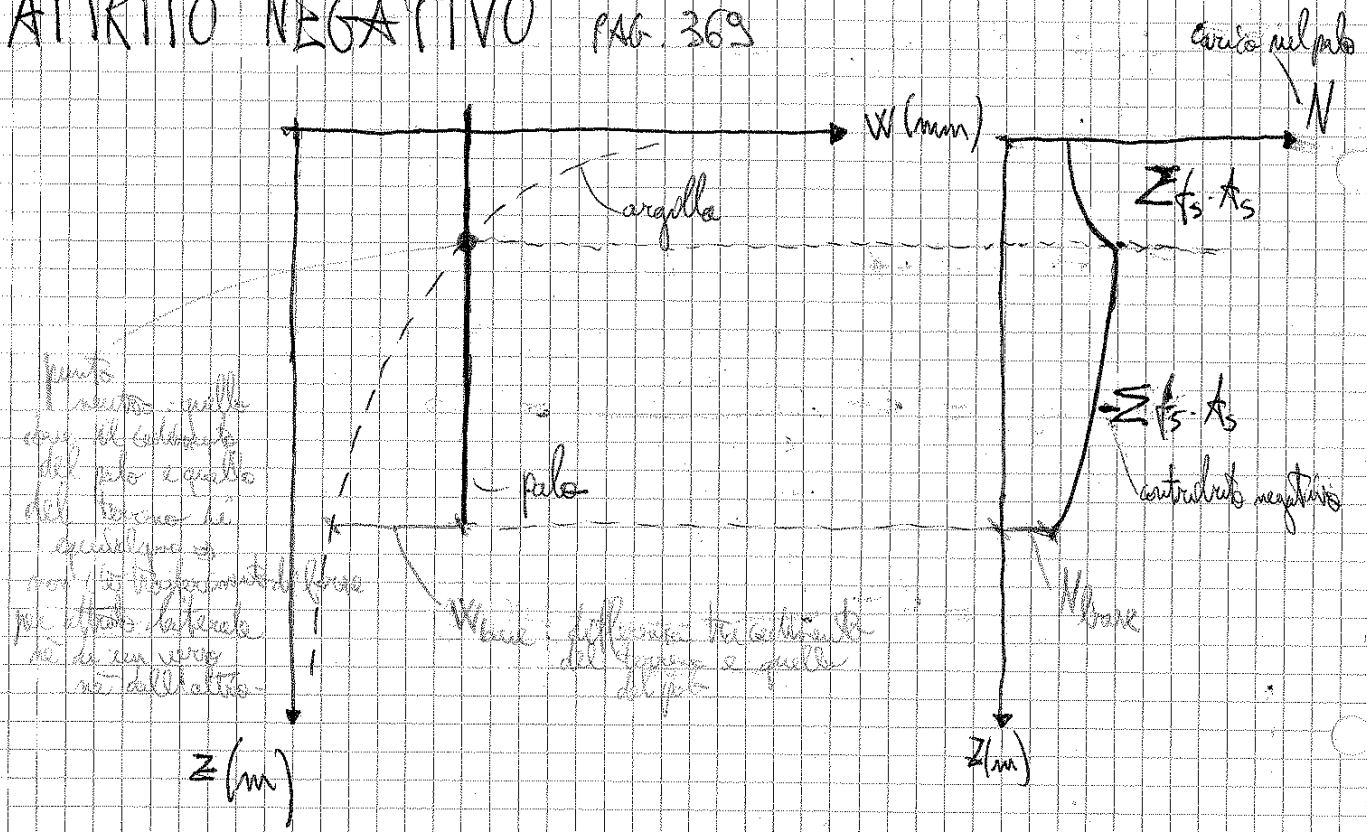
$$w_1 = w_2 = w_3 \quad (\text{ci cedimenti sono quelli delle teste dei pali})$$

Applichiamo la (A):

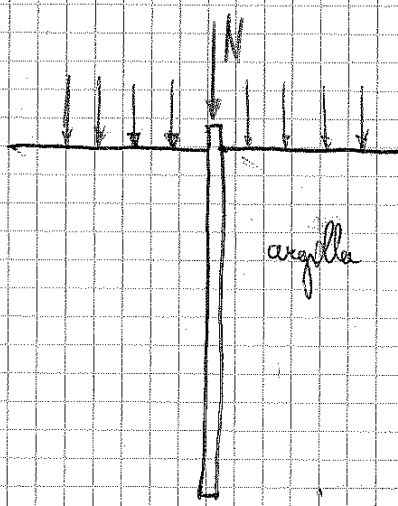
$$w_1 = \frac{P_1}{K_V} + \alpha_{12} \frac{P_2}{K_V} + \alpha_{13} \frac{P_3}{K_V}$$

quota di cedimento che si prende il palo 1 per la quota che agisce nel palo 2

ATTRITO NEGATIVO PAG. 369



Il punto di rottura della curva di cedimento del palo è quello del terreno di cedimento e non il trasferimento delle forze per attrito laterale se si non verso né dall'alto.



