

1. RICHIAMI DI GEOTECNICA

2. PROVE PENETROMETRICHE

3. PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

4. CRITERIO DI MOHR-COULOMB

11. PROGETTO OPERA DI FONDAZIONE

15. SCELTA PIANO DI POSA

16. SIFONAMENTO / SOTTOSPINTA

17. TIPOLOGIE DI FONDAZIONI DIRETTE

17. PLINTI

18. TRAVI ROVERSE / PLATEA

19. CARICO LIMITE

20. FORMULA TRIANGOLA DI TERZAGHI / PUNZONAMENTO - INDICE DI RIGIDEZZA / FORMA DELLA FONDAZIONE

21. DISTRIBUZIONE DEL CARICO / CARICO INCLINATO

22. INCLINAZIONE PIANO DI POSA / FALDA

24. CEDIMENTI

25. CONSOLIDAZIONE / TESTATO EDOMETRICO

28. TERRENI ORGANICI

31. EQUAZIONE DELLA CONSOLIDAZIONE

33. DRENAGGIO

33. PRECARICO

34. DRENI

36. CEDIMENTI PER VISCOSITA' - TERRENI A GRANA GROSSA

37. INTERAZIONE FONDAZIONE - TERRENO

38. SOLUZIONI IN FORMA CHIUSA

41. DIMENSIONAMENTO ARMATURE PLINTI E TRAVI

41. PLINTI

44. PUNZONAMENTO

45. DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE

46. TRAVI ROVERSE

46. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA IN ELEVAZIONI

49. ROTAZIONI - CEDIMENTI MASSIMI / MODALITA' DI INTERVENTO

50. DEEP MIXING / VIBROFLOTTAZIONE / COMPENSATION GROUTING

51. FOUNDATIONS SU PALI

51. TIPOLOGIE - BATTUTI - TRIVELLATI - GETTATI IN OPERA

52. MACROPALI - MICROPALI

53. CARICO LIMITE VERTICALE

56. PARATIE

57. PROVA DI CARICO

58. CARICO LIMITE FORZE ORIZZONTALI

59. C. NON DRENANTE

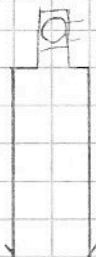
62. C. DRENANTE

Libro: Collesi / Viggiani - Fondazioni / Terame: Orsini / Prof. L. Fazio
H

RICHIAMO DI GEOTECNICA

Caratt. litologica terreno per capire dove fondare opera
Sondaggi con recupero del materiale (no "a distruzione");
Concordata tra ing. e geologo. No. vogliamo caratt.
meccaniche, analisi "numeriche" x interaz. terreno / struttura.
Terreno prelevato non può essere usato x una
Caratt. geotecnica in quanto nella perforazione il
terreno è DISTURBATO (corona diamantata con immersione
di acqua che sposta spurgo particelle fini e raffredda la corona), materiale apportato spesso è
RINUNCIATO. Cmq utilizzabile x granulometrie (ex con
prove x detacciatura di ghiaie e sabbie e per sedimentazione in argille e limi). Terreni a grana fine con
comportamento \neq da grana grossa. Ci interessano zone
di terreno dove si scaricano carichi.

Camionatore SHIELBY (pareti sottili di acciaio con corpo
tagliante). Infilmo nel terreno (devo dislocare -
terreno promiscuo); normativa definisce i parametri
Valvola sopra che scorre in interlapadine
con apertura laterale. Si fa lavaggio
del fondo e quindi entra l'acqua dal
foro, Valvola la fa scorrere ed
evita che campione si spilli, chiude il foro.
Corta! Devi togliere carotiere mett. camionatore
dopo lavaggio, paraffinato [si chiude all'estremità] ①

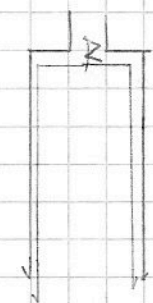


X non perdere acqua] e mandato in laboratorio.

↓
* scarpata con indicazioni e precauzioni, tipo
il rientro minimo della fustella.

Non adatto con terreni OC, si accartoccia. Con terreni
più consistenti si usano DEVINSON e MAZIER.

Di tipo doppio: esterno con corona sfilantata



che ruota e riporta terreno mentre

è interno e svincolato da esso ed

entra a pressione. Terreno riportato

è spurgato con acqua che passa tra

intercapedine. Ridotti attriti laterali. $> OC$, $< inter$

cap. tra 1, 2. Distanza regolata da molla (in

uno dei due), nell'altro è necessario cambiare

la punta.

Prelevio campioni INDIST. non è possibile in terreni

incoerenti e si ricorre a prove geotecniche in sito,

[usati anche x altri terreni ma ∇ rel. scientifiche

accettate] (solerie, spie...) Le + usate sono le

PROVE PENETRATIVE (Statiche o dinamiche).

[DINAMICHE]

Un marte con pareti spesse da infiggere per battitura.

Si misura il n. di colpi x for. avanzate di 15 cm

il terreno. Fatta 3 volte. Si scarta la 1^a (è effettuata

in fondo prova di sonaggio, materiale rimaneggiato),

Otteniamo \hat{N} SPT correlato a stato di addensamento

da sollecitazioni efficaci (d da PROFONDITÀ)

Ye a caratt. granulometriche. Sviluppate correlazioni

tra N colpi e ϕ terreno con prove di laboratorio

② su terreni confezionati a hoc e con esponente

Reali.

Statica: penetra utensile a V costante e si misura la F necessaria; si misura la τ_{res} alla punta (penetrometro è CHIUSO, a punta conica). Si può misurare anche la τ_{res} laterale tra terreno e camicia x attrito (attento a σ' e presenza di falda).

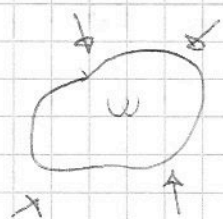
Prova effettuata in continuo a partire da $\frac{1}{2} \sigma'$

Prove ottenibili fino a 20-25 m; oltre intervengono altri fattori (deviazione da verticale; foro tende a richiudersi, attrito > ; misuriamo allungamento anche che però può d da loro deformabilità).

19/2/08

PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

Lo stato di deformazione e resistenza del terreno devono essere espressi non in termini di σ_{TOT} ma



solo nelle forze che agiscono nello scheletro solido: tensioni efficaci

$\sigma' =$ sollecitazioni determinate dallo im-
pianto delle forze esterne

Le resistenze e deform. del mezzo σ non da σ_{TOT} ma dalle σ' e si deve considerare la pressione dell'acqua che è porta nei pori del terreno

$$\sigma' = \sigma_{\text{TOT}} - u \quad \text{ovvero valido x tutti i materiali}$$

Quindi si ha che ϵ e σ sono funzioni di

$$\epsilon = f(\sigma', E, \nu) \quad [E = \text{mod. elast.}; \nu = \text{coeff. di Poisson}]$$

Le relazioni tra sforzi e deformazioni devono essere espresse in termini di σ' e anche il criterio di resistenza.

CRITERIO DI MOHR - COULOMB

Definire la rottura a Togli:

$$\tau_{lim} = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

c' è la coesione e φ' è l'angolo

di attrito efficace, entrambe caratteristiche intrinseche del materiale.

$c' \approx 0$ nei depositi labili.

φ' è funzione dello stato di consolidamento della forma e delle caratteristiche fisico-chimiche dei grani (quarto).

σ' → tensioni efficaci.

Con un sistema chiuso, saturo ($S_r = 100\%$) e applichiamo una forza.

$$V_{TOT} = V_v + V_s$$

$S_r = 100\%$ (vuoti tutti pieni d'acqua)

Poiché i grani possono essere considerati incompressibili la var. di V_s è trascurabile, varia un po' la forma, ci possono essere delle rotture degli spigoli ma il volume non cambia.

Anche il volume dell'acqua non cambia, è incompressibile.

A causa di F con confini impermeabili non ci può essere la variazione di volume del mezzo (la var. di volume nel mezzo saturo si ha solo se l'acqua esce dai pori e quindi una var. Vol. pori).

$\Delta V = 0 \rightarrow$ ci può essere una deform. della forma, si ha che $V = 0,5$ affinché $\Delta V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0$

Il sistema di forze porta una variazione delle pressioni neutre dell'acqua e delle sollecitazioni

④ che si scambiano i singoli pori.

$$\Delta \sigma = \Delta u + \Delta \sigma'$$

$\Delta \sigma$ è causato da F e può essere calcolato in ogni punto tramite la teoria dell'elasticità.

$\Delta \sigma$ si ripartiscono parte nella fase liquida e parte nello stato solido.

Condizione ad drenata: l'acqua nei pori non può uscire dal sistema con il mezzo saturo.

In questa condizione le deformazioni sono funzioni di σ' , V ed E .

Il mezzo varia la forma (deformazioni) ma non varia il volume.

Si potrebbero avere delle rotture locali in alcuni punti o piani se si arriva alla resistenza limite del terreno.

Se si raggiunge il limite di resistenza questa condizione deve essere sempre espressa in termini di σ' ; trova se in ogni punto σ con la teoria dell'elasticità \rightarrow trova σ' \rightarrow verifico che il criterio di resistenza è rispettato ovunque \rightarrow trova i punti e la max. di rottura.

Considero ora il sistema come aperto e ipotizzo che la permeabilità del terreno è tale che a causa di F l'acqua può uscire rapidamente dai pori: si ha con una variazione di V , la siano i vuoti cioè si spostano i grani (tempo di applicazione del carico è paragonabile al tempo di permeabilità dell'acqua).

$\Delta V_v \neq 0 \rightarrow$ varia il Volume dei Vuoti poiché
l'acqua fuoriesce dai pori

$\Delta V_s = 0 \rightarrow$ lo scheletro solido non cambia
VV

$$\Delta V_{TOT} = \Delta V_v$$

Se il mezzo è molto permeabile (ghiaia, sabbia)
c'è poca resistenza idraulica dell'acqua nel
fuoriuscire dai pori (pori grandi che hanno
dimensioni dipendenti dai grani del terreno) e il
sistema è aperto ed immerso in acqua. Il mezzo
è saturo con k elevata.

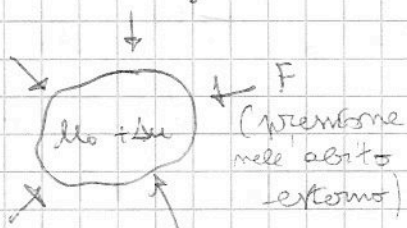
In queste condizioni le forze producono variazioni di σ :

$$\Delta u = 0 \rightarrow \Delta \sigma = \Delta \sigma'$$

Si deve poi verificare che in ogni punto non
s'intorpidisce il circuito di resistenza.

Condizione DRENATA: l'acqua esce rapidamente dai
pori. In tutte e due le condizioni il mezzo
è saturo con i pori pieni d'acqua, mentre
cambia se l'acqua può fuoriuscire o meno.
La c. non drenata può avvenire anche nelle sabbie
che sono avvolte da una sep. impermeabile (argilla).

• Ipotesi una lente di sabbia in un deposito
di argilla: c. non drenata, acqua non esce a causa di F.



Nel caso di sola sabbia: mare in
a e n ha la fuoriuscita dell'acqua
fino a ripristinare la condizione di

⑥ equilibrio: con k elevato questo fenomeno
avviene rapidamente (la u è piccolissima)

In cunicoli (carichi rapidissimi) l'acqua non riesce a fuoriuscire dai pori, marciano delle su interstiziali, si possono avere delle sovrappressioni e non ci sono più contatti tra i pori anche in terreni naturali non c'è più una resistenza del terreno poiché i carichi sono elevati e rapidissimi. Le su non possono dissiparsi in tempi brevi e le σ' sono talmente elevate tali che annullano le σ ; quindi si ha che $\tau = c' + \sigma' \tan \phi$ quindi si ha $\tau = 0$

σ in sabbie $\rightarrow \approx 0$ con sabbie

Noi consideriamo carichi applicati lentamente nella colonna di edifici e l'acqua ha tempo di fuoriuscire dai pori.

Condizione non drenata con k basso e a contatto liberamente con l'esterno (almeno la membrana impermeabile)

$k = 10^{-7} \text{ m/sec}$ (argilla)

Legge di Darcy:

$$V = k \cdot i \quad \text{con } i = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Impongo } i = 1 \rightarrow V = 10^{-7} \text{ m/sec}$$

Per avere una filtrazione di acqua il tempo varia lunghissimo; quindi quando applico il carico ($t=0$) il sistema è all'istante isolato.

Poi avendo delle differenze di carico idraulico tra interno ed esterno si crea un moto di filtrazione; prima si dissipano le Δp nel contorno poiché la lunghezza di filtrazione è minore.

Nelle sabbie $k = 10^{-2} \text{ m/sec}$ il passaggio, la fuoriuscita di acqua è rapida.

Condizioni pretesse drenate: (il carico grava subito nella fase solida).

Nelle argille il carico prima grava nella fase solida e liquida, poi si ha il fenomeno di consolidazione, l'acqua esce, si riducono le su e si passa alla condizione drenata e il carico grava poi nella fase solida.

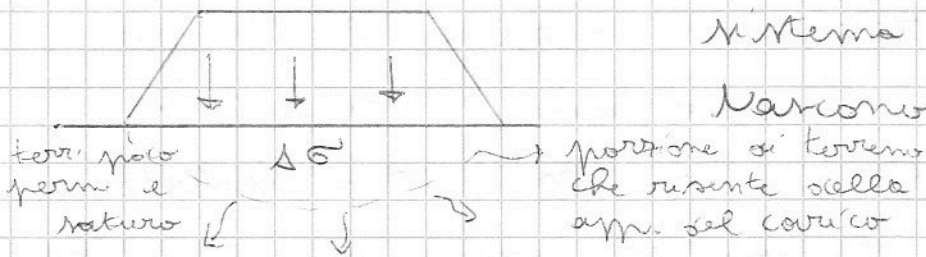
Allora poiché $\Delta\sigma'$ variano nel tempo, la rottura avviene in un certo e non in un altro, anche $\Delta\sigma'(t)$.

Se la rottura avviene all'istante $t=0$, nel tempo le σ' variano e quindi si può avere che dopo ci si trova in campo elastico, può avvenire anche l'opposto (in c.u. campo elastico, mentre dopo si arriva ad una fascia di plasticizzazione).

Esempi:

- fondazione: la norma impone verifiche in entrambe le cond. poiché non è detto a priori dove avviene la rottura.

- Rilevato Nordale: Applico il carico \Rightarrow var. $\Delta\sigma'$
Terreno poco perm. cioè sistema chiuso.



Caricano con celle su e $\Delta\sigma'$

$$\Delta\sigma' = \Delta su + \Delta\sigma''$$

In queste condizioni poiché la res. del materiale è $f(\sigma'')$ prendo i vari punti, calcolo la σ'' (iniziale) e sommo $\Delta\sigma'$ indotta dal carico e verifico se il criterio di resistenza è soddisfatto: $\tau_{lim} = c' + (\sigma_0' + \Delta\sigma') \tan \varphi'$

⑧ Poi si può calcolare i cedimenti che sono $f(\sigma'')$ in (i.a. breve termine; sistema non drenato ($t=0$))

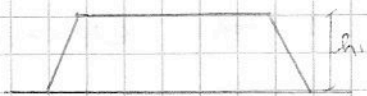
Trascorre il tempo: u si dissipa poiché il carico non ha modificato la press. dell'acqua al di fuori della sfera di riferimento. \Rightarrow nasce σ'_v e acqua emigra.

