



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO : 349

DATA : 13/09/2012

# A P P U N T I

STUDENTE : Mercado

MATERIA : Fondazioni I

Prof. Foti

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.

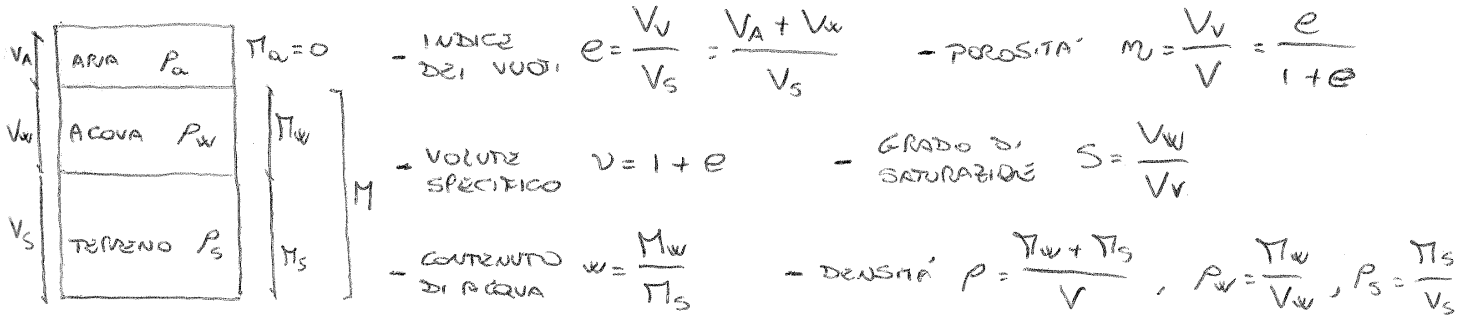
**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.  
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

# FONDAZIONI I

## 1) RIEPILOGO DI GEOTECNICA

- CONSEGUENZE DELLA NATURA PARTICOLARE DEI TERRENI  
 COME CONSEGUENZA DELLA LORO GENESI I TERRENI SONO DEI TERRENI PARTICOLARI, QUESTA NATURA PARTICOLARE FA SI CHE SI POSSA IDENTIFICARE NEL TOTO RELATIVO TRA LE PARTICELLE LA COMPONENTE SINGOLARMENTE PIU' IMPORTANTE DI UN PROCESSO DEFORMATIVO E, POICHE' TALE TOTO RELATIVO E' UN PROCESSO NON LINEARE E IRREVERSIBILE, NE CONSEGUE CHE "IL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI E' ANCH'ESSO MARCATAMENTE NON LINEARE E IRREVERSIBILE".

UNA SECONDA CONSEGUENZA E' CHE I TERRENI SONO "TERRENI MULTIFASE COSTITUITI DA PARTICELLE SOLIDE CON I VUOTI OCCUPATI DA ACQUA E ARIA".  
 QUESTE TRE COMPONENTI VENGONO RAPPRESENTATE PER CONVENIENZA IN UN DIAGRAMMA DI FASE, IN TUTTO DA STABILIRE LE RELAZIONI INTERCORRENTI TRA ESSE:



SI POSSONO DEFINIRE DEI PARAMETRI DI PRATICA UTILITA':

DENSITA' SECCA  $\rho_d = \frac{\pi_s}{V}$ , DENSITA' ALLEGGERITA  $\rho' = \rho - \rho_w$ , PESO DELL'UNITA' DI VOLUME  $\gamma = \rho \cdot g$

TRA LE GRANDENZE DEFINITE SUSSISTONO DELLE RELAZIONI:

$[S \cdot e = G_s]$  con  $G_s$  (DENSITA' SPECIFICA DEI SOLIDI) =  $\frac{\rho_s}{\rho_w}$

$\rightarrow \rho = \frac{G_s + S \cdot e}{1 + e} \cdot \rho_w$  PER UN TERRENO SECCO  $\rho_d = \frac{G_s}{1 + e} \rho_w$

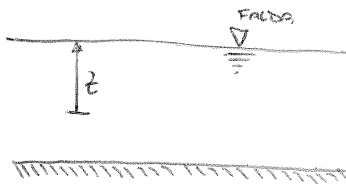
OPPURE  $\rho = \rho_d (1 + w)$

SI DEFINISCE INFINE LA DENSITA' RELATIVA  $D_R$  CON LA QUALE SI ESPRIME L'ABBENSAMENTO DI UNA SABBIA O DI UNA GHIAIA IN TERMINI DI ABBENSAMENTO LIMITE E ABBENSAMENTO TASSITO