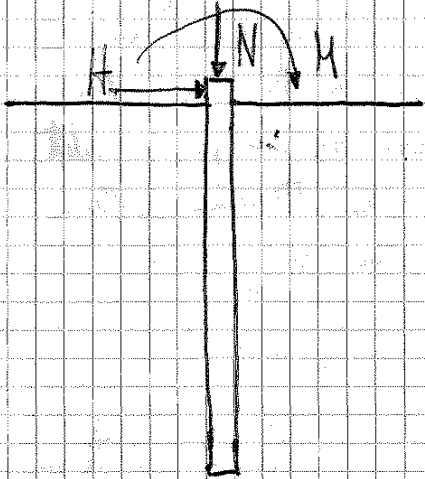
Il fatto di carico N al palo costringe un po' e mobiliterà una certa Q_B e Q_L .

Immaginiamo che poi l'argilla viene caricata \Rightarrow consolida sotto tale carico \Rightarrow (cedono)

\Rightarrow si possono avere che i cedimenti di tale argilla siano superiori a quelli del palo \Rightarrow ci sarà un carico aggiuntivo del terreno lungo il fusto del palo (il terreno si "aggrappa" al palo e lo tira giù).

Si va a prendere la curva di trasferimento del carico alla base

Vediamo ora che succede al palo sotto carichi che non siano solo verticali:
MATRICE DI RIGIDEZZA DEL PALO SINGOLO PAG. 373



In linea generale non abbiamo sempre solo N , ma anche H ed M .

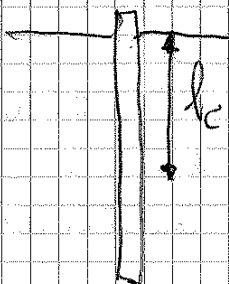


La testa del palo può avere queste 3 componenti di spostamento.

A partire da simulazioni agli elementi finiti, Paulos e Randolph hanno ottenuto, per un palo in mezzo elastico continuo:

$$u = F \left[0,24 \cdot H \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-1} + 0,3 \cdot M \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2} \right]$$

$$Q = F \left[0,3 \cdot H \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2} + 0,24 \cdot M \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-3} \sqrt{p} \right]$$



Il principio è quello che esiste una lunghezza critica al di sotto della quale l'effetto di M e H scompare

MATRICE DI CEDevolezza:

$$[C] = \begin{bmatrix} 0,27 \cdot F \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-1} & 0,3 \cdot F \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2} & 0 \\ 0,3 \cdot F \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-2} & 0,27 \cdot F \cdot \left(\frac{l_c}{2}\right)^{-3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{4}{K_V} \end{bmatrix}$$

matrice di cedevolezza del palo

rigidità verticale

$$[C]_{3 \times 3} \begin{Bmatrix} H \\ M \\ N \end{Bmatrix}_{3 \times 1} = \begin{Bmatrix} u \\ \theta \\ W \end{Bmatrix}_{3 \times 1}$$

cedevolezza forze in testa al palo spostamenti

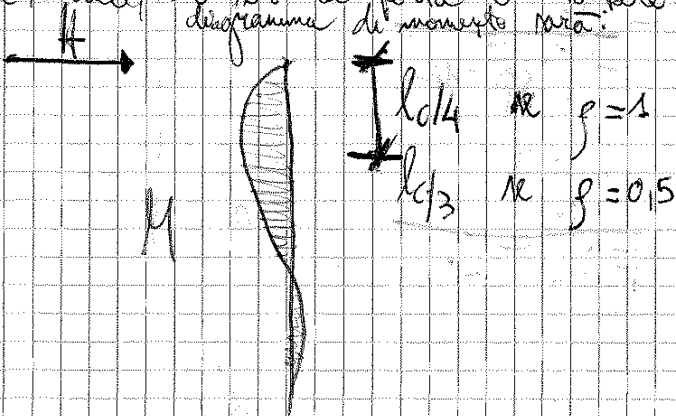
~~Se invertiamo quest'ultima espressione, si ha:~~

$$[K] \begin{Bmatrix} u \\ \theta \\ W \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H \\ M \\ N \end{Bmatrix}$$

matrice di rigidità:

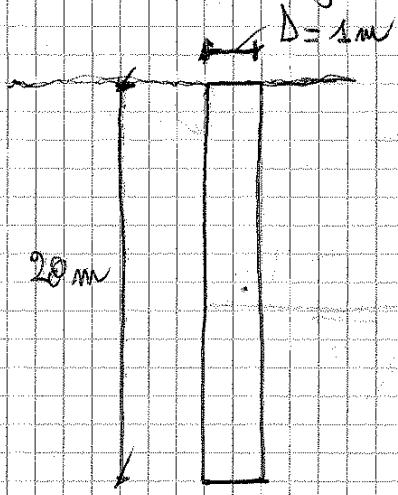
$$[K] = [C]^{-1}$$

- Per quanto concerne il diagramma di momenti attorno al palo →
 andamento triangolare con $M=0$ alla $z = l_c$ (cioè vale se ho solo
 momento applicato in testa al palo).
- E, invece, ho solo la forza orizzontale applicata in testa al palo, il
 diagramma di momento sarà:



$$M_{max} = 0,15 \cdot H \cdot l_c$$

Esercizio
Calcolo matrice di rigidezza palo singolo



modulo di taglio del terreno (costante)
 $G = 30 \text{ MPa}$
 $\nu = 0,45$
 palo in ch $\Rightarrow R_p = 25000 \text{ MPa}$

Richiesta:

$$l_c = D \cdot \left[\frac{E_p}{G_c \cdot (1 + 0,45 \nu)} \right]^{2/7} = 1 \cdot \left[\frac{25000}{30 \cdot (1 + 0,45 \cdot 0,45)} \right]^{2/7} = 6,63 \text{ m}$$

$$F = \left[\frac{E_p}{G_c \cdot (1 + 0,45 \cdot 0,15)} \right]^{1/7} = 4,72 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}^{-1}$$

$\rho = G_c \cdot (1 + 0,45 \cdot 0,15)$
 $\rho = 1$

FOUNDAZIONI

19-12-2012

ANALISI DELLA PALIFICATA RG 375-381

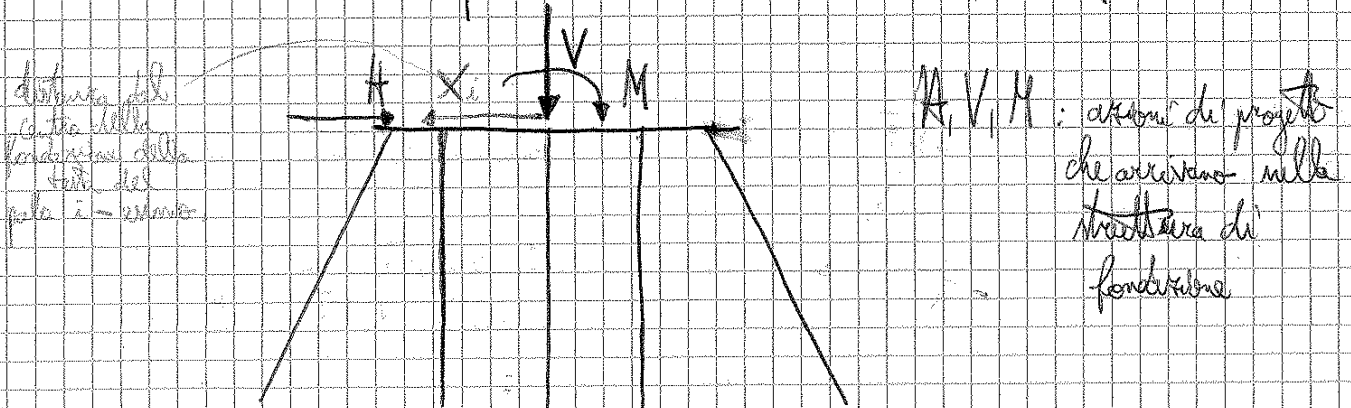
Il palo singolo ha matrice di rigidezza (abbiamo fatto l'analisi di palo immerso nel terreno elastico):

$$k = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$

La formula completa:

$$k = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

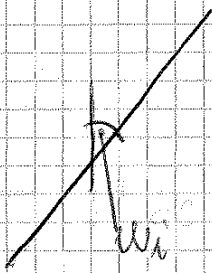
Ora consideriamo una palificata (in rotazione e un punto rigido fondato su un numero n di pali):