Le σ non cambiano ma vanno a gravare > sulla parte solida e quindi \uparrow le σ'_v solo nel foro.

$u \rightarrow 0$ e $\Delta \sigma'_v \uparrow$ fino a $u = 0$ e $\Delta \sigma = \Delta \sigma'_v$

Anche a lungo termine si è ancora verificato il surto di press. in tutti i punti del mezzo. Di solito con terreno omogeneo, isotropo poco perm. il sistema raggiunge le c. limite a breve t. Interventi: si può fare rilevato per fare

Poiché il sistema di forze è minore allora le u sono minori rispetto a quelle che nascono dal fare tutto insieme il rilevato. Per $e' h'$ ($h \times$ la quale non si



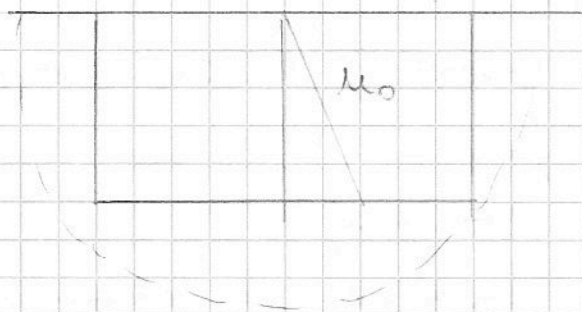
avvolge a rottura in c.u. quando le σ'_v sono + piccole) esterno e rispetto. Inizia poi il fen. di consolidazione e si dissipa le u (anche parzialmente).

Attenzione che in ogni fase le $\sigma'_v < \sigma'_c$ che portano a rottura terreno. Trascorre il tempo posso costruire un altro pezzo (h_2), stesso procedimento. Avolo a costruire e intero rilevato senza avvolgere alla rottura del terreno. A lungo termine il carico grava sullo scheletro solido e u in c. di massima mentre continuerò a fare altro di avvolgere a rottura a breve termine.

Problema: difficoltà di determinare le u (sottrazioni che si manifestano nel terreno)

Stato di braccia sempre piena d'acqua.

non cambia le u ; la pressione iniziale resta =
(x semplicità), lo scavo è sempre pieno d'acqua.



Importando il terreno, quello vicino è scivolato:

$$\sigma' = \sigma - u$$

σ' scoppia poiché asportato il terreno (manca
l'azione di confinamento) quindi il terreno adiacente
→ ad espandersi.

Si riducono le σ_{TOT} e quindi \uparrow il volume, con afflusso
di acqua (dalla k il tempo).

C. iniziali: non drenate ($t=0$)

C. finali: drenate (le σ' \downarrow a causa afflusso acqua)

All'inizio il fronte può essere stabile mentre
nelle C. drenate può essere instabile: verifica
a locale e lungo termine del criterio di
stabilità.

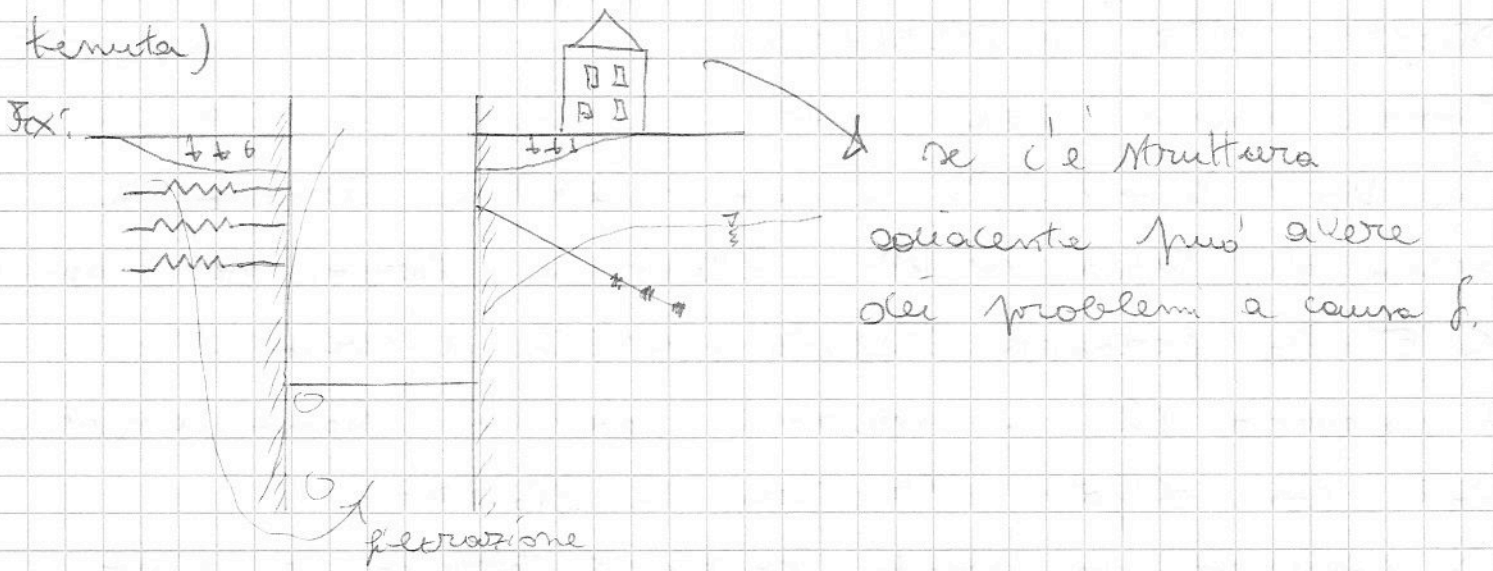
Alto però la struttura si sta a lungo termine.

~~H~~

(fine su piano geotecnica)

Terreni hanno R_{ch} molto + classe del c.a. che ha $R_{ch} \sim 30 - 40 \text{ MPa}$, acciaio $\sim 200 \text{ MPa}$. Terreno, a meno di Rocia, $\sim \text{kPa}$. Rintor e' largo per trasmettere $< \sigma$. Da garantire STABILITA' (verifica a carico limite) e' necessario che in esercizio i cedimenti siano compatibili con deform. strutturale in elevazione.

Da considerare le caract. geotecniche terreno e tipo di opera in elevazione (ad ex. strutture sensibili a δ different. e vanno fuori terra anche per tratti carichi). Va contr. il regime idrico della falda come viene influenzata (ex: vasca natante, lunga 350 m e anche fondata su pali in terreni sabbiosi, rilevato Via Marconi non ha considerato effetto in terreni adiacenti e parte e' ovalata). Quando si necessita paratia ad ex non si contr. solo la struttura, ma anche le δ indotte nelle opere adiacenti. Non si puo' avere n.e. che ^{non} contr. la complessita' del terreno (no max. alla Winkler, ma mezzo continuo, non omogeneo). E' ne che modellano terreno con --- ma e' semplificazione anche per considerare la pressione interstiziale; anche se specifici x calcolare carico limite terreno, sono inadeguati se opera e' accanto a fabbricato pre-esistente. Ex. opera interrata, e' necessario fare, setti o pali, nei diagrammi x evitare filtrazione dell'acqua. ϕ x γ pali parzialmente compenetrati tra primario e secondario in verticale non si garantisce



SLP 2000 non è adatto a interazione terreno - struttura
Valutare le $\sigma' = \sigma - u$ (porosità tipo menzola,
filtrazione acqua). Alcuni mi collocano le σ con
porosità ma non con i cedimenti a pieno
campagna (danno con dei tiranti al posto
di ingegnere il setto)

Stato σ terreno è anche da fase costruttiva.

Se terreno è molto permeabile si alzano le u
e \uparrow le σ' ! Infatti nel terreno prima c'era

$$\begin{array}{c} \downarrow \sigma \\ \square \\ \uparrow \sigma' = \sigma - u \end{array}$$

a seguito del DRENAGGIO ad opera della
porosità (anche se con struttura ∞
rigida in modo da poter "sostituire" il terreno
con in realtà. Porteremmo regime idraulico) si
hanno sempre le σ' (per materiali sovrastanti)
ma le sono \downarrow e quindi $\sigma' \uparrow$ (cedimenti $\propto \sigma'$)

Quindi in ambito URBANO a loggione coda + rif. N. cat.

Da considerare anche la situazione AMBIENTALE nel
quale la struttura è presente.

(12) Riassumendo i punti progettuali!

- 1) Definire programma di indagini con prove in sito e in laboratorio
- 2) Stabilire i carichi che agiscono su struttura, che spesso è da intor. con terreno. È possibile raggiungere le c.lim. ATTIVE se strutt. può deformarsi, altrimenti le c.ult. hanno un $k_0 (> k_a)$. Oppure ancoriamo con forte tensione, > anche alle distorsioni, & da scelte progettuali.
Si possono avere opere provvisorie, ex. palancare lauren e non ci sono prefabiliti.
- 3) Carico limite fondat. da calcolare, primo progetto fondazione basato su $\sigma_{amm} = \sigma_{lim} / \gamma$
- 4) Ex punti isolati, scelto il tipo di fondat. vanno collocati i f per i carichi di esercizio e verificare compatibilità con struttura. Possiamo cambiare scelta.
- 5) Prevedere e prevedere serie di misure x controllare comportamento opera in fase costruttiva. x misure topografiche x misurare variazioni por. terreno, x piezometri. Terreni molto disomogenei, bisogna monitorare; semplifichiamo.

che carichi consideriamo / PERMANENTI, ACCIDENTALI, VARIABILI.
È completo, di si drenate o c. non drenate (ex. x carichi sismici che sono di veloce applicazione) siamo in fase transitoria normalita, prima con $\frac{\sigma_{amm}}{\gamma}$, ora c'è confusione.

Eurocodici x Strutture sono definitive.

EC7 x geotecnica e' ancora provvisoria (e' confusione).
Problema anche dal. Δ economico! $\frac{1}{3}$ far si
progetto; nella definitiva si definisce costo dell'opera
le p. def. e poi mandato in gara e impresa fa
un esecutivo che pero' ha GI^a copertura finanziaria.
Quindi se in fase di progetto ^{esecutivo} appaio nuova nor-
mativa camoriano (Cott.) Quindi ora con l'ente
si stabilisce QUANTO norma usare.

In campo geotecnico non c'e' normativa condivisa
da tutti. Ex se modifica φ con γ_{sc} cambiano sia
le f_c esterne che per. materiale (applico 2 volte
fattori multipli) (Non e' ben distinto ruolo azione/
Resistenza)!

Poi non possiamo fare STATISTICA con le poche
prove geotecniche dei valori caratt. Resistenza
terreni.

Per verifiche allo SLU le azioni si molt. per
 γ_{amp} e per. materiali RIDOTTE di un certo
coeff. Qui non si puo' fare, ancora da definire.
Cmq EC introducono altre opz. SL introducono
le CATEGORIE di opere. Oggi le DT '96 prevedono ^{colloca.} ^{geotecnico}
V provvisoria, sia x caratte che per prelazione.

EC7 distingue IMPORTANZA opere. Ex, per muretto
basterebbe semplice confronto con quella gia' fatta.

• CT. 1: edifici LEGGERI, muri bassi, scarichi
movimenti di terra, ... TS non devono

14) succedere in forma simultanea!

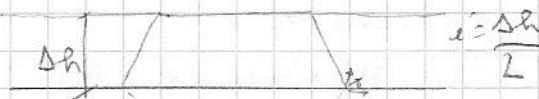
• CST 2: opere idrauliche

• CST 3: // SPECIALE, progetto ex de alphe, grandi ponti o gallerie, forti scavi
della CST anche delle SOSTITUIRE dove è realizzata.
H

SCELTA PIANO DI POSA

Va scelto il piano di posa (una volta scelto il tipo di fondazione). Deve essere superiore al livello vegetale iniziale di $1 \div 2$ m. Non deve sentirsi peso e var. Maggiori contenuti d'acqua, contr. mot. filtrazione acqua (attento a SIFONAMENTO! Filtro verso alto, p. opposta a quella di gravità che può portare a $\sigma' = 0$, ovvero che grani vengono trasportati da corrente, c'è il rischio che deve essere < di quello agente. Ex. alphe:

Fenomeno che degenera)

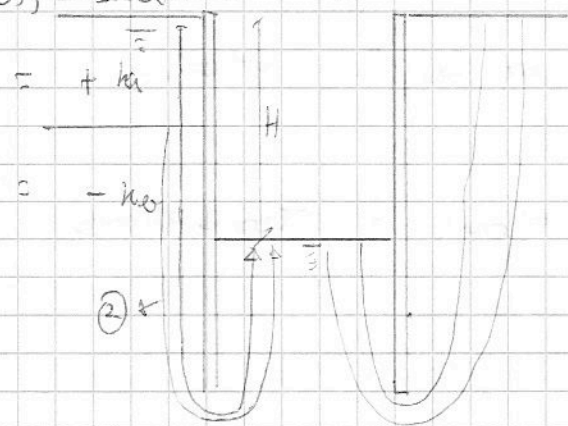


Jet-grouting efficace in fase COSTRUTTIVA.

Sul lungo termine posso apprezzare struttura x vincere spinta di archimede o ancora struttura con pali che lavorano a trazione o meno. Molte strutture e diagrammi (JS fermore e armature si corrodono).

Va contr. la sottospinta idraulica se folata risale sopra piano.

Va contr. l'EROSIONE se opere all'interno di alvei di fiume. Ex. pila Viadotto, nella piena può essere scalzata al piede. (studia i diagrammi nel libro)



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

Se + al posto di = (normali)

lita') e peggiore; (quando sono =

le perm. sono = a quelle di sopra).

Conc. dell'acqua in un terreno omogeneo:

A) $k_v = k_h = 10^{-5} \text{ m/sec}$

B) $k_v = k_h = 10^{-8} \text{ m/sec}$

Le mt. sono IDENTICHE del punto di v. geotecnico. Solo che le Q sono diverse e devo in A portare via + acqua. Rete di filtrazione e' IDENTICA Sifonamento accorde unq.

SOTTOSTANTE

Se abbiamo sopra k_h e sotto k_v . Rispetto al terreno omogeneo. In k_h ho porosità minori (Q = cost lungo linea di flusso); Δh e' lo stesso ma posso avere un percorso più lungo, n' e' più corta (2) L di filtrazione. (sit. e' come idrostatica) p i gradienti. Possiamo avere:

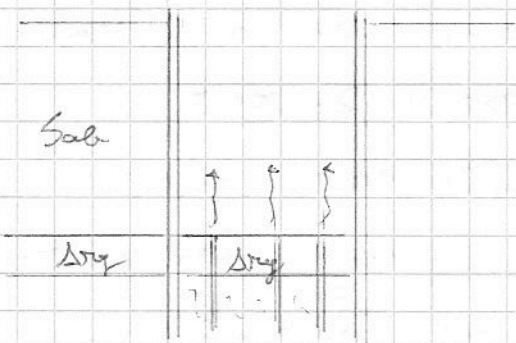
- terreno incoerente: mat. in sospensione se $i > i_{cr}$
- " coerente: se pressioni acqua molto elevate, pero terreno non può riuscire a equilibrare spinta, Ex:

Non mi serve il gradiente.