$D_R = \frac{e_{Tmax} - e_0}{e_{Tmax} - e_{Tmin}} \cdot 100 = \frac{\rho_{dmax} \cdot \rho_{dmax} - \rho_d}{\rho_d \cdot \rho_{dmax} - \rho_{dmin}} \cdot 100$

CON  $e_0$ ,  $\rho_d$  CORRESPONDENTI AI VALORI ATTUALI DEL INDICE DEI VUOTI E DENSITA' SECCA  
 $e_{Tmax}$  ED  $e_{Tmin}$  IL TASSITO E IL LIMITE CHE SI POTREBBE AVERE E DIPENDONO DALLA SFERICITA' E DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA.

● **PRESSIONE INTERSTIZIALE E TENSIONI EFFICACI**



SI CONSIDERA LA SEZIONE VERTICALE DI UN DEPOSITO SOTTO FALDA, LA TENSIONE VERTICALE TOTALE ALLA GENERICA PROFONDITA' E' DATA DALLA RELAZIONE

$$\sigma_{vo} = (1-m) \gamma_s \cdot z + m \gamma_w \cdot z$$

LA PRESSIONE DI ACQUA INTERSTIZIALE ALLA STESSA QUOTA VALE:

$$u = \gamma_w \cdot z$$

PER CUI LA TENSIONE VERTICALE EFFICACE E' PARIA:

$$\rightarrow \sigma'_{vo} = (1-m) \gamma_s \cdot z + m \gamma_w \cdot z - \gamma_w \cdot z = \underbrace{(1-m)}_{\gamma'} (\gamma_s - \gamma_w) z$$

LA QUANTITA'  $(1-m)(\gamma_s - \gamma_w)$  RAPPRESENTA IL PESO DELL'UNITA' DI VOLUME DEL TERRENO ALLIGERITO  $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

$$\rightarrow \sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z = \sigma_{vo} - u$$

● **STORIA TENSIONALE**

- **DEPOSITI NORMALCONSOLIDATI (NC)**

"UN DEPOSITO CHE ABBIAMO SUBITO UNA STORIA, PER CUI LA MASSIMA TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA QUALE E' STATO ASSOGGETTATO OGNI SUO ELEMENTO COINCIDE CON LA TENSIONE VERTICALE EFFICACE ATTUALE VIENE DEFINITO NORMALCONSOLIDATO (NC)."

IL VALORE DELLA TENSIONE ORIZZONTALE EFFICACE E' PROPORZIONALE ALLA TENSIONE VERTICALE EFFICACE:

$$\sigma'_{ho} = K_0(NC) \cdot \sigma'_{vo} \quad \text{con} \quad K_0(NC) = 1 - \sin \varphi' \quad \left[ \begin{array}{l} \text{COEFFICIENTE DI SPINTA} \\ \text{A RIPOSO} \end{array} \right]$$

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

- **DEPOSITI PRECONSOLIDATI (OC)**

"UN MATERIALE E' DEFINITO PRECONSOLIDATO SE ATTUALMENTE A ESSO COMPETE UNA TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE A QUELLA RAGGIUNTA NEL CORSO DELLA SUA STORIA"

ALLA MASSIMA TENSIONE VERTICALE EFFICACE SI DA IL NOME DI "TENSIONE DI PRECONSOLIDAZIONE" ( $\sigma'_{p}$ ), SI INTRODUCE QUINDI IL RAPPORTO DI PRECONSOLIDAZIONE (OCR)

$$OCR = \frac{\sigma'_{p}}{\sigma'_{vo}} \rightarrow K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^{\alpha} \quad \text{con} \quad \alpha = 0,46 \pm 0,06 \quad (0,5)$$

● **PROVA EDO METRICA**

PROVA MOLTO SETTRICE CHE FORNISCE INFORMAZIONI MOLTO UTILI E IMPORTANTI IN TERMINI DI COMPORTAMENTO DEFORMATIVO. (COMPRESSIBILITA')

IL CAMPIONE INDISTURBATO E' POSTO IN UN ANELLO METALLICO, IN TUBO DA TRAZIONE OGNI MOVIMENTO LATERALE, TENDE SULLE FACCE SUPERIORI ED INFERIORI SONO POSTE DELLE PIETRE POLVERE CHE PERMETTONO IL DRENAGGIO DELL'ACQUA. IL CAMPIONE VIENE CARICATO VERTICAMENTE E SI MISURANO I CEDIMENTI NEL TEMPO A CARICO COSTANTE. QUANDO IL CEDIMENTO E' COMPLETO SI AUMENTA LA PRESSIONE E SI MISURANO I NUOVI CEDIMENTI NEL TEMPO CON IL NUOVO CARICO.