Tutta la struttura è considerata rigida, e sarà caratterizzata da i sono le incognite del nostro problema (noi consideriamo i carichi che arrivano in



Considerando dunque il palo i -esimo



$$N_i = K_{33} (-u \sin \omega_i + v \cos \omega_i + \alpha X_i \cos \omega_i)$$

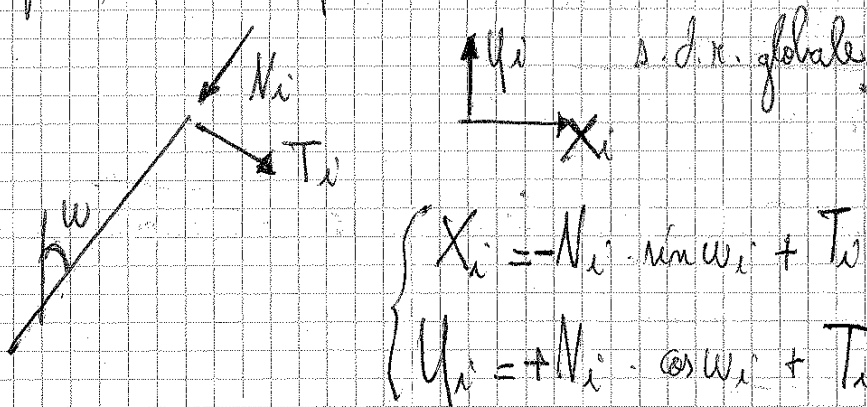
Analogamente, se lo facciamo per T_i :

$$T_i = K_{11} (u \cos \omega_i + v \sin \omega_i + \alpha X_i \sin \omega_i) + K_{12} \alpha$$

lega T con una rotazione

$$M_i = K_{22} \alpha + K_{21} (u \cos \omega_i + v \sin \omega_i + \alpha X_i \sin \omega_i)$$

Ora, per ogni palo, abbiamo quindi che:



$$\begin{cases} X_i = -N_i \sin \omega_i + T_i \cos \omega_i \\ Y_i = +N_i \cos \omega_i + T_i \sin \omega_i \end{cases}$$

Se come abbiamo la polifista su n pali, dobbiamo imporre l'equilibrio globale della polifista:

$$\begin{cases} H = \sum X_i \\ V = \sum Y_i \\ M = \sum M_i + \sum Y_i \cdot x_i \end{cases}$$

bracci

$$K_{22} = \frac{l_c^3}{F(6,14, \sqrt{e} - 2,66)} = 490,26 \frac{MN \cdot m}{rad}$$

$$K_{33} = 404,40 \text{ MN/m}$$

rigidità
angolare

vedere il polo rigido e flessibile,

Facciamo la ripartizione delle azioni per singoli pali:

$$\omega = 0^\circ$$

caso ①:

$$\begin{cases} N_1 = K_{33} \cdot (V + \alpha \cdot X_1) \\ T_1 = K_{11} \cdot u + K_{12} \cdot \alpha \\ M_1 = K_{22} \cdot \alpha + K_{21} \cdot u \end{cases}$$

caso ②:

$\bar{\alpha} = \alpha X_1$ (per la simmetria della palificata)

$$\begin{cases} N_2 = K_{33} \cdot (V + \alpha \cdot X_2) \\ T_2 = K_{11} \cdot u + K_{12} \cdot \alpha \\ M_2 = K_{22} \cdot \alpha + K_{21} \cdot u \end{cases}$$

Equilibrio globale della palificata:

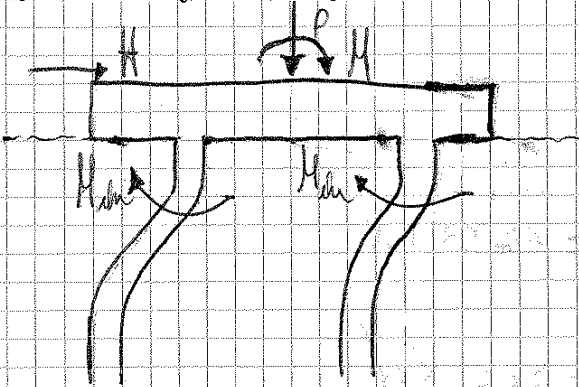
$$\begin{cases} P = 2 \cdot K_{33} \cdot V = N_1 + N_2 \\ H = T_1 + T_2 = 2K_{11} \cdot u + 2K_{12} \cdot \alpha \\ M = N_1 \cdot X_1 + N_2 \cdot X_2 + M_1 + M_2 \end{cases}$$

momenti non:

$$M_1 = M_2 = 490,26 \cdot \frac{0,59}{1000} - 195,43 \cdot \frac{1,42}{1000} = -46,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Ora facciamo la stessa cosa, ma in maniera semplificata:

METODO SEMPLIFICATO



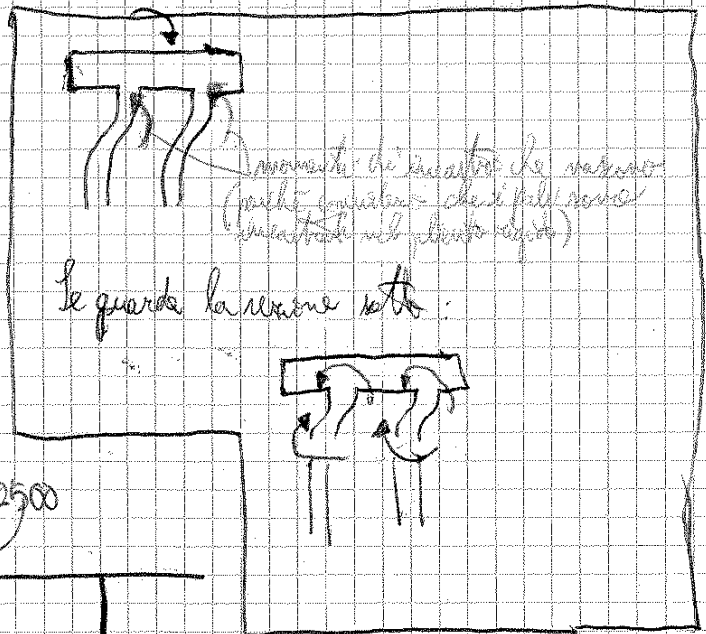
Gli pali non sono liberi di ruotare in testa ($\theta=0^\circ$) genera un momento di incastro il momento in testa al palo è pari al momento di incastro.

Le relazioni unite la def. moria ci dicono che:

per equilibrio, abbiamo che gli pali si prende la metà di H_{totale}

$$M_{inc} = -0,15 \frac{0,345 \cdot H \cdot l_c}{\sqrt{g}} = -0,15 \cdot \frac{0,345 \cdot 200 \cdot 5,59}{1} =$$

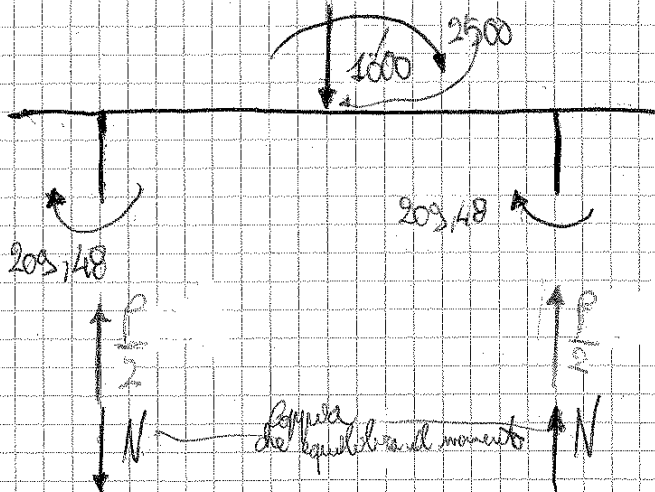
$$= -29,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