(16) Devo ver. quale e' la quota 7 del terreno che e'

+ Sab	
- Arg	7
+ Sab	↑↑↑↑↑

in grado di equilibrare la sottopinta idraulica.
 In molte situazioni \times non perturbare falda, \times
 poter lavorare (mod. pressione acqua \Rightarrow cedimenti
 piano campagna) ^{tecniche costruttive} tipo il Jet-grouting. (boiacca cemen-
 titica ad $\uparrow\uparrow$ pressione, terreno disgregato e impastato
 e sostituito da boiacca amalgamata a terreno. Atenti
 al tappo di fondo che noi creiamo! Realizziamo
 strati di terreno poco perm. contro sottopinta
 idrauliche del corso idrostatico. Possiamo fare pali
 che funzionano come tiranti:
 si può avere!



Ovvero il tappo è l'argilla.
 Al posto di sostituire il
 terreno (cotta!) si possono
 fare dei fori di drenaggio
 e si \downarrow le pressioni. Quindi
 facciamo che per il terreno
 equilibri sottopinta che è \downarrow dal sreno.

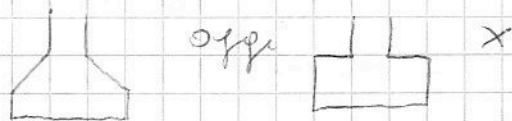
Dimensionamento fondazione è **FORTEMENTE** influenzato dal
 regime idraulico.

H

TIPOLOGIE DI FONDAMENTI DIRETTI

FALDA: piano su quota poco profondo rispetto
 alla s.l.m. della f. terra.

PLINTI: sotto i pilastri; o me pilastro portatore
 loro a rottura il terreno
 $<$ cotti.



Tra PUNTO e terreno si realizza il TUGPORE (Cfr con poco cm) di qualche 10 cm. Serve a:

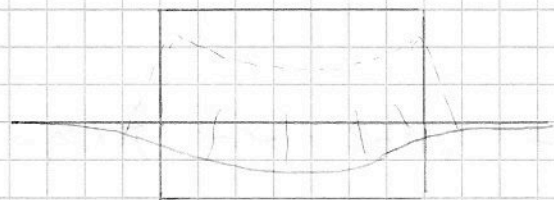
- REGOLARIZZARE il piano di nota (dopo lo scavo)
- fare come CASSERO di fondo x poter mettere armatura perinto e fare getto in struttura

Perinti normalmente collegati da trave di collegamento obbligatoria in zona sismica. Vanno verificate x un carico di trazione di $\frac{\sigma}{10}$ assorbito dai singoli perinti. (carico verticale > tra 2 perinti)

Si calcola carico limite ammesso certa qum perinto. Può accadere che perinti tra loro alterino distanza RIDOTTI, quindi adiacenti \Rightarrow conviene unica trave continua di fondazione dette TRAVI ROVERSE.

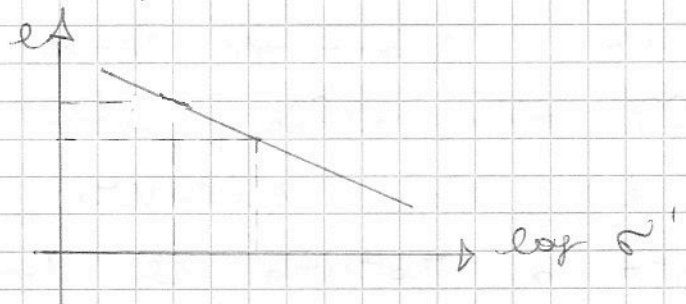
Anche qui tante travi roverse allineate da collegare con trav. secondarie, può convenire fare una PLATES, una soletta di fondazione inamovibile se fond. e' sotto falda (scavo annullato solo durante cantiere), faccio cassone inmovibile collegato con pareti laterali.

Servono anche per \downarrow i cedimenti che d da σ' .



Se al posto di applicare a n. comp. Realizziamo solo, si e' TOLTO un peso che

Se terreno e' molto compressibile a nota cedim.

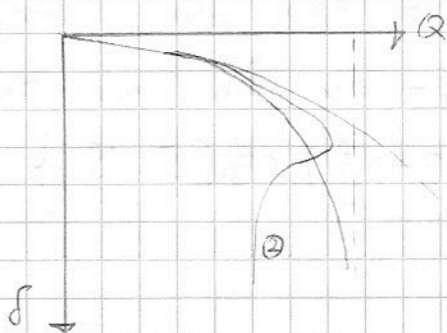
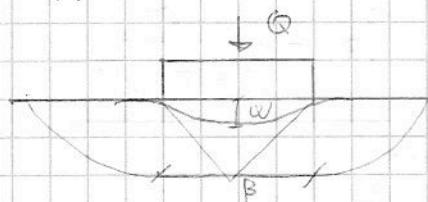


(18) Verifica RILIESO con la costrutt. Si possono RIEQUIL.

i carichi, fondazione COMPENSATA (sostituire peso terreno con peso edificio)

Si calcola il CARICO LIMITE della fondazione che deve essere predim. \rightarrow α del terreno, dalla Morfologia, idraulica, tipo di carico, forma fondazione, piano di prova. Geologo formula indicazioni x la scelta della fondazione importante x storia della geologia, sezioni del terreno...

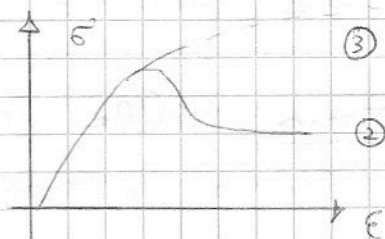
Approcciamo carico propriamente crescente e prof. con cedimento.



Da cond. elastiche a elasto-plastiche (ideali a plastiche, curva \rightarrow a c. lim. $\textcircled{1}$)

Si può avere comp. fragile $\textcircled{2}$

Incrassamento del materiale $\textcircled{3}$



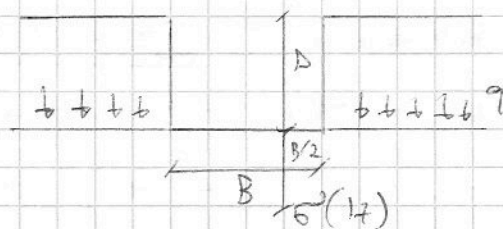
C. lim. e' quello per cui s non e' compatibile con struttura.

∇ rel. in forma chiusa x calcolarlo, ipotesi semplificative. TERZAGHI con $B > L$, condizioni PIANE (se lavorano con ∇ rel. composte x piante rettang. ed ex.). Sono unq. rel. usate da tempo, sempre meglio dei miei.

FORMULA TRINOMIA DI TERZAGHI

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

- gelo / disgelo
 - erosione falda
 - terreno vegetale
- $\left. \begin{array}{l} \text{scelta} \\ \text{questa piano} \\ \text{di prova D} \end{array} \right\}$



Determinata Contr. rottura GENERALE del terreno,

Si può anche verificare il PUNZAMENTO ma misura lo stesso Terr. Si possono verificare a seconda dell'INDICE DI RIGIDITÀ del terreno:

Con σ' calcolata a $B/2$ da piano

$$I_z = \frac{G}{c + \sigma' \tan \varphi}$$

fond. Se $I_z < 10$ si ha punzonamento

$$I_z = \frac{1}{2} \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

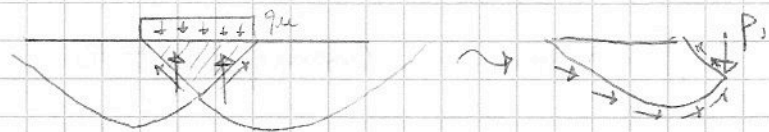
Im questo caso nella
nel di Terrapi.

Alcuni membri si moltiplicano per $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$,
e da coesione terreno (vedi nel libro)

27/12/08

Forma della fondazione

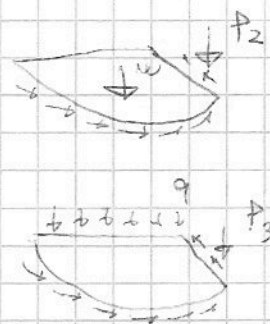
Si devono considerare i termini \times Terr. \neq e q_{lim} .



Ipotesi che agisce nella
mur e' e φ' , non

considera le f. superficiali e peso proprio terreno.
lo contr. (elemento) come rigido e massima P_1 che
la fa ruotare (equil. limite).

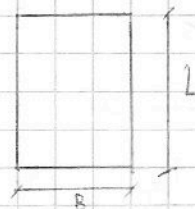
2° contr. e quando agisce peso proprio
terreno K .



20) Però q variabile in P_3 .

$$Q_u = P_1 + P_2 + P_3$$

$$\frac{Q}{A} = c' N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q$$

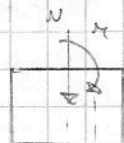
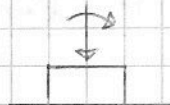


Se L è finita e ruotata ho sup. di scioglimento anche in altro piano, mobilitate più superficie, più resistenza attrittiva del q_{bu} superficiale di Terr. con $L \rightarrow \infty$.

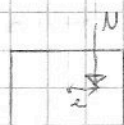
(semplific. di Terzaghi e sovrapp. effetti in campo di rottura!) N_q è usata in miliardi di casi. Correttivi sono ξ_c, ξ_q, ξ_r .

Distribuzione del carico.

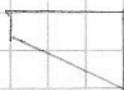
Ip. e carico unif. distribuito Ma gli scatti in N e M , ovvero una forza eccentrica con



$$e = \frac{M}{N}; \text{ variazione } \sigma$$



Rend. il punto baricentrico rimp. a nuova base, ovvero det. la migliore olim. dei punti



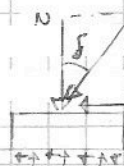
Si può avere formulazione semplificata, ovvero con. area ruotata con N baricentrica.



$B-2e$

Possono capitare anche M grandi e quindi risolvere anche la L della fond.

Carico inclinato:



R_x minima e vento, risultante inclinata di f . Evitare SCORRIMENTO

importante in muro di sostegno.

$$T < C' \cdot A + N' \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

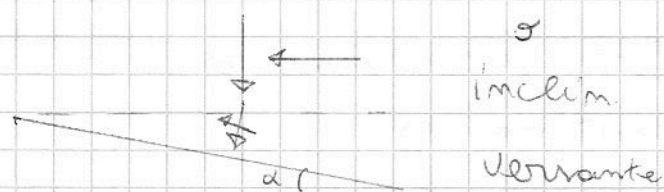
Terreno e' stato rimaneggiato, potrei ignorare C' a fav. sicurezza

N' e' N - eventuali rottoripunte.

φ' e' a fav. di sicurezza; β , angolo di attrito fond-terreno, e' $\frac{2}{3}$ angolo di attrito φ (ex. impermeabilizzazione con geotessile, e' < attrito sup. al terreno)

Scelta piano di prova e' del direttore dei lavori; in opere idrauliche e' importante assente. Pila / diga in clt ha proprio φ e i coeff. corr. sono funz. anche C' e parametro $m = f(\beta/L)$ della coesione e φ terreno.

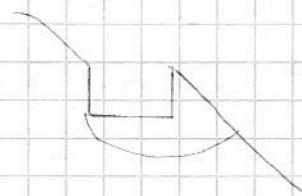
Inclinazione piano di prova



inclin.

vertante

(digue hanno fond. + sollevata)



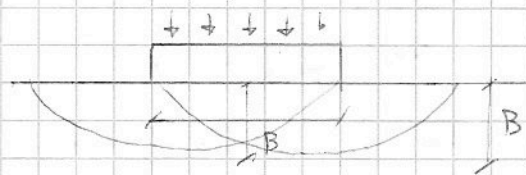
→ ex pila
Vicoalto

↓
Sup. su

ruvolamento avvolgano

prima. Coeff correttivi m a x di vertante che a piano dip.

Falda:



Assumiamo che h. falda su terreno delle sup. di rottura e' pari a B

Se falda e' sotto no prob.

Se sopra si, m' modifica il

regime delle σ' che sono ridotte. Esempio

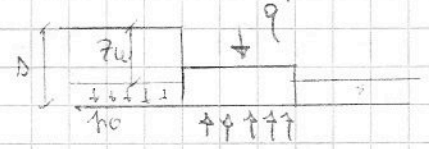
$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad m' \text{ sicura.}$$

⑫ Se falda avula a quota α imposta ↓ al q.lm.

Nella scelta del piano di prova attenti a erosione della falda. Cambiamo le terminologie che contr. il peso del terreno. Se e' saturo contr γ' e allora ho $\frac{1}{2} \gamma' B N \gamma$. Se falda e' sopra piano di prova fondazione si varia anche p_0 .

Parte sopra falda con γ ; sotto γ'

$$p_0 = \gamma(z_w) + \gamma'(D - z_w)$$



Inoltre il carico applicato q e' ridotto dalle pressioni dell'acqua: $q_u = q - \gamma_w(D - z_w)$, risultato della spinta di galleggiamento. Quindi carico massimo

che si può trasmettere e' $q - \gamma_w(D - z_w) = c' N_c + p_0' N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$ quindi "aggiungo" $\gamma_w(D - z_w)$ nel q eim.

Può essere necessaria verifica in c. del calcolo ottenuto. Sarebbe necessario fare anche dopo aver determinato la μ . Es:

Silori:

Carichi possono variare rapidamente ex riempito in pochissimo tempo.

Nascono su nel terreno che non ritenga tempo x dissipare.

Dovremo determinare $\Delta \sigma'_{tot}$, su in cui con σ_h e per diff. det. le $\Delta \sigma'$. Con ott. sperimentali possiamo contr $\tau = c_u$ operando però in termini di σ' . Comparare p , non p' ; γ e non γ' e i coeff. contr. $\varphi_u = 0$.

Ma σ_u evolono nel tempo (consolidazione). A lungo termine le σ' modificate possono det. come di invarianza. (ci si riferisce a

levata termine e $< C.d.m.$ a lungo termine.

Problema riempire gradualmente serbatoio ma è
arrivato. Ha già senso nel caso di rullanti
Mazzoli, concombili in + form.

Verifiche effettuate ENTRAMBE.

In fond. c'è corso di esercizi qe.

$$\frac{q_u}{q_e} > 1$$

È indicato come coeff. di sicurezza F_r

Secondo le D.M. 96 $F_r = 3$ ma \exists

deroghe (involuzioni accurate, d'opera, calcoli bruciati, ecc.)

es. se q_{ux} di progetto si verificano occasionalmente
o molto improbabile o Mount. temporanea (ex
di cantiere). Posso anche \dagger !

Secondo gli S.L. le azioni $n_i > 1$ e q_u è ridotto
con coeff. \times i vari parametri e n_i confrontano.

CEDIMENTI

3/3/08

Vogliamo con interazione terreno / struttura (che può
essere invert. e invert.). Con il q_{lim} abbiamo le c.
lim. fond. Con EC abbiamo valori riscotti (γ_{mc} sui
minori parametri), q_{lim} confrontato con forze (\dagger o
 γ). Se $q_u > F$ agenti, verifica allo SLU è ok.
Calcolare f e ver. compatibilità.