## 2) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo SCOPO DELLE INDAGINI È LA RACCOLTA DELLE INFORMAZIONI SUFFICIENTI A CONSENTIRE LA SCELTA DEL TIPO DI FONDAZIONE, DI EVIDENZIARE I PROBLEMI CHE EVENTUALMENTE POSSONO SOGGERRE IN FASE ESECUTIVA E DI TENERE IN LUCE POTENZIALI RISCHI DI NATURA GEOLOGICA.

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA CONSISTE IN PIÙ FASI:

1- SCELTA DEL MODELLO DI COMPORTAMENTO

2- DEFINIZIONE DEL PROBLEMA GEOTECNICO DI PROGETTO:

NON È ALTRO CHE IL PASSAGGIO DALLA "FOTOGRAFIA" REALE DEL SITO ALLA STRATIGRAFIA DI PROGETTO, SI INTRODUCE QUINDI UN MODELLO DI SEMPLIFICAZIONE E SULLA BASE DI TALE PROBLEMA SI DEFINISCONO DEI PARAMETRI

3- ANALISI:

EQUILIBRIO, COMPATIBILITÀ E CONDIZIONI AL CONTORNO

I CRITERI DI PROGETTO E LE TOLERANZE ESECUTIVE SONO DEFINITE DA:

- STRATIGRAFIE DI DETAGLIO
- CONDIZIONI DI FALDA
- STORIA TENSIONALE ( $\sigma_{CR}$ ,  $k_0$ )
- STATO TENSIONALE ( $k_0$ )
- CARATTERISTICHE MECCANICHE (RESISTENZA, DEFORMABILITÀ)
- CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ

OCCORRE DEFINIRE QUALI TESTI SPERIMENTALI EFFETTUARE AL FINE DI DETERMINARE QUESTE CARATTERISTICHE

TESTI SPERIMENTALI (PROVE IN LABORATORIO, IN SITO E TOLLALI REALI):

- PROVE IN LABORATORIO

→ VANTAGGI:

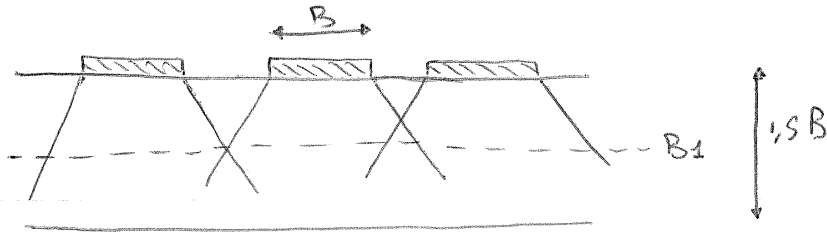
- INTERPRETABILITÀ (FACILITÀ DI TRARRE RISULTATI)
- CONDIZIONI AL CONTORNO BEN DEFINITE
- CONTROLLO DELLE CONDIZIONI DI DRENAGGIO
- PERCORSI TENSIONALI NOTI E/O CONTROLLABILI

→ SVANTAGGI:

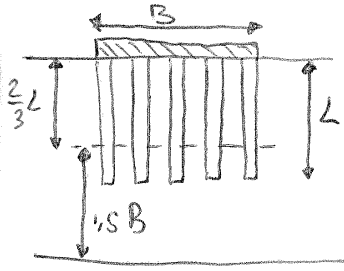
- NECESSITÀ DI PROVINI (CAPPIONI) INDISTURBATI
- VOCIUTE RIDOTTO
- VALORI PUNTUALI
- COSTI ELEVATI E TEMPI LUNGI

PERÒ SI PENSA ANCHE PROVE IN LABORATORIO COME PROVE INTEGRATIVE E COMPLEMENTARI ALLE PROVE IN SITO

SE LE FONDAZIONI DI UN EDIFICIO SONO TANTO VICINE TRA LORO E LE ZONE DI COMPETENZA SI INTERSECAVO TRA LORO PUNTA DELLA PROFONDITA' DI INSERIMENTO, DALLA PROFONDITA' DI INTERSEZIONE IN POI IL COMPORTAMENTO E' ANALOGO AD UNA FONDAZIONE CONTINUA (PUNTA O GRATICCIO)