~~XXXXXXXXXX~~

$$T_1 = T_2 = 200 \text{ kN}$$

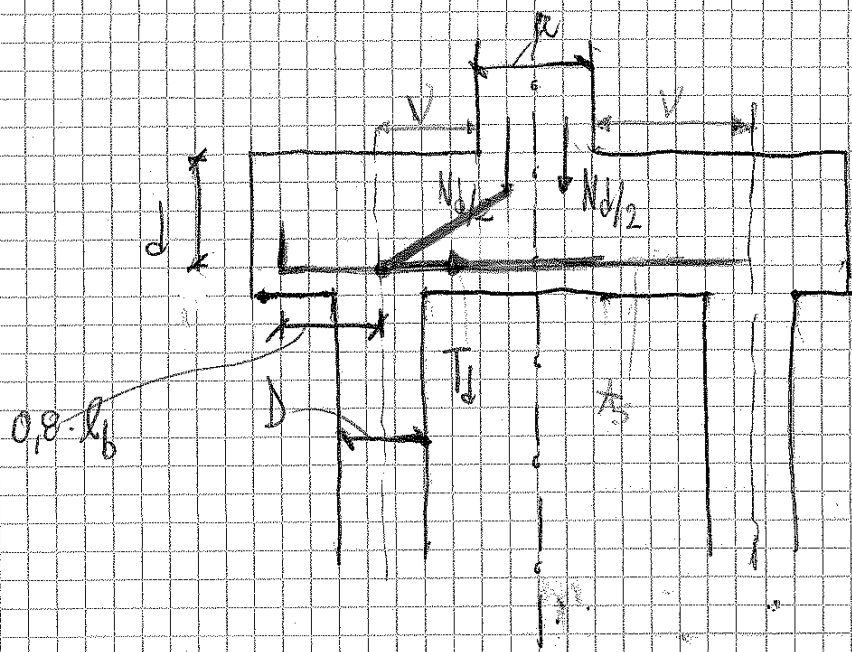
$$M_1 = M_2 = -29,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



che momento quindi gli H nel palo sono diversi

ARMATURA DELLA STRUTTURA DI COLLEGAMENTO

pianta rigida che stanno in testate opposte

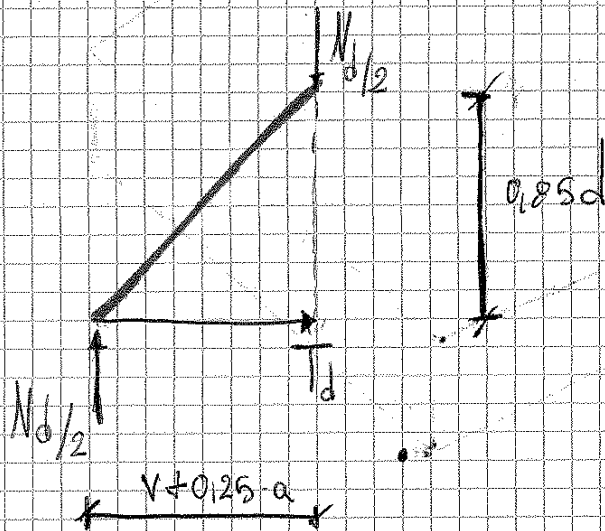


altezza pianta: $\geq 400 \text{ mm}$
 $> 1,5 \cdot D_{\text{pala}}$

$$V \leq 1,5 \cdot d$$

regole per assicurare che il pianta si comporti come rigido

Trahacci resistenti:



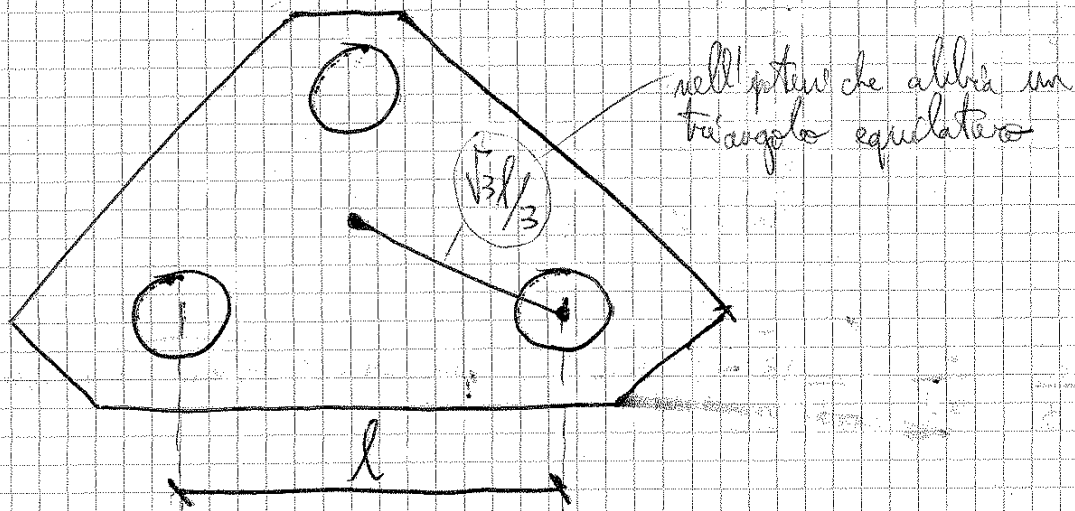
PROPORZIONE:

$$\frac{T_d}{N_d/2} = \frac{V + 0,25a}{0,85d}$$

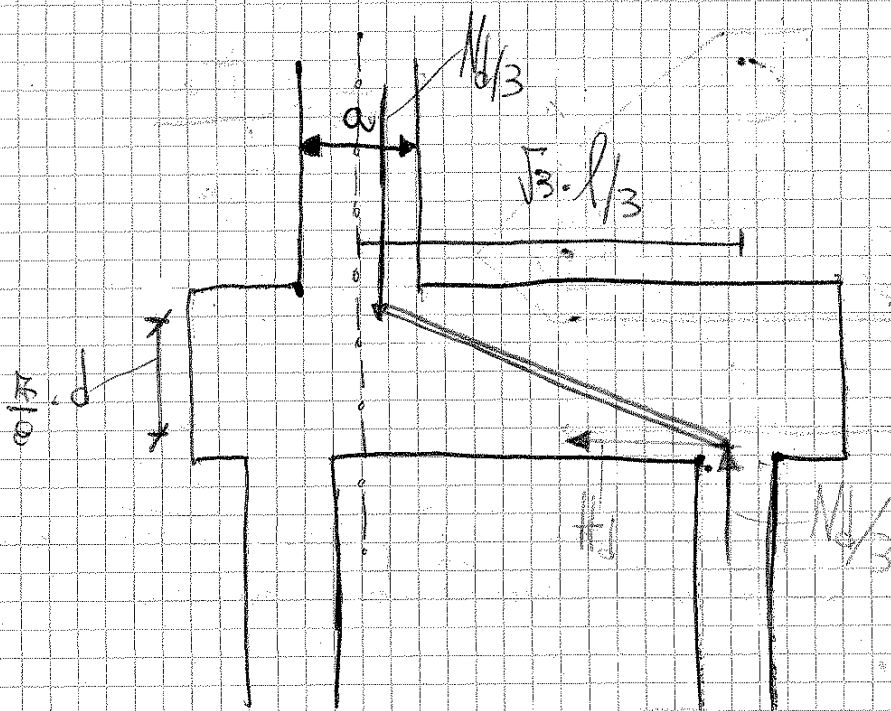
$$T_d = \frac{N_d}{2} \cdot \frac{V + 0,25a}{0,85d}$$

104

La pianta:



La vista verticale:

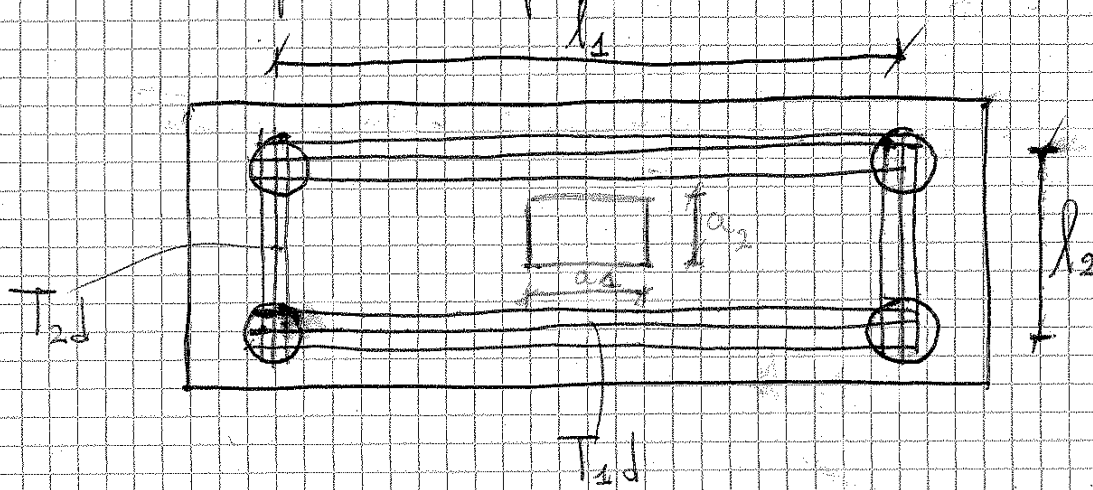


Il pilastro è rigido, $l \leq 2,16 h$
 altezza pilastro

$$T_d = \frac{H_d}{2 \cdot \cos \alpha} \approx \frac{0,22 \cdot N_d}{0} \cdot \left(0,50 \cdot l - 0,25 \cdot a \right)$$