Ignoriamo lavoro. Vogliamo $f(t)$

Se all'interno del terreno ho $\sigma_0 = \sigma_m$,
dopo ho $\sigma_f = \sigma_0 + \Delta\sigma \rightarrow$ effetto carico.

\times P.D.T.F. da distinguere C. a levata

(24) termine ($t=0$) e C. a lungo

termine ($t \rightarrow \infty$)

In $t \rightarrow \infty$, $\Delta \sigma = \Delta u + \Delta \sigma'$. Se perm. e' molto bassa,

$\frac{\Delta V}{V_0} = 0$ (acqua non può uscire; essendo essa e
scheletro solido incompressibili la $\Delta \sigma'$ non
può det. una var. di volume). Però non è detto che
non ci siano deform. $\frac{\Delta V_0}{V_0} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 0$, variaz.
di forma. (acqua incompress. x le cariche lievi, idem
x minerali argillici).

Nasce un GRADIENTE di filtrazione,

pari a $i = \frac{\Delta h}{L}$ (acqua che
vuole uscire e andare intorno).

$h = u / \gamma_w \rightarrow \Delta h = \frac{\Delta u}{\gamma_w}$, n

ha la CONSOLIDATION dopo un

po'. Si \downarrow q. di acqua nei

vuoti fino a $t \rightarrow \infty$ con $\Delta u = 0$ e $u = u_0$, ovvero

c. idrostatiche. Essendo $\Delta \sigma$ dovuta ai carichi esterni,
nona' ∇ la $\Delta \sigma'$!

Quindi a $t \rightarrow \infty$ $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$. Ciò porta a un EDIMENTO:

$W = \underbrace{W_0}_{\text{IMMEDIATO}} + \underbrace{W_e}_{\text{CONSOLIDATION}} \rightarrow$ var. vol. dei vuoti, equiv.

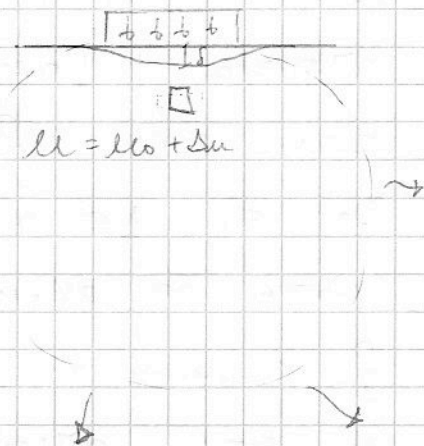
la forma e quindi in

allarga e in sabbia (II).

Per W si applica il METODO EDOMETRICO. Campione
in cilindro $D \sim 6 \text{ cm}$ e $h \sim 2 \text{ cm}$

immerso al quale è applicato carico.

Ma non ci consente di det. W_0 ! Per le c. di
prova, campione è confinato lateralmente!



$\forall t, E_x = E_y = 0$ Anche $E_z = 0$ essendo la loro somma nulla in W_0 .

Altre procedure $\times W_0$ ex i parametri non ottenuti.

Terraghi ipotizzava che $\Delta u = \Delta q$, ma in c.m. ($T \times C U$)

in più aveva Skempton: $\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$

(se $B < 1$, W_0 sarebbe dovuto

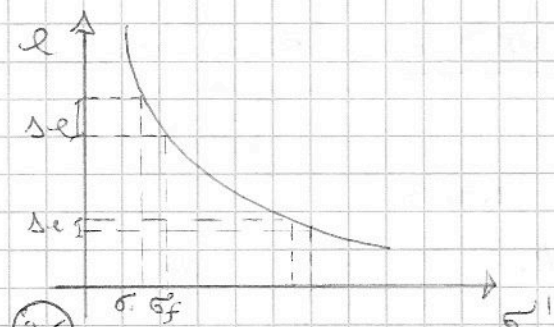
anche a var. volume perché il terreno può essere non sat. ma può avere vuoti d'aria, fase ossidata + fase non ossidata) e quindi $\Delta u \neq$ var. terr. forse che agiscono puntualmente.

Det σ_0 , $\Delta \sigma$ olute al carico, $\Delta \sigma$ con Boussinesq (semis. piana ∞ estero, isotropo ed elastico). Carichi sono $f. \times$ unità di sup. Relazione integrata ottenendo q in certa area e con sovrapp. effetti. Con alcuni o tabelle in più det. $\Delta \sigma$. Allora

$$\int_0^H E_z dz = \int_0^H \frac{\sigma_z}{E_{av}} dz$$

H : spessore strato compressibile, tipo fino a quando $\Delta \sigma = 10\%$ carico.

Nel lungo termine σ_z è pari a Δu con tr. Isotermica (carico che provata in acqua va in scheletro solido) Risultati accettabili. Con prova est. in laboratorio:



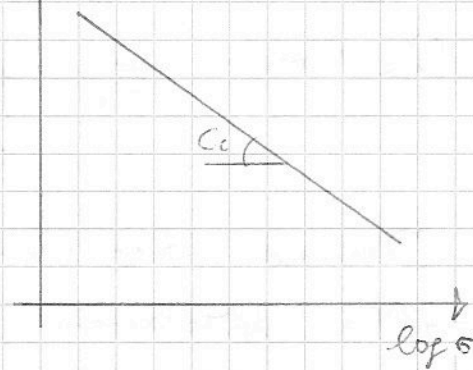
$$\frac{\Delta H}{H_0} = E_z = \frac{\Delta \epsilon}{1 + e_0} \quad \Delta \epsilon < \text{se comp}$$

un $\Delta \sigma$ di σ maggiore.

Lungo certa verticale abbiamo con. varia. di E_{ed} , non

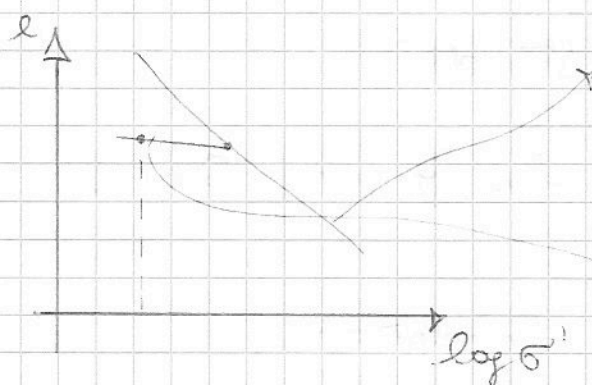
lineare. $\log \sigma'$ è considerato, l'altro è $\log \sigma'$. Quindi

$$\frac{\Delta u}{H_0} = \varepsilon_z = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + e_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{v0}}$$



(i.e. elastiche variano con livello stato tensionale)

Si può usare in terreni NC. Se terreni OC, allora $\sigma' < \sigma'_{max}$ della sua storia. Nel tempo n è mosso stato σ' .



curva di I carichi. Poi σ' varia liv. folia ($\Delta u \Rightarrow \Delta \sigma'_z$) σ' in storia il terreno $n \downarrow$ σ'_z .

Si recuperano σ' elastiche.

Se ricarichiamo ci portiamo lungo — fino a σ' e poi

segue la 1° curva se $\uparrow \uparrow$).

Si devono poi corr. i carichi NETTI! Prima effettuiamo ricolo e poi ricarichiamo. In OC modello rigido - plastico e quindi corr. $q_n = q - \gamma \cdot D$.
C'è ipotesi di base che $\Delta u = \Delta \sigma'_z$ ovvero q .

Teoria con limiti. Lungo in terreni NC, $W_c \approx W_{ed}$ da osserv. sperimentali. E si può dire che $W_o \approx 0,1 W_{ed}$ e quindi $W \approx 1,1 W_{ed}$.

Ma \exists argille OC anche con OCR molto elevato, oppure argille con torbe.

Sfruttando Skempton si ha $\int_0^H \frac{\sigma'_z}{E} dz$ con queste ipotesi:

• corr. E sempre E_{ed}

• $\Delta \sigma'_z$ nel lungo $t = \Delta u$, ma $\Delta u \neq \Delta \sigma'_z$, usa (27)

la sua relazione.

Quindi:

$$\int_0^H \frac{\Delta \sigma_z'}{E} dz = \int_0^H \frac{\Delta u}{E_{ed}} dz = \int_0^H \frac{\Delta \sigma_z' + A(\Delta \sigma_1' - \Delta \sigma_3')}{E_{ed}} dz$$

Quando applico q, esso non va integralmente alle pressioni neutre! Si considera allora

$$W_c = \beta W_{ed}$$

con $\beta = A + \alpha(1-A)$

$$\text{e } \alpha = \frac{\int_0^H \Delta \sigma_3' dz}{\int_0^H \Delta \sigma_1' dz}$$

Se applichiamo a terreno N.C. n° ha $\beta \approx 1$! Quindi metodo edom. buono validato.

Il dip. anche dalla forma della fondazione.

∃ diag. e tabelle x det. β in modo grafico.

Si ha che: per argilla NC $0,7 < \beta < 1$.

// argilla poco OC $0,5 < \beta < 0,7$

// argilla molto OC $0,2 < \beta < 0,5$

// argille sennò $1 < \beta < 1,2$

(alto contenuto organico)

Si può det. sta anche il ced. immediato.

$$W_o = \int_0^H E_z dz = \int_0^H \frac{\sigma_z' - 0,5(\sigma_1' + \sigma_3')}{E_u} dz \quad (v) \quad E_u \text{ (modulo in c. non drenato)}$$

Adesso rispetto a carico e dim. della fondazione:

$$\int_0^{H/B} \frac{\sigma_z' - 0,5(\sigma_1' + \sigma_3')}{E_u} \cdot \frac{B}{9} \frac{dz}{B} \quad \text{e poniamo } W = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z' - 0,5(\sigma_1' + \sigma_3')}{9} \frac{dz}{B}$$

si ha

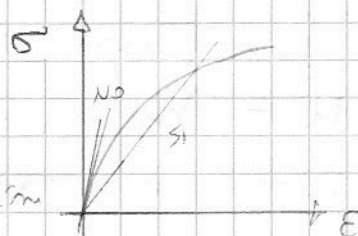
$$W_0 = \frac{9B}{E_u} l_w$$

→ Rel non empirica ma
ottenuta dall'applicazione

della teoria dell'elasticità.

Ma E_u è di difficile determinazione. Si può notare
 $E_u \approx d C_u$ (def. Muskhelishvili; a piccoli def. le prove
di laboratorio non sono sensibili).

Def. in c.u. le def. di taglio sono molto
basse; si ricorre a risultati di indagini
di tipo dinamico in sito, o alla stima che si
propaga in c. non drenate.

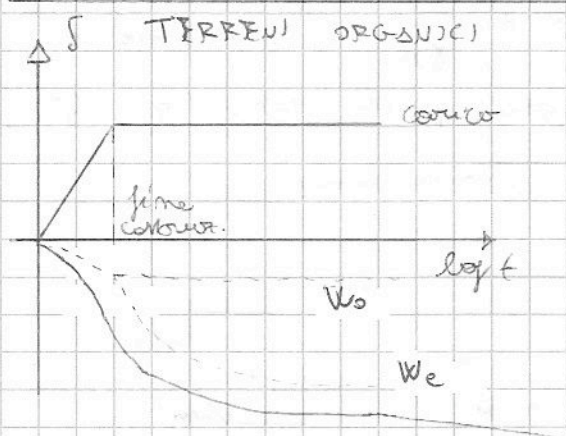


Si è visto che per argille oc, $W_c \approx 0,5 - 0,6 W_{ed}$

↓

Sommandolo i termini si ottiene il W di Terzaghi!

$W = (0,5 + 0,5) W_{ed}$. Cmq in argille oc il W_c si ha
in tempi molto brevi in quanto fessurate e lenti
percorso di filtrazione (a diff. della VC, + lente essendo
terreni omogenei e con \leftrightarrow al contorno)



Per terreni organici

4/3/08

curva continua, collim. x feno,
mem. viscosi (curva con peno.
costante). Si deve conoscere il
tempo nel quale si sviluppano
S una Terzaghi (anche se

≡ form + compresse).

Eq. della consolidazione: Ipotesi:

- terreno naturale
- role Darcy

- Solido + H_2O incompressibili

- k mv costante

S ipotizzata flusso monodirezionale,
banco di argilla tra 2 livelli
di sabbia, come nella Mt. edom.

(f e flusso H_2O solo in verticale).

$u = \gamma_w \cdot z$, idrostatica. $H = \max$ percorso di filtrazione

H_2O . Si applica carico esterno $\Delta \sigma$ costante. $\Delta t = 0$
nelle sabbie e sara' subito $\Delta \sigma'$, e DRENATE, u e la
stessa. Nell'argilla c'e' $du = \Delta \sigma$ a

$t = 0$; $\Delta \sigma' = 0$.

Mantenuto $\Delta \sigma$, e du si devono

diminuire, si innesca filtraz. x il

grad. idraulico che e' max al confine del banco
d'argilla, quindi du si diminuisce dalle estremita'
e poi al centro] \rightarrow] \rightarrow]. Quanto t e' necessario?

$$V_z = (K) i_z = -k \frac{\partial h}{\gamma_w \partial z}$$

variabile k , ma conv. monodirez.

$$h = \sum + \frac{(u)}{\gamma_w} \rightarrow \text{unica variabile, press. acqua}$$

(u ignora quota cinetica, 0)
geom. bancomine

$$\text{Quindi} = -k \frac{\partial u}{\partial z}$$

Equazione della continuita'.

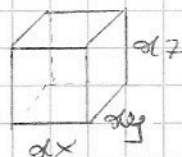
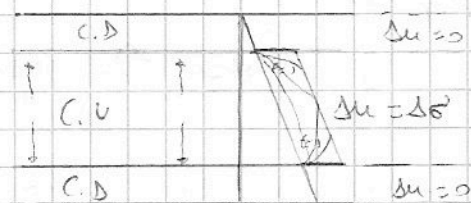
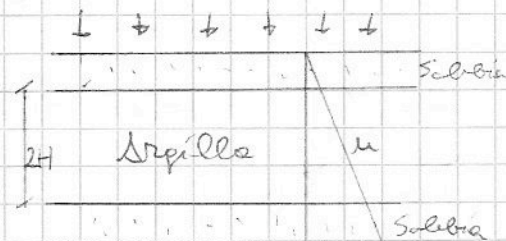
Entra una certa q di acqua che poi

uscita: $(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz) dx dy$ e $V_z dx dy$

Siamo in fase transitoria, var q di acqua \Rightarrow var.

V , vuoto \Rightarrow coesimento. Quindi:

$$\textcircled{30} \frac{dV}{dt} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz$$



Sappiamo che $\frac{dV}{dt} = m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dx dy dz$
(rel $\sigma - \varepsilon$)

Principio σ eff. $\sigma = \sigma' + u$; σ qui sono costanti,
il carico è lo stesso nel tempo. $\uparrow u$ e $\uparrow \Delta \sigma'$,
ovvero $\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}$, quindi:

$$\frac{dV}{dt} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t} dx dy dz. \quad \text{Eguagliamo:}$$

$$m_v \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Rightarrow \boxed{\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}} \rightarrow \text{EQUAZIONE DELLA CONSOLIDAZIONE}$$

con $C_v = \frac{k}{(m_v) \gamma_w}$, coeff. di consolidazione, det. tramite prova edometrica
e quindi in pros. det. k .