● FONDAZIONI SU PALI



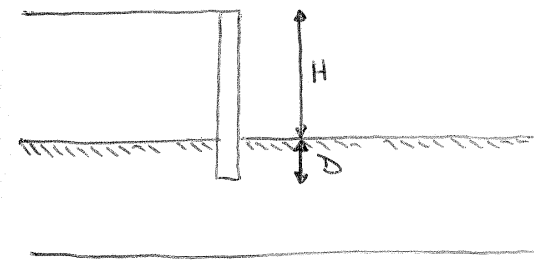
IN UNA PALIFICAZIONE, L'INSIEME DEI PALI RAVVICINATI E TERRENO INCLUSO, SI COMPORTA COME UN BLOCCO UNICO.

● SI PUO' ASSIMILARE AD UNA "FONDAZIONE DIRETTA EQUIVALENTE" CON RILIEVO DELLE TENSIONI CHE SI SVILUPPA FINO A:

$$z \approx \frac{2}{3} L + 1,5 B$$

SE SI CONSIDERA UN PALO SINGOLO CAUCATO, E' UTILE SPINGERSI OLTRE LA PUNTA DEL PALO PER CIRCA 4 ÷ 6 VOLTE IL DIAMETRO DEL PALO STESSO.

● DIAFRAMMA



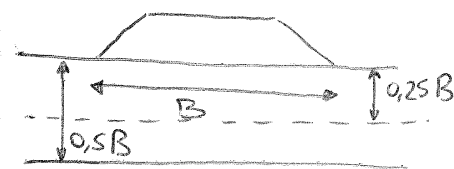
a - QUANDO IL DIAFRAMMA HA IL SOLO FINE DI SOSTENERE IL TERRENO (RESISTENZA PASSIVA):

$$D = 0,5 H$$

b - SE IL DIAFRAMMA DEVE SVOLGERE LA FUNZIONE DI BARRIERA IDRAULICA (DEVO AVERE SUFFICIENTE SPAZIO PER CREARE UNA RETE DI FLUSSO)

$$D = 1,5 H$$

● RILEVATI E ARGINI



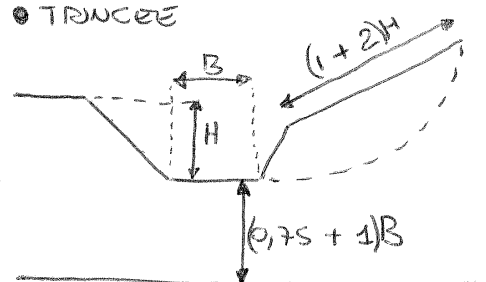
OCORRE INDAGARE LA PROFONDITA' CHE PUO' ESSERE INTERESSATA DA FENOMENI DI ROTURA

a - SE RILEVATO NON HA FUNZIONE IDRAULICA (RILEVATO STRADALE)

$$\rightarrow 0,25 B$$

b - SE E' UN ARGINE (CON FUNZIONI IDRAULICHE)  $\rightarrow 0,5 B$

● TRONCEE



- L'APPROFONDIMENTO DELL'INDAGINE DIPENDE DALLA CARATTERISTICA DELLA TRONCEA

- L'ESTENSIONE LATERALE DELL'INDAGINE DIPENDE DALLA PROFONDITA' DELLA TRONCEA.

# C) PROVA PENETROMETRICA

## a) PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

"STANDARD PENETRATION TEST"

È UNA PROVA ESEGUITA NEL CORSO DI UN SONDAGGIO E CONSISTE NELL'INFESSIONE A PERCUSSIONE DI UN CAPPIONATORE A PARETI GROSSE, È UNA PROVA DISCONTINUA CHE RICHIEDE L'ESECUZIONE PRELIMINARE DI UNA PERFORAZIONE, CON INTERRUZIONI DELLA STESSA ALTA QUOTA ALLA QUALE SI VUOLE ESEGUIRE LA PROVA.

ESECUZIONE:

SI FA CADERE UN TAGLIO DI 63,5 Kg DA UN'ALTEZZA DI 670 mm E VIENE REGISTRATO IL NUMERO DI COLPI ( $N_{SPT}$ ) NECESSARIO ALL'AVANZAMENTO DI 300 mm DI UN CAPPIONATORE STANDARDIZZATO. NELL'EFFETTUARE IL COMPUTO DEI NUMERI DI COLPI, IL CAPPIONATORE VIENE FATTO AVANZARE INIZIALMENTE DI 150 mm, DI CUI NON SI TIENE CONTO A CAUSA DEL DISTURBO CHE IL TERRENO SUBISCE A CAUSA DEL FONDO DI SONDAGGIO.