$\frac{\sqrt{3}}{3}$

Se avessimo un pilastro su 4 pali:



$$T_{1d} = \frac{N_d}{4 \cdot 0,866} \cdot (0,5 \cdot l_1 - 0,25 \cdot a_1)$$

$$T_{2d} = \frac{N_d}{4 \cdot 0,866} \cdot (0,5 \cdot l_2 - 0,25 \cdot a_2)$$

~~Caratteristiche~~

PIUNTO SU 3 PALI:

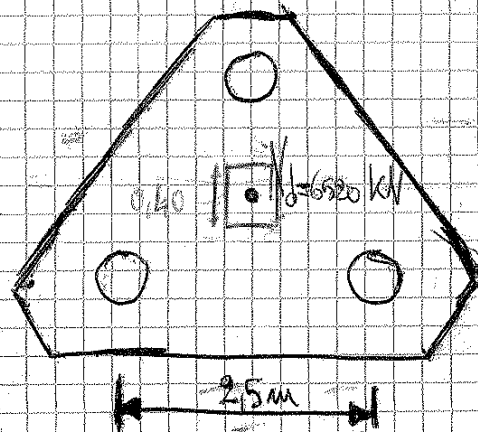
$$N_d = 6520 \text{ kN}$$

$$l = 2,5 \text{ m}$$

$$D = 0,180 \text{ m}$$

$$a = 40 \text{ cm (0,40 m)}$$

$$h = 4,00 \text{ m} \Rightarrow d = 4,00 - C = 4,65 \text{ m}$$



~~Subgenitoria~~

$$N_d \cdot \frac{4}{8} d = \frac{N_d}{3} \cdot \left(\frac{l\sqrt{3}}{3} - 0,25 \cdot a \right) \Rightarrow$$

FONDAZIONI (Lec. Foti)

22-10-2012

LE NTC 2008 (verifiche geotecniche delle fondazioni dirette)

Lebriano Foti (autunno 4896)

Le NTC 2008 hanno preso piede in modo cogente in seguito al terremoto de L'Aquila.

Le NTC separano un paragrafo netto dalle verifiche con coeff. di sicurezza globale a quelle con coeff. di sicurezza parziale.

Le NTC definiscono i principi per il PROGETTO, L'ESECUZIONE e il COLLAUDO delle costruzioni; nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità.

La norma parte dal principio che la progettazione sia di tipo prestazionale.

Le norme forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate, definiscono le caratteristiche dei materiali e prodotti.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli STATI LIMITE che si possono verificare durante la vita nominale.

REQUISITI:

- sicurezza nei confronti di SLU (es: rottura del terreno)

- " " " SLE (es: cedimenti che la struttura subisce nella vita di esercizio)

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali

- durabilità

utilizzo comune della struttura

Le fondazioni si trovano nel terreno → ambienti particolarmente aggressivi

SLU crolli, perdite di equilibrio e diversi gravi (totali o parziali)

Il superamento di uno SLU ha carattere irreversibile (collasso)

F_k : valore caratteristico dell'azione (frattile superiore o inferiore) pari al 5% che minimizza la sicurezza

ha normativa dell'azione tutti i tipi di azione (statiche, sismiche...)

$F_d = \gamma_F \cdot F_k$: valore di progetto dell'azione

Classificazione in base alla variazione della loro intensità nel tempo:

- G: azioni permanenti (per propri strutturali e non strutturali)
- Q: azioni variabili (es. traffico)
- A: azioni eccezionali (azione sismica...)
- E: azioni sismiche

(es. nevichi)
es. temporali

Q_k : valore caratteristico di un'azione variabile: frattile pari al 25% della popolazione dei massimi per il periodo di riferimento

Nella combinazione delle azioni si ha:

Q_{k1} : azione variabile DOMINANTE (è quella che ha l'effetto maggiore nella struttura)

Q_{k2}, Q_{k3}

Le azioni variabili Q_k vengono combinate con i coeff. di combinazione $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$

COMBINAZIONE FONDALE (SLU)

perché è quella che maggiormente consideriamo negli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_0 \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_0 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE reversibili):

$$G_1 + G_2 + P + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \gamma_{12} \cdot Q_{k2} + \gamma_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

non si sono perché γ significa "combinato con" bene i carichi permanenti e non ho bisogno di γ (cioè di coeff. di riduzione)