Per risolvere sommerr. introducendo $Z = \frac{z}{H}$ e

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad \text{e risolvi con sviluppo in serie}$$

$$u_e = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2 u_0}{\pi} \left(\sin mZ \right) e^{-m^2 T_v}$$

sovrap. interst. nel tempo, $u_0 = \text{sovrap. a } t=0$

$$\text{con } m = \frac{\pi}{2} \cdot (2m+1)$$

grado di contr. varia con la profondità:

$$\boxed{U = 1 - \frac{u_e}{u_0}}$$

5. definiva il grado di consolidazione medio nel banco:

$$\boxed{\bar{U} = 1 - \frac{\int_0^H u_e dz}{\int_0^H u_0 dz}}$$

non è scelto che u_0 sia costante,
ex, se carico non è ∞ elevato.

Quindi:

$$W_c(t) = \int_0^{2H} E_z(t) dz = \int_0^{2H} \frac{\Delta \sigma'}{\Sigma_{ed}} dz = \int_0^{2H} \frac{1}{\Sigma_{ed}} (\mu_0 - \mu_e) dz$$

A $t = \infty$ le $\Delta \sigma$ nono eliminate e rimangono solo μ_0 .

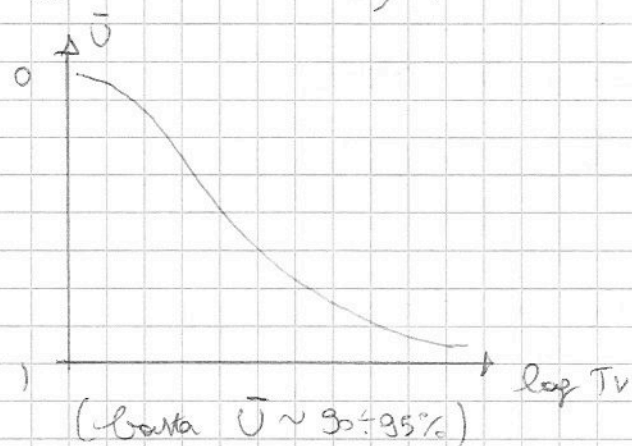
$$W_c = \frac{1}{\Sigma_{ed}} \int_0^{2H} \mu_0 dz$$

Possiamo scrivere che:

$$\frac{W_c(t)}{W_c} = 1 - \frac{\int_0^{2H} \mu_e dz}{\int_0^{2H} \mu_0 dz} = \bar{U} \quad \text{Così in generale}$$

stante e' il pr.
di corr. medio

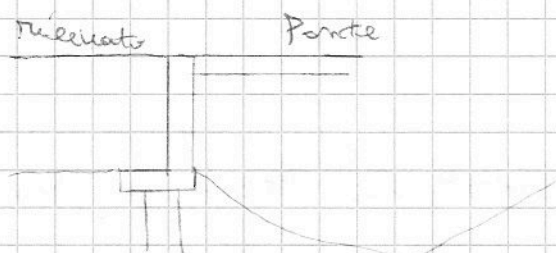
→ tabella $\bar{U}, \log T_v$



→ Valido x tutti i tipi
di terreno

Se conosciamo W_c , sappiamo
il decorso dei W_c nel
tempo.

Poiché $T = \frac{C_v t}{H^2}$ da tabella sappiamo t necessario x
avere \bar{U} scelto. [Ese]

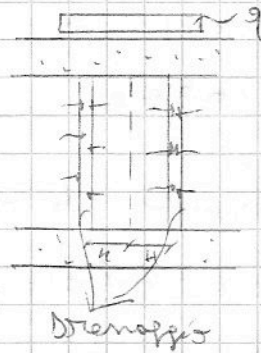
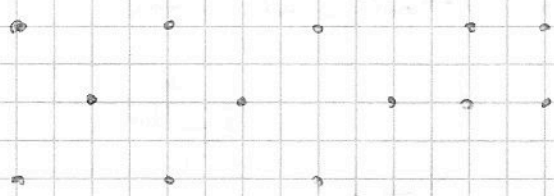


Si parla di W_0 (app. i poli
nelle sabbie). Rilevato allora
 $W(t)$. Se fatto meglio
notare, dal t. realizzazione
—, ho quindi detto

a inaugurazione c'è solo

monitore $W_e(t)$

Devo verificare la compatibilità dei cedimenti con la 5/3/08
 Struttura che possono presentarsi dopo molto tempo.
 Se i f non sono compatibili si può ad ex. cambiare il tipo di f ,
 le f profonde scaricano il peso su strati più
 profondi (- deformabili) e su val. di terreno >>
 Si può accelerare il cedimento dei w , la t è $f(k, \max$
 percorso di filtrazione). Questo è possibile realizzandolo
 nei DRENI verticali nel fondo della fondazione che possono
 essere a mappa triangolare o quadrata.



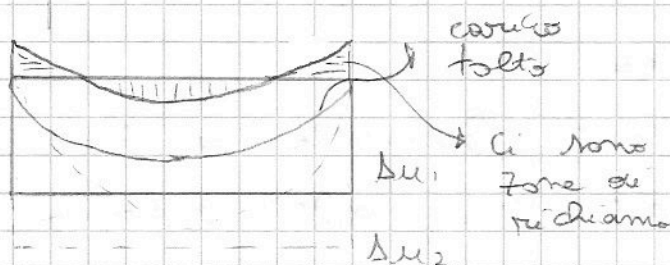
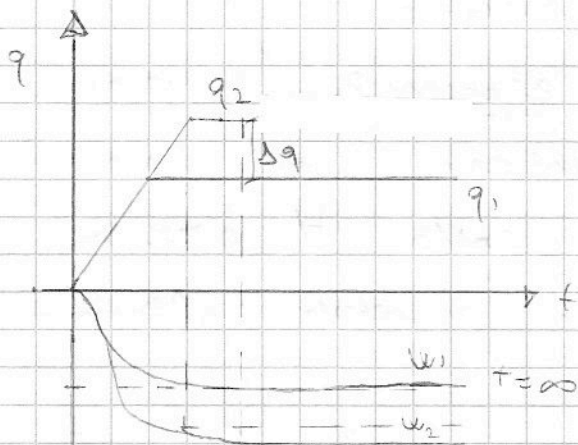
Il percorso max
 di filtrazione è
 $\frac{1}{2}$ dist. dai dreni

Nei dreni verticali le
 pressioni sono isotatiche

e quindi < di quelle del terreno dove ho estr. e su.

Questo sistema ha proiettato in base ai t e ai costi.

Potrei procedere al FREQUICO



Con carico maggiore non
 cambia t_{00} che è la k
 terreno e caratt. geometriche.
 ci attendiamo > 5.

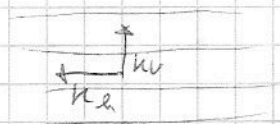
Se eliminiamo Δq
 cedimenti si saranno
 sviluppati. Ma \exists zone
 dove ci sarà riappianamen-
 to, mentre altre con Δu
 ora di Δu pure.

Complementariamente, anche se $\Delta u = 0$, ci saranno
i terreni che E zona di scarico > E zona di carico.
Una di entra trascurabile.

Quindi si può in area di fondazione fare temporaneamente
dei depositi (applichiamo carico Δq).

Ma i t possono non essere compatibili con i t dei
terreni. Quindi si usa meno Δq e si crea (t per
di filtrazione) u_v nella fase di costruzione dell'opera.

Nota filtra e $u_{v, \text{max}}$, la $h_{\text{vert.}} \ll h_{\text{oriz.}}$ (terreni). Deposit,
infatti si sono venuti a formare stratificati con
livelli interni di sabbie.



I sveni. In passato si riempiva foro
verticale di sabbia dentro a materiale fibroso, però
senza fibroso si poteva avere intasamento vuoto.

Particelle sabbia intasano i vuoti. Dreni viene ottenuto
(grani di sabbia in matrice argillosa). Ci vuole fibroso.
Si possono fare dei pacchetti di livelli con
granulometria propriamente svenente.

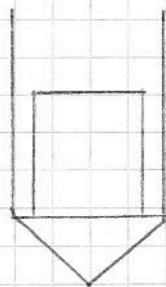
I filtri particolari costituiti da geotessili (materiali
sintetici non degradabili, termoplastici, costituiscono
una maglia permeabile). Una cosa, il sveno
ci vuole perforato. Interne sveni modesti (altrimenti
t L di filtrazione).

Si può usare getto d'acqua in pressione che
disgrega il terreno e spurga.

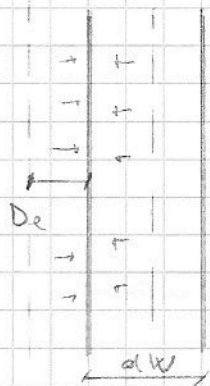
Poi si è passati a INFISSURE. Battella di puntellatura

34 se $h \sim 15$ cm messa qualche cm; all'interno

C'è mat. plastico, separa i geotessili.
 Alla punta c'è elemento metallico che
 è punto nel terreno ed è abito da
 canna esterna che è filata. Rimangono
 solo le parti sovrastanti.



Fileno intorno a un mezzo di terreno.



d_w : diametro dren

D_e : diametro esterno "equivalente"

$$C_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial^2 w}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial w}{\partial t}$$

(eq. x filtraz. radiale della consolidazione)

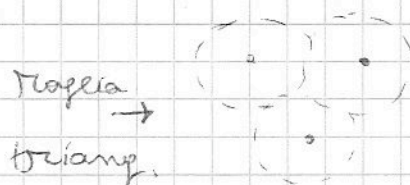
$$U_h = 1 - \exp \left\{ -\frac{8}{F} T_h \right\} \quad \text{con}$$

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2} \quad (\text{relazioni simili a filtri verticali})$$

$$F = \frac{m^2}{m^2 - 1} \ln(m) - \frac{3m^2 - 1}{4m^2} \quad \text{con} \quad m = \frac{D_e}{d_w}$$

$$D_e = 0,91 \sqrt{A} \quad \text{e} \quad 1,13 \sqrt{A}$$

(maglia triangolare) (maglia quadrata)



Ma \exists anche altri percorsi di filtrazione. Qual
 è la U globale con h e U ?

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

$W_t = W_{\infty} \cdot U$ → si può con T_v e det U_v con
 diagramma.

Det T_v e U_v ; poi det. T_h (ex. a 6 mesi) e U_h (a 6 mesi), quindi calcolo U .

Se ad ex $U < 80\% U_{tot}$ cambio interasse oreni.

Se non basta, ricorro al sovraccarico. Ma in più raggiungere il q_{lim} del terreno! Lo appello quindi prudentemente (che aumenta, e' f(nato termale)).

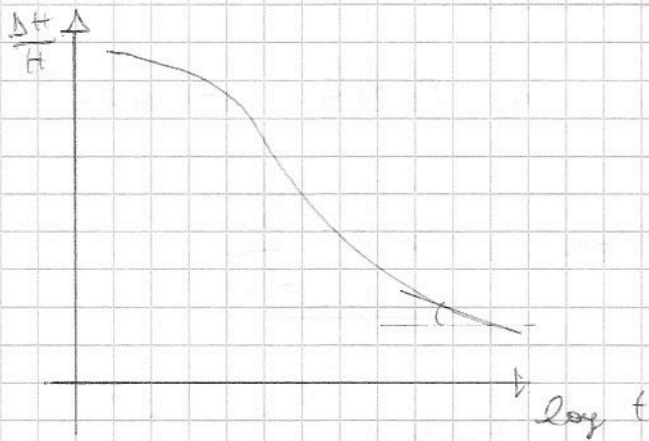
H

SEDIMENTI PER VISCOSITA'

Torbe, mat. organici provocano non trascurabile

W secondari. Ex. aree palustri.

W con secondaria (creep) $\equiv W_c$ a volte, attento!



$$\frac{\Delta H}{H} = C_d \log \frac{t_f}{t_i}$$

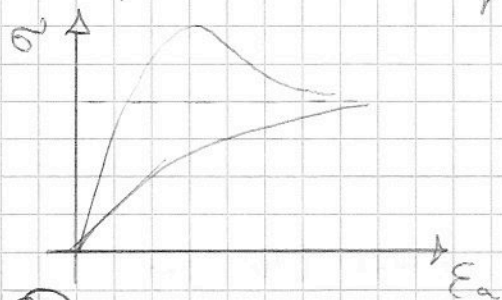
Non e' possibile intervenire.

H

SEDIMENTI TERRENI A GRANA GROSSA

Problema e' che questi non sono CAMPIONABILI.

Posichiamo il processo di consolidamento.



Comp. fragile, deformabili, data \leftrightarrow .

○ prove in nts x nts mare deform. (E)

Boia x del Σ ; misura da info solo su picco
 Σ . Pleometro che misura espansione cavità cilindrica,
 dilatometro piatto. Cmq è sempre un Σ forzato:
 intrusione apparecchio provoca $\Delta\sigma$.

] Pleometri autopercutenti;] corv. semiempiriche
 che danno info su Σ da prove penetrometriche che
 però portano a rottura il terreno. Es:

$\Sigma = k q_c$ con k a tipo di terreno (1,5: sabbia e silt,
 2: sabbia mediana sabbiosa, 3: sabbia densa ...)

] Corv. semiempiriche x del. W in minore matrici e
 dinamiche penetrometriche. Si può stimare W con CPT:

$$W = \underbrace{C_1}_{\substack{\text{profondità} \\ \text{p. prova} \\ \text{comp. a p. camp.}}} \underbrace{C_2}_{\substack{\text{effetti reologici} \\ \text{durata al} \\ \text{tempo} \\ \text{(creep)}}} q \sum_{i=1}^n \frac{\underbrace{1/z_i}_{\text{profondità}}}{\underbrace{f_i}_{\text{frazione}}} \Delta z_i$$

Σ è attorno: $2,5 q_c$ se $\frac{L}{B} \approx 1$
 $3,5 q_c$ se $L \gg B$

Di solito W sabbie \ll W argille compressibili.
 Ma allungano in t. molto brevi! In argille si
 può fare riferimento a viscosità elementi in
 elevazione x accomodare le W_c in tempi molto
 lunghi. W immediati det. un valore $\Delta\sigma$ in struttura
 ma cmq si possono ignorare.

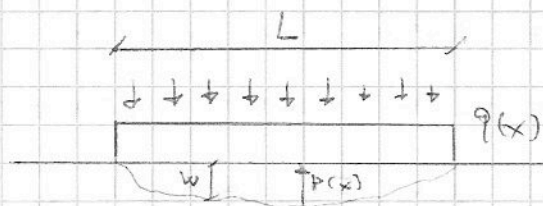
] W a NSPT. (vedi nel libro)

INTERAZIONE FONDAZIONE - TERRENO

10/3/08

Cons. solo roll. normale oia fonda a terreno.
 E_f che esprime le roll. della struttura!

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} = [q(x) - p(x)] B$$



A seguito del carico
il varia l'elemento W e
segue l'equazione $p(x)$

Ci vuole relaz. tra W e reaz. terreno:

$$W(x) = f[p(x)] \quad \text{Come determinarla?}$$

Usiamo l'el. approssimata molto semplice $p = kW$
(è come se terreno fosse molla \rightarrow come SAP2000
ma ha notevoli problemi.

Sostituiamo

$$E_s \int \frac{d^4 w}{dx^4} + kB w(x) = q(x) B \quad \text{L'int. generale è:}$$

$$W = e^{\frac{x}{\lambda}} \left(A \cos \frac{x}{\lambda} + B \sin \frac{x}{\lambda} \right) + e^{-\frac{x}{\lambda}} \left(C \cos \frac{x}{\lambda} + D \sin \frac{x}{\lambda} \right)$$

con λ = lunghezza caratteristica, per cui $\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_s \int}{kB}}$

Det. W poniamo su tutta la fondazione.

$$P = kW; \quad \alpha = \frac{\partial W}{\partial x} \quad (\text{curv.}); \quad \pi = -E_s \int \frac{d^3 w}{dx^3}; \quad T = -E_s \int \frac{d^3 w}{dx^3} \quad (\text{m. flett}); \quad T = -E_s \int \frac{d^3 w}{dx^3} \quad (\text{topes})$$

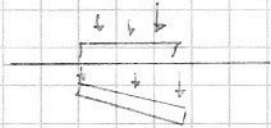
Vanno determinati A, B, C, D in base alle c.d. condizioni.

Ma questo schema divide il terreno in tanti
petti verticali, con NESSUNA interazione con il terreno
adiacente. È come se fosse immersa ^{la fondazione} in un liquido
con $k = kw$.

Pero' è una molto ancora: anche se errata &
valutare cedimenti è utile & calcolare stati di
sollacitazione all'interno della struttura, utile
③8 & di menz. armature tralicci di fond.

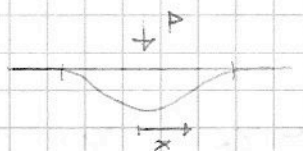
⇒ quindi sol. semplificate tutto d'ora λ e L .
 \hookrightarrow in forma chiusa

• $\frac{L}{\lambda} \leq \frac{\pi}{4}$



Comportamento trave e' tale da ignorare la sua INFLESSURE (piccola e quindi e' trav. rigida), e' una semplice eq. equilibrio.

• $\frac{L}{\lambda} > \frac{\pi}{4}$



trave e' ∞ lunga. Effetto q e' risente solo in tratto trave.

Si puo' det. la rel. in f. chiusa tra P , W a distanza x percent. Quindi λ deform. imposta (deflett) o se F e' applicata verso estremita'. Se note

tenendo in ampiezzatico si puo' fare diagrammi effetti, se $\frac{L}{\lambda} + \text{corricchi}$ x calcolare W .

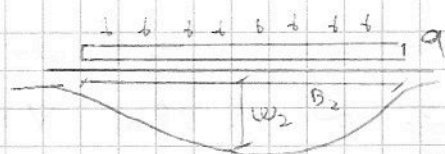
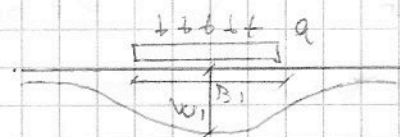
• $\frac{\pi}{4} \geq \frac{L}{\lambda} > \frac{\pi}{8}$

sol. complete.

Se aumentiamo k ammorso pure quando W diventa (e quindi anche outici), π e T nella struttura variano pochissimo \Rightarrow calcolo utia x i dimensionamenti armature.

Il calcolo non va bene x calcolo W la cor'e' ? Sarebbe modulo el terreno. Il $W = f(E, B)$, largh. fondazione.

$W_2 > W_1$ poiche' e' interrotta una zona + grande di terreno, > volume coinvolto.



\rightarrow $E = \frac{\Delta L}{L}$

Nel caso 2 è come molla con L maggiore, può averlo K con camera d'esp.

Quindi la teoria (anche con forme fondazione)

W calcolati con il geotecnica e determino il k .

In mt. semplificate si può allora:

$$W = PB \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) \cdot l \quad \text{con } l \rightarrow \text{coeff. di influenza}$$

$$\approx \frac{PB}{E_{\text{col}}}$$

E spesso si calcola con prova di carico su piastra ed \exists relaz. tra tipo di terreno, stato di consolidamento e K .

D piastra Manicarda = 30 cm, ma stesso discorso di prima se $D > \dots$. W rapportati tra D Manicarda e dim. fondazione. Si può usare

$$K = \left(K_1 \right) \frac{b}{2(5)} \rightarrow \text{dim. della fond. di interesse.}$$

Manicarda, nei manuali, largo b

Cmq procedura + corretta è sempre quella di calcolare W con il geotecnica e poi usare questo modello \times dim. armature.

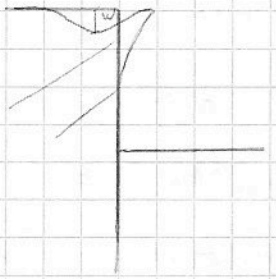
Ma \exists mt. dove metodo non funziona.

Terreno non è el. - lin. \exists rel. di tipo tra le parti del terreno. Ex: Varca Navale e Viale

Marconi (risultato che ha modificato lo stato di σ nella struttura della V. Navale). E' caso

(40) in cui W non è concentrato al centro

dell'opera ma \exists W laterale che influenza le
opere adiacenti. Iblem \times paratie alla
Winkler nelle quali M ignora W superfi-
ciale dovuta a inflessione trave, che
va calcolato! Infatti queste opere non
fatte \times risolvere W laterali nelle cont. opera,
come i parecchi sotterranei.



Così non ci consentano di calcolare W_{max} e ciò
che accade alle strutt. adiacenti.

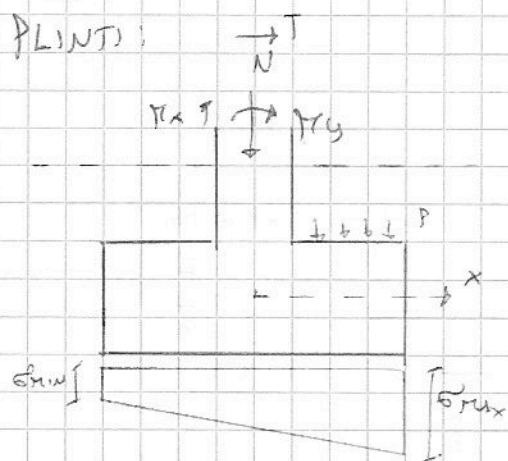
Attenti agli spost., piano di monitoraggio.

Se trave / piastra caricata con q di M e W unito,
metodo di calcolo neanche per armature. Infatti
avrei trave rigida, $\pi = T = 0$ Dim. uniforme di
 F uguali. W poi non rappresenta del terreno e
fondazione.

DIMENSIONAMENTO ARCTURE PLINTI E TRAVI

11/3/08

Va evitata la fessurazione del cls e quindi è
opportuno che armature lavorino a σ barre.



Per det. le σ nel terreno con
semplice M che E a N applicate
a $e = \frac{M}{N}$. Se $e < r$ momento
centrale d'inerzia.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{J} x \quad \text{quindi}$$

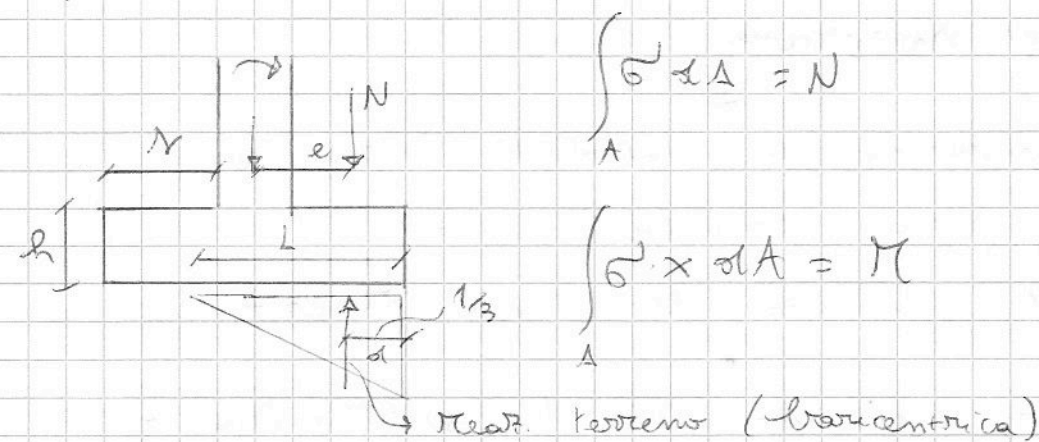
$$\sigma_{min}, \sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Con plinto rigido.

Se $\exists \pi$ in dir. opposta N aggiunge $F \frac{M_x}{W_x}$

Se $e > n.c.m.$ c'è terreno NON
 tensione a trazione e non possiamo
 ignorare, manca equilibrio forte!

Eq. equilibrio:

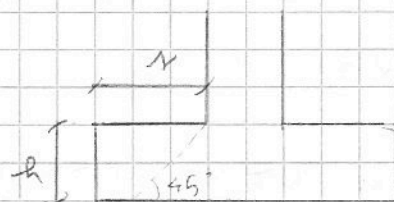


e quindi n ha larghezza sezione rispetto $L(3\alpha)$

Se c'è M_x ass. neutro inclinato.

\exists 2 mt.:

- plemento BASSO: $h < n$
 (segmenti a 45° rimangono all'interno)

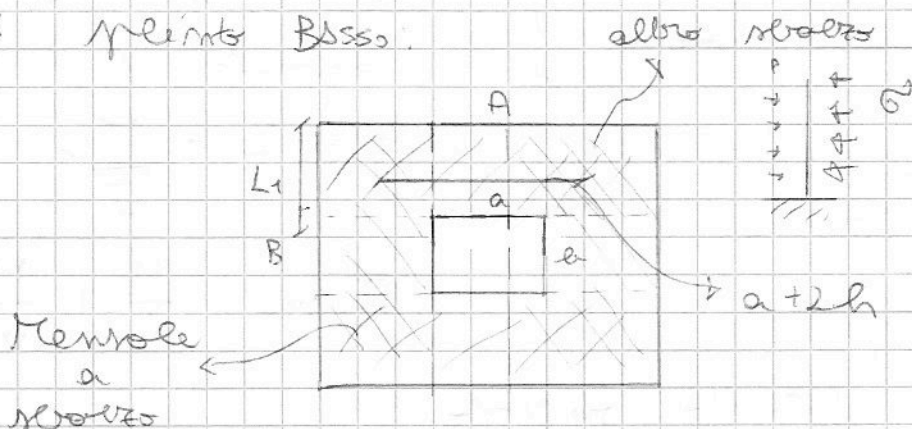
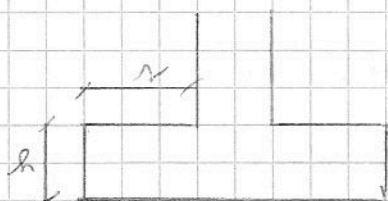


- plemento ALTO: $h > n$

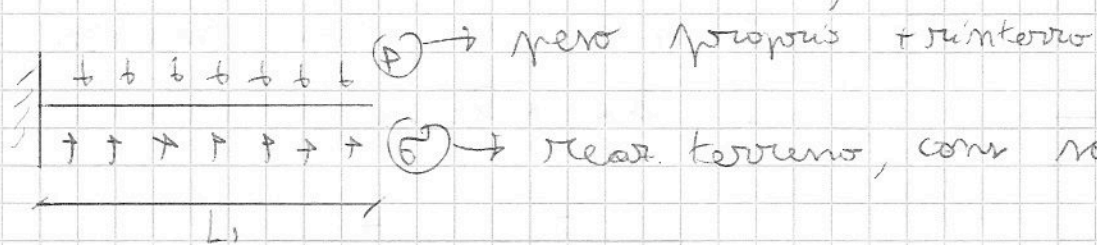
Armatura nella parte inferiore



Dimensionamenti: plemento Basso.



Incasso non a filo pilastro e' + all'interno.



$$L_1 = \frac{B - d}{2} + 0,15d = 0,5B - 0,35d$$

$$\pi = (\sigma - p) \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = (\sigma - p) \frac{L_1^2}{2}$$

E quindi si determina:

$$A_s = \frac{\pi}{0,9 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

Attenzione a fessurazione! $\sigma \leq \sigma_{max}$
 $\approx 160 \div 180 \text{ MPa}$

Idem x la direzione opposta;

Sempre x la direzione conviene usare $\phi \geq$, almeno ϕ_{12} .

E schema semplificato, perché con a e modesto π_{imp} ed A, non è perfetto incastro, ho π maggiori all'interno + che all'esterno.

Armatura quindi viene infittita nella zona centrale di larghezza a + 2h simmettando il numero dei ferri.

Armatura prolungata x tutta la sezione

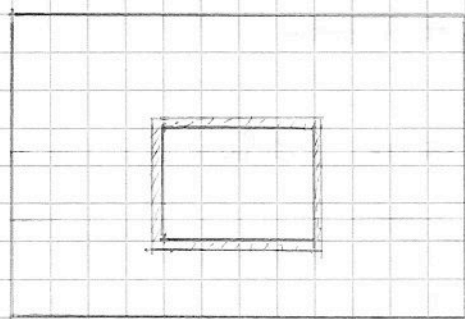
I con superior x evitare fessurazione

$A_{tr} \geq 20\%$ A (sezione più sollecitata) Più

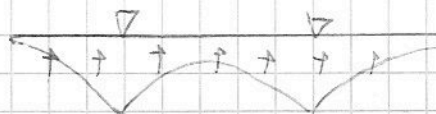
a piacere se pilastro allungato, potrei avere pochi ferri \perp ma con rispetto la previsione.

Potrei avere

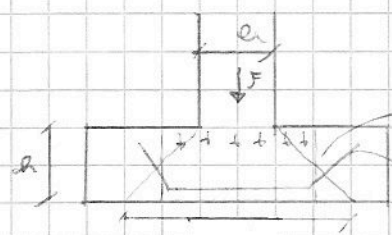
Fix: Vano ancorato con reti portanti incastrate



Considero reti come appoggi
e ho schema.



Va fatta verifica a PUNZAMENTO



Forza, carico fra la m una
zona più piccola

Si inseriscono ferri preparati

Secondo le D.M. 211 con area resistente pari
ad $a+h$ nella quale opera

$$F = N - (\sigma - P) S$$

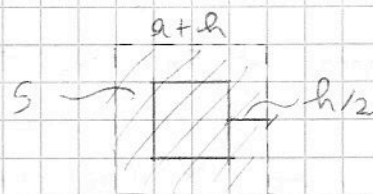
che opera in parti esterne

a S , va equilibrata.

Forza resistente al punzonamento è

$$F_R = 0,5 \text{ Perimetro}(S) \cdot h \cdot f_{ctd} \quad \text{con}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,58 \cdot \sqrt[3]{\frac{R_{ct}}{1,6}}$$



Se $F_R > F$ vanno messi i ferri preparati opportunamente ancorati.

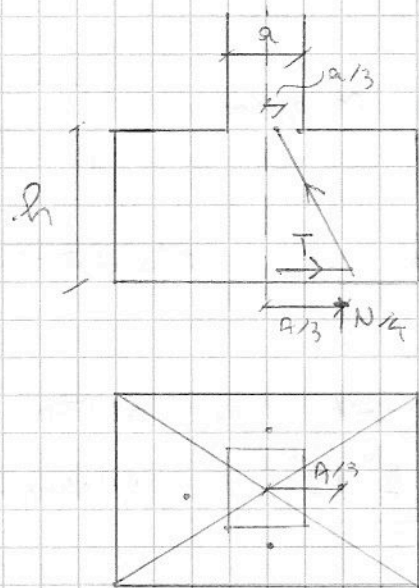
Dimensionamento per ALTI

Non vale più la teoria della trave, è una
struttura tosta.

Si considera solo per a trazione e ch

44 a compressione.

Calcolo a traliccio.



Conn. forma rettangolare regolare e reaz. terreno costante.

Si divide la base in 4 tralicci triangolari dove agisce un carico $N/4$, applicato ad $A/3$ da asse centrale pilastro.

Puntone è applicato ad $a/3$

$N/4$ è equilibrata da compressione C_r e trazione acciaio.

Equilibrio:

$$T \cdot h = \frac{N}{4} \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{3} \right) \quad \text{con } T = \text{forza di trazz. armatura, u.s.}$$

$$T = \frac{N}{4 \cdot h} \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{3} \right)$$

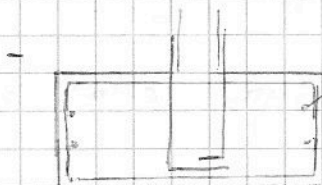
Anche qui porrantri il 20% delle $A_{r \max}$.

Se è molto allungato conn. $N/2$ porta ad $A/2$ risp. al centro del pilastro



Disposizione delle armature

- Se i tralicci metti 1 dentro l'altro altrimenti C_r non entra.



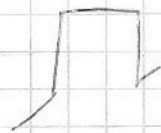
ferro di costruzione x la pila

Pilastro flettato in fase meccanica

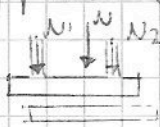
in metallo i ferri di altera l'ipotesi

i fori del pilastro e quindi getto) con opportuna L di ancoraggio.

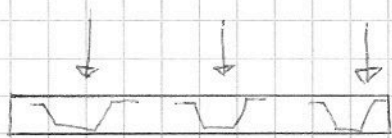
- X Reppere falce di armatura spesso in mano i cantalotti



- Coprifiori > di quella x struttura in elevazione, almeno 4 cm.

- I pilanti con + pilastri sovrapposti (ex. altro trave appoggiata su 2 pilastri)  , sistema sov. geometrica in maniera concentrica risp. a simultante carichi)

TRAVI FORATE:



Calcolo con interazione terreno struttura.

Auto Ar e Ar' e arm. a taglio

Calcolati con SAP.

V " " geotecnica.

Ipotesi di terreno costante su trave (quindi ∞ rigido).

12/3/08

INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Strut. ha molte incertezze, V infl. dalla rigidità

I sol. numeriche molto complesse ma non ottimali.

Ma nel dim. usiamo valori limite. V in

si sviluppano nel tempo, ex VISCOSITA' che e

fondamentale! V diff con struttura prop. elastica >

V diff LIMITE ULTERIORE in molti elementi.

(46) Inoltre non corr. la rigidità di elementi

Non strutturali (tamponature).

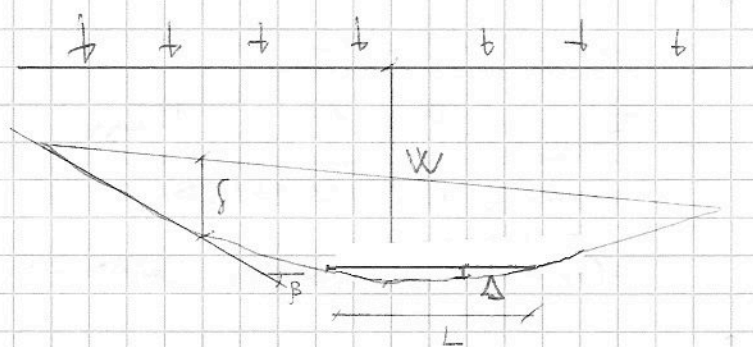
Calcolo corretto interatt. torz. strutt. deve considerare schema + complesso di quello di dimensionamento.

Il terreno ha comportamento "misto", studiabile.

Sul Viggiani vedi esempio capannone industriale, fino a 15 cm χ_{diff} e 30 cm χ_{avr} !

χ minimizzato imposto alla struttura e si vede quali elementi strutturali DOVREBBERO cedere, ma in realtà c'era solo qualche lesione! χ si sviluppa NEL TEMPO e nella struttura c'è non-linearità, viscosità, che non si è considerata in fase di dimensionamento.

Per minimare entità effetti χ struttura si si deve ne ricevere effetti nel tempo. χ χ_{avr} e χ_{diff} ann. oltre il quale c'è certo "danno" amministrabile, che di importanza storico / artistica e cons. χ χ_{avr} / economica (es. lesione di 1 mm intonaco di in civile abitat., ma in ufficio)



χ è spost. rispetto a pos. iniziale

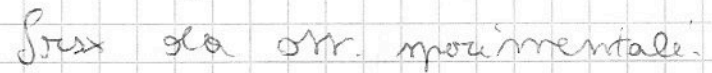
l è " relativo risp. a 2 punti "

β è rotazione " " " " "

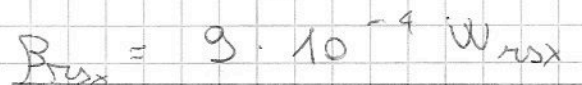
Δ è inflessione tra 2 punti

$\chi = \Delta / L$ è curvatura

Da numerose osservazioni, scats un certo χ_{max} (cm) (47)



Si può calcolare W con Metodi V.M. e quindi
stimare il f atteso.



Curva in osservazione su
danni ad coppia costruiti.

Poi non ha senso Warr (traslazione rigida non porta problema se mult. e' rigida), conta LeB'

Davvero stimiamo su questi parametri; x , y e α (che è arbitrario) (con particolari \rightarrow come Montt. Marché)

(48) ex 1 mm su intonaco interno, stucco alle

è riparabile. Si effettuano testimoni di Stato x rilevare i danni in corso, intorno a opera.

2 mm ancora accettabile.

5 mm, demolite e rimpicciolate in profondità, ma a ranci.

Classificazioni per lo più inglesi sono corrette. Le linee metropolitane essendo stanno "soffettibili".

Il normale essere o lett. tecnica che siamo f_{max} , f_{min} .

Es: $\beta_{danno} = 1/300$ [rad] ; se $\beta < \beta_{max}$ non n

hanno apprezzabile fess. / danni. Per queste stanno a strutture portanti $\beta > 1/150$ oppure $\beta > 1/500$

e $\beta_{danno} = 1/200$ ecc...

Si può usare diagramma (ma è riferito a n° ottimale di prog. / corr. sismic. carichi).

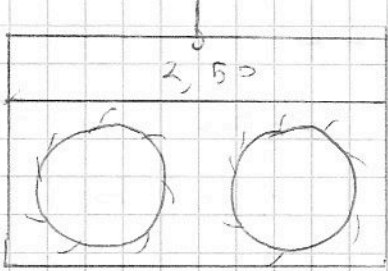
Se però $W > 20$ cm possono essere problemi x le reti di servizio (gas, acqua, elettricità, ...) o accelerata se $W > 30 - 60$ cm ma riparabile.

Se si superano i valori γ comuni tipo struttura o fondazione o interventi. TS è difficile cambiare parte architettonica / ingegneristica. Si può fare molto in alcune zone x risolvere il carico (q netto).

Si può fare fond. in più al posto delle solette (xò allora la CONTRASTO! struttura ha $W <$ di quelle intorno), travi tranne al posto di pilanti, o platea di fondazione, si possono fare i CONTRASTI e li concentrati in pilanti che li collegano. Si possono migliorare le caratter. del terreno. Terreni granulari di Stato di

addensamento. Però un conto è addensare in fase di costruzione, un altro è add. in sito. $\exists \leftrightarrow$ metodi.

- **DEEP MIXING** : marciare con quello che vengono fatti penetrare in profondità e miscelano terreno con cemento o calce. Pali 5 metri; \exists loro prete



blocco pesante fatto scendere col peso proprio; terreno disgregato da fric con getto acqua in pressione. Si può,

mentre tornano in superficie, gettare boiacche cementizie. Si arriva anche a 20-25 m.

- Si può usare la **VIBROFLUTAZIONE** x sabbie poco addensate; marcia eccentrica ruota e fa vibrare utensile e si inietta acqua in pressione, fino alla prof. richiesta. Quando lo estraiamo (intanto vibra e addensa) si creano vuoti riempiti da sabbia che si appiunge man mano. Colonne di terreno consolidato con $> \rho$ relativa.

Si possono generare ρ anche su edifici esistenti, da compensare! Si può fare:

- **COMPRESSION BEATING** : si inietta boiacca cementizia in pressione, quando sottopressione non si può fare o ρ . Compensazione ρ dello scavo con iniezione di materiale da casse valvolate del mat. in pressione x risolvere struttura. Quelle commerciali sono miscele che si espandono

(50) **SENZA CONTROLLO**! Qui c'è invece rete di

monotoraggio e controllo, murata e poi inerte.

Le altre π espandono e π incanalano nei punti di debolezza (torrione, fognatura, risolv. scolmate o muri anche a m di distanza!)

- π può risolvere struttura tagliando fondazioni, sollevando con TURBINI e ricucite.
- π può caricare un lato della struttura (Torre di Pisa) e ridurre verticalità e π in fondazione e poi sotto escavazione approntando materassi rendendo terreno più compressibile \pm

FONDAZIONI SU PALI

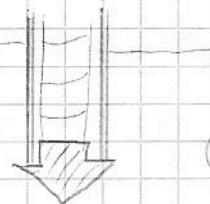
17/03/2008

Tipologie di pali

S' usano \times ridurre W (traversi e strati + profondi fond.) \Rightarrow tipi di pali possono essere battuti, trivellati, battuti e costruiti in opera. Pilo in Ccr ha problema del raccordo dei tronchi \times raggiungere lunghezza di prop. Problema penetrazione in terreno + consistente (meglio quelli in acciaio).

Trivellati meglio in terreni argillosi, camicia di notegno. Il battuto è gettato in opera e d'acciaio con punta chiusa, infisso nel terreno. Dentro ci va Ccr che viene compattato (punta e a percolare nel terreno, π spila da camicia).

Rimp. al palo trivellato coperto terreno e $>$ res. laterale, rimp. al ^{battuto, ie} \sqrt{Ccr} $>$ res. porta. Dam. Cmq non eccessivi ($\sim 50 \div 60$ cm), $> D$, $>$ res. Non c'è problema del petto di Ccr



in perforazioni che possono essere sotto forma
pieni d'acqua, segregazione (come in trivellati)

Quando si ritira comincia a espandersi e



è scalza. Ma ci vuole tempo a
fare.

Si usano spesso: MICROPAZI (D max 30 cm) e

TEDIPAZI (D ~ 45 cm). Problema ad ex pile viscolite
in terreno alluvionale con blocchi lapidei. Se uno
palo bruciato si blocca avanzamento. L'acqua

trovata in matrice deformabile. Si possono quindi
non sono comode da installare (denti diamantati, viscolite),

ci vuole \$. Si usano quindi pali medio-grandi.

A Roma accade di trovare stratificazione:

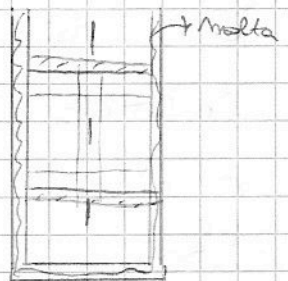
Se fanno tanti pali in ~~strati~~ (ex barile) ~~strati~~
e non c'è traslazione compressiva! Si deve quindi
approfondire il livello.

Conviene riscuote ulteriormente: micropali.
Si usa invece a acciaio con alto fyd (ex Ø32)
o tubi che fanno da armatura.

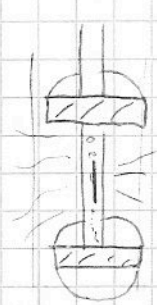
Fanno affollamento a der. laterale; è necessario
compattare terreno: si può fare getto in
PRESSURE (armatura nel foro, getto; si manovra
acqua in pressione su tutta palo) o iniezione di

terno del tubo oppure un altro
tubo solo x iniezione → 3 tappe verticali,
bolle (x 3/m) e si perfora prima

52) esterna di forma (corta che il cer



esterno (rientra nel tubo). Poi si fa getto dell'in-
tercarpazime foro (tubo con molta plastica
(legante + bentonite) ^{→ molta di guaina}). Dentro al tubo si cola
sostanza (pres. REUSO o ex) con due packer
alle estremità che vengono espansi. Si
pompa malta di cl in pressione, si
apre valvola e malta esce, rompe rive-
timento in malta plastica e si infila
nel terreno. Quindi si sposta packer e si
passa a valvola sopra. Finito, si lava il tubo.
Va def la pres. ISX di iniezione x il terreno
(terreno sbr non accoglie malta).



Terreno può continuare ad assorbire cl senza che
pressione salga; ex terreni / rocce fratturate, percorsi
di filtrazione. Limite max q iniettata si prop,
già quindi a valvola successiva. Dopo certo
Δt da prima iniezione si fa il 2° getto x la malta ^{prima} r
ha riempito vuoti e ha fatto presa. Poi
quindi CONSOLIDA il terreno adiacente. → (packer
possono scorrere lungo il tubo che viene
x questo opportunamente lavato).
Si può fare singola iniezione senza x o controllare
nelle singole valvole (valori limiti di progetto).

Carico limite:

$$Q + W = P + S = \frac{\pi d^2}{4} P + \int_0^L \pi \cdot d \cdot s \cdot dz$$

↓

peso
proprio
pietra

↓

res. alla
punta

↓

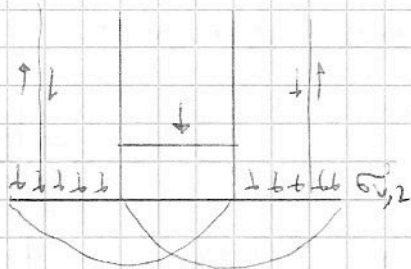
res.
laterale

↓

peso
d'acqua
altre forme

1) que Combulenti però in modo litano x mott.
diversi!

- Per alla punta P. Mene con su Terzaghi
x fond. distette.



$$P = N_q \sigma_{v,L} + C N_c$$

Quindi i coeff. correttivi x cond.
fond. (CIRCOLARE)

Anche qui analisi a limite e lungo termine.
 $\sigma_{v,L}$ sempre stesso \propto con la prof. \exists però regola,
limite superiore \rightarrow effetto profondità da correggere
con N_q (che $\propto L/D$, Berzantsev). Infatti \exists res.
laterali nelle pareti del cilindro su terreno
con che \uparrow con prof. Quindi $\sigma_{v,L}$ non è
carico litotatico \rightarrow (modello di cilindro conica a polo)
 φ da usare con massima esecutiva (Vesiciero).
Per brattuti $\varphi' = (\varphi'_c + 40) / 2$. Infatti res. è f. (grasso
di consolidamento del terreno), le bucellate
 \downarrow ass.

- Per laterale S: norma di 2 termini:

$$S = a + b \mu$$

\downarrow \rightarrow attrito
coefficiente
palo (terreno)

μ è realizza.

Se è brattuto $\uparrow 50\%$ se
bucellato c'è scarico terminale

Il è uso sperimentale. Tabelle con dall'AGI.

P e S si possono det. in sito (prova pen. Mat.)

⑤4 Caratteristiche:

(\rightarrow)

Poli trivellati di GRANDE diametro.

Perché altre formazioni? S di mobilità per piccoli W! Circa \sim cm. P invece per W molto, anche del 10% D polo. Si mobilitano in tempi \leftrightarrow .

Poli di piccolo D hanno S prevalente. Carico di esercizio quindi a parantire della rottura del terreno, cedim. piccoli.

Se partiamo ad ex a $D \sim 2000$, per laterale e mobilitata ma qui TRASCURABILE rimp a per alla punta! Carico esercizio con P, ma se lo conr. sapendo i notevoli cedimenti che la mobilitano, tipo 20 cm! abbiamo incompatibilità con funzionalità. Quindi \rightarrow correlazioni \times U_q, U_c . Contributi ridotti, carico esercizio che è in "microscopia" anche con la vita della spira, si conr. insieme Q ultimo e di esercizio; Q ultimo viene "togliato" a fav. microscopia.

Microspoli:

Rel. diverse; terreno iniettato di COT in pressione, vuoto. Chiusi, e - rilevante la caratt. del terreno. Non vanno con P' terreno che è modificato dal grado di coesamento che è variato.

Diagrammi che conr. mobilità esecutive microspola conr. se iniezione è in 1 fase o + fasi. Serie di prove sperimentali $\times \leftrightarrow$ terreni e mobilità costruttive riassunte in diag. e tabelle.

Si trascurano prima dello scafo. Strutt. flessibile, quindi nel calcolo conta molto la deformabilità.

] paratie x tecnologia:

- a SBALZO: funzionamento garantito da L di infissione (curate fino a 5 m, $L_{inf} \sim 2 H$ scafo)
- con ANCORAGGI: ex tiranti, si può \downarrow la L di infissione x costruzione.
- palanole prefabbricate: infisse in metallo, qualsiasi forma ma L_{inf} limitata
- diaphragmi in clr: n' scafo torrenso, si mette palobia e poi getto.
- PSI, paratie + curate. Scafo, palobia, poi getto.

Metodi di calcolo:

- Eq. limite, a priori fissa spinta su struttura che ipotizza rigida. Quindi ver. stabilità.
- Empirica (esperienza)
- FEM (ex "PARATIE", "Plaxis")

Si valutano fan intermedie costruzione, deformabilità, Fontali

PARATIE nuova problema piano / modellazione alla Winkler (trave su molo elastico). Non conta N nel polo ma solo M e T.

Si analizzano fan di scafo ricalcolando in maniera iterativa l'equilibrio con le deform. degli elementi. Se non converge scafo è troppo profondo.

(56) Analizza anche filtrazione

È un di Verifica. Non verifica rigonamento e sollevamento fondo valle.

26/3/08

CARICO LIMITE PALI

• FORZE VERTICALI:

Il mod. costruttivo palo e caratt. terreno. In progetto vanno previsti pali di prova. I prove x confermare carico limite, pali di progetto portati a rottura e resi inutili. Si prevede 1 palo da provare x intera palificata. Poi va previsto n. pali da collaudare (almeno 2) con carico di 1,5-2 carico esercizio palo. Meglio prove su prime pali x car. limite e caratt. terreno. Pali da collaudare scelti dal D.L. senza allertare l'impresa. Progetto ha voce far il contratto generale (Ves) e qui si può fare prova palo in fase di progettazione, altrimenti a lavoro solo eseguito e no ditta non si sa chi fare opera e no dettagli esecuzione fa dopo una verifica. Impresa o sottoporre prof. eseguito oppure presenta prof. di dettagli x collatore meglio prof. alle sue tecnologie possibili (ex o' previsto palo battuto ma sa fare solo pali trivellati).

Prova di carico: si usa martinetto idraulico con incrementi di carico a contrasto con falda, tipo blocchi di cls. Si può usare anche contributo pali in prossimità a quello

di prova.

3 micrometri x micrometro ab.
del palo.

Pali a trazione tramite IPE

②. Importante la D
(~ 3 diam. palo su
prova)

Applicati: prossimi al centro (25%)
 $\frac{9D}{10}$

Il palo determina abbar-

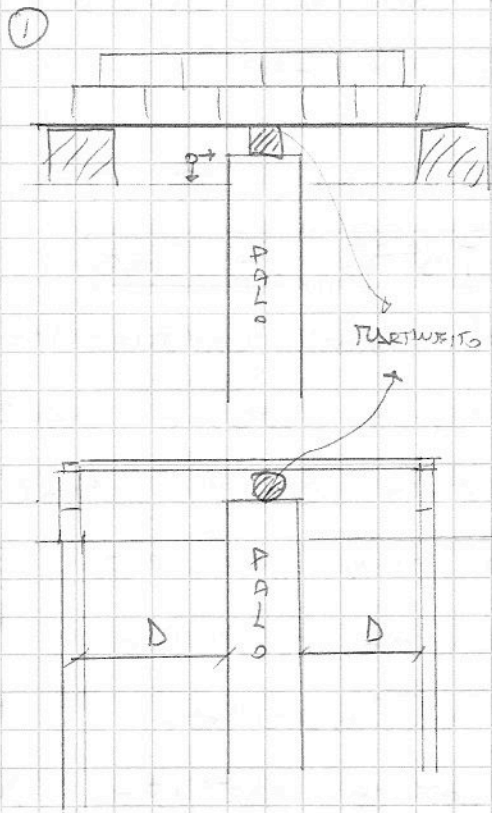
ramento del terreno al suo
ossidente. Necessarie prolunghe

che sono punti fissi x i micrometri o da installare
precisione \leq con livelli ottici.

Con 4 inor. arriviamo al carico esecutivo in acqua
a 8~10 inor e si mantiene costante prova
lunga (almeno 1h ~ 2h x inoramento).

E prove carico e scarico.

In progetto è importante prevedere queste
prove che si include nel § della specifica.



• FORZE ORIZZONTALI

Sono molto presenti. In q. vert. si assume
che rottura è nel terreno e non nel palo.

Qui invece c'è M, T ! Si può rompere il palo.
Es. pali delle spalle dei ponti.

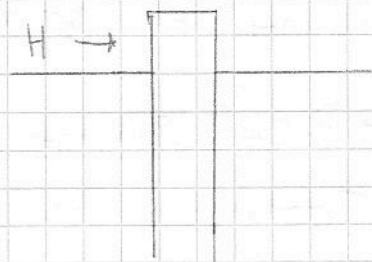
Va deter. la forza limite H che sta. la

⑤8 Rottura del terr. o del palo. Modello

Rigido - plastico. Non si studia
la def. elastica del toro e del polo.
Si distingue tra terreni:

- COESIVI { breve termine c_u
lungo c', φ' }

- INCOESIVI { c', φ' }

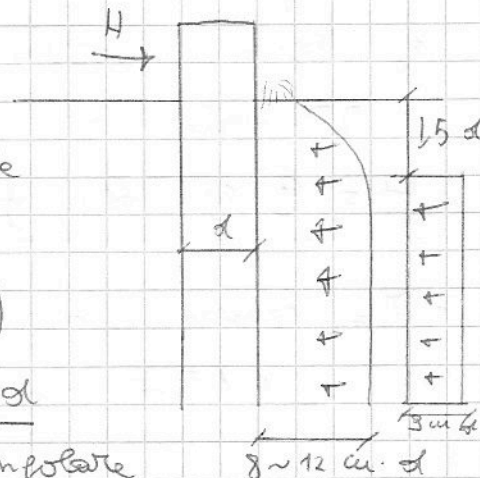


In c. non drenate nella testa

non c'è tanta forza, più rigente
verso l'alto, per φ con la
profondità e α da c.u. (8~12 c.u.)

Si usa semplificazione fino a $1.5 d$

Reazione, noi si ha reatt. rettangolare

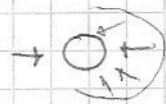


$9 c_u d$ [non è pressione] φ un valore >

della punta PASSIVA del terreno che in c.u. $k_p = 1$

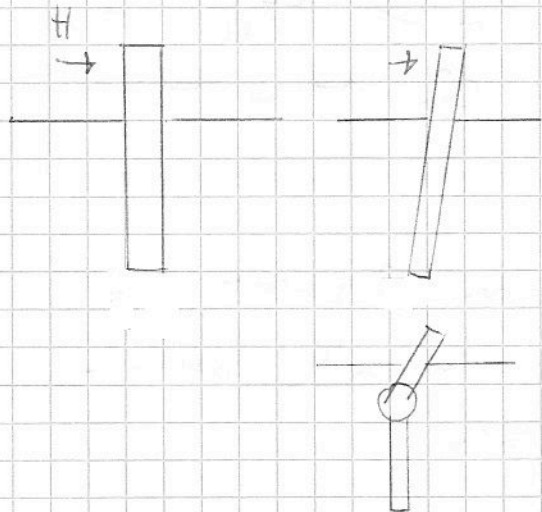
$\Rightarrow = c_u d$ e non $9 c_u d$. Effetto 3D,

l'aiuto terreno sulle facce del
polo, $9 c_u d$ con questi effetti 3D, non è punta
passiva.



Quale è H_{max} ? Comportamento polo di 3 tipi:

- LIBERO DI RUOTARE IN TESTA



• Struttura più resistente, quindi
polo ruota rigid. terreno
plastificato [polo "corto"]

• Struttura si può rompere, a
corta prof. si ha cerniera
plastica [polo "lungo"] oltre
a plastic. terreno.

(lungo o corto \propto solo da lunghezza)

+ Polo corto:

Teorema per. da un lato e dall'altro sempre di g in d .

Uniamo eq. di EQUILIBRIO.

• Eq. forze: per lunghezza g agisce coppia la cui per.

sull'orizzontale è nulla. Per g sull'orizz. f c'è solo H .

$$\underline{H = g \text{ in } d \cdot f}$$

• Eq. mom: in $h = 1,5d + f$ (e $T=0$ e $\pi = \pi_{\max}$)

$$\underline{H(e + 1,5d + f) - g \text{ in } d \cdot f \cdot \frac{f}{2} = g \text{ in } d \cdot \frac{g}{2} \cdot \frac{g}{2}}$$

• si aggiunge eq. geom:

$$\underline{L = 1,5d + f + g}$$

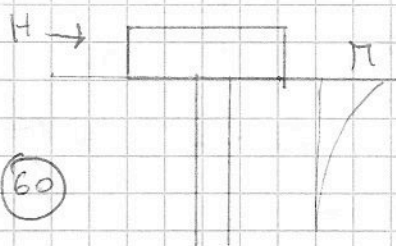
Da queste 3 eq. det. il lim; soluzione è:

$$\boxed{\frac{H}{g \text{ in } d^2} = -3\left(1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d}\right) + 3\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 4\frac{L}{d^2} + 6\frac{e}{d} + 4,5}}$$

H da confrontare con π di plasticizzazione; se " $H > \pi$ " si deve avere polo LUNGO.

+ Polo lungo: si impone $H \leq \pi$ e si ricalcola il lim. in modo che $\pi < \pi_{\max}$

- VINCOLATO IN TESTA



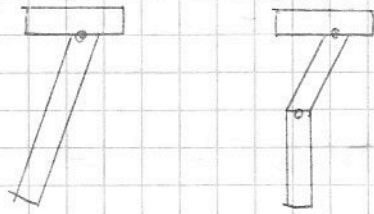
Es. punti di fondaz.

π_{\max} proprio all'attacco
polo / vincolo

Struttura può resistere, si rompe terreno e polo ha traslazione rigida $H \rightarrow$

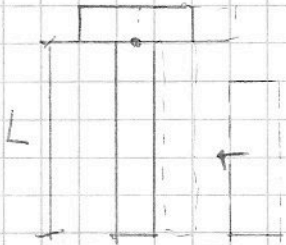
Struttura può rompersi, cerniera plastica all'attacco oppure 2

Cern. plastiche:



Terrreno ha sempre g in α .

→ Strutt. e Terreno (è solo contributo di α (e traslazione))

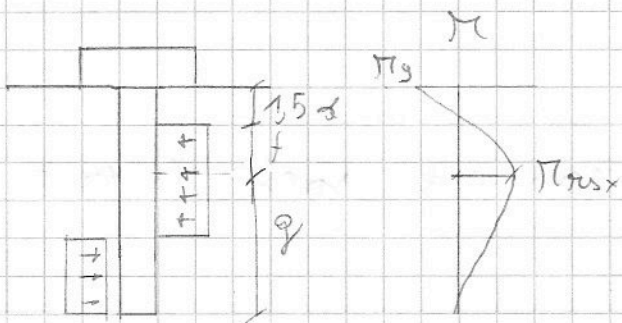


$$H = g \mu \alpha (L - 1,5 \alpha)$$

Va verificato che M_y all'attacco del polo sia $> M_{terr}$.

Altrimenti ho:

• Rotazione del polo



Come prima, equil.

forze e momenti

Anche qui, verifica

che $M_{max} < M_{plast}$.

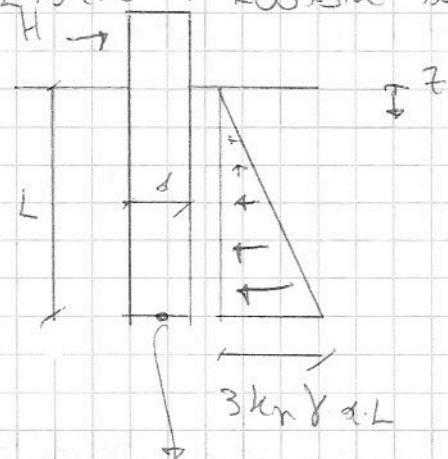
Altrimenti ho cerniera

plastica:

→ 2 Cern. plastiche, impongono anche qui $M_{max} = M_y$ ho modo H elim.

In C. svincolate varia.

- LIBERO DI RUOTARE IN TESTA



Anche qui $3k_p \gamma d L > k_p \gamma L$
(spinta passiva) ma sempre
perché siamo in condizione
3D.

Polo può ruotare e rompersi.

Qui punto di rotazione è prox. a estre. inferiore. \Rightarrow

Semplificazione: ruota intorno a base.

→ Polo CORSO.

$$H(e + L) = 3 k_p \gamma d L \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{3} L$$

Ua ver. π_{max} , ovvero trovare $T=0$ ovvero quando

$H = 3 k_p \gamma d z \cdot \frac{z}{2} \rightarrow$ in det. z , calcoliamo π_{sx}

e lo confronta con π_y . Se in forma cornice
plastica, come prima, $\pi_{sx} = \pi_y$ e in det.

→ Polo LUNGO la H_{max}

- VINCOLATO IN TESTA:

simile a terreni in c.m., cambia solo distrib.
ter. del terreno.

FINE CORSO
(26/3/2008)