VANTAGGI:

ECONOMICA, SEMPLICE, STANDARDIZZATA, NUMEROSE CORRELAZIONI ESPERIMENTALI

SVANTAGGI:

PREZIOSO DI UN CAPPIONE DISTURBATO, IMPULSIVA (POCO AFFIDABILE PER TERRENI A GRAVIA FINA), RISULTATI DISCONTINUI CON LA PROFONDITÀ

## "STANDARD CONE PENETRATION TEST" (SCPT)

ESEGUITA CON PUNTA CONICA (DIAMETRO 508 mm) CON APERTURA DI 60°.

NON CONSENTÈ IL RECUPERO DI UN CAPPIONE DISTURBATO, NON NECESSITA DI UN FONDO DI SONDAGGIO, I RISULTATI POSSONO ESSERE RIPORTATI A VALORI DI  $N_{SPT}$ .

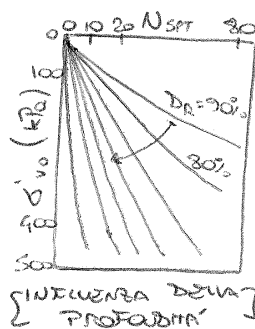
PER TERRENI A GRAVIA GROSSA (SABBIE, GHIAIE, LITI NON PLASTICI):

1- STIMA DELLO STATO DI ADDENSAMENTO IN SITO ( $D_R$ , DENSITÀ RELATIVA)

• TERZAGHI - PECK

$N_{SPT}$	$D_R$
0-4	TOPO SCIOLTA
4-10	SCIOLTA
10-30	MEDIA
30-50	DENSA
>50	TOPO DENSA

• GIBBS - HOLTZ



• SKEMPTON

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\delta'_{vo}}{100}} \quad \left. \begin{array}{l} \text{SABBIE FINI} \\ \text{[}\delta'_{vo} \text{ in } kPa \text{]} \end{array} \right\}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\delta'_{vo}}{100}} \quad \left. \begin{array}{l} \text{SABBIE GROSSE} \end{array} \right\}$$

2- STIMA DELL'ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO A VOLUME COSTANTE ( $\phi'_{cv}$ )

È UN PARAMETRO DEL TERRENO E PUÒ ESSERE VALUTATO DA PROVE SU TUBERALE RICOSTITUITO PER TERRENI QUARZOSI ( $30^\circ \div 34^\circ$ )

• BOLTUN  $\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot [D_R (10 - \ln p'_f) - 1]$  con  $m \begin{cases} 3 \text{ ASSIAL SIMMETRICO} \\ 5 \text{ DEFORMAZIONE PIANA} \end{cases}$

$\phi' - \phi'_{cv} \leq 12^\circ$

3- VALUTAZIONE DEL LIVELLO TENSORIALE TERZO  $p'_f$  ( $p'_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ )

$p'_f \approx \frac{1}{10} q_{lim}$  oppure  $p'_f = \frac{2}{3} \delta'_{vo}$

### E) PROVE DIATOMETRICHE (DIT)

"FLAT DIAPHRAGM TEST"

IL DIATOMETRO PIATTO DI TARCHETTI (1975) È COSTITUITO DA UNA LAMINA DI ACCIAIO DELLO SPESORE DI 14 mm, DOTATA DI UNA TETRABANA CIRCONDE DEL DIAMETRO DI 60 mm, LA LAMINA VIENE SPINTA A PRESSIONE NEL TERRENO CON VELOCITÀ D'INFISSIONE A  $\vec{V} = 20 \text{ mm/s}$  E VIENE ARRESTATO OGNI 200 mm PER ESERGUIRE LA PROVA, CHE CONSISTE IN UNA DIAPHRAGMAZIONE DELLA TETRABANA TRAMITE INFLUO DI GAS IN PRESSIONE.

VENGONO MISURATI I VALORI DELLA PRESSIONE INIZIALE  $P_0$ , CORRISPONDENTE ALL'ISTANTE IN CUI LA TETRABANA INIZIA AD ESPANDERSI, E DELLA PRESSIONE  $P_1$ , CORRISPONDENTE AD UNO SPOSTAMENTO DI 1 mm DEL CENTRO DELLA TETRABANA.

È POSSIBILE QUINDI CALCOLARE UN'INDICE DELLA TENSIONE ORIZZONTALE A RIPOSO:

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \rightarrow \text{CORRELAZIONE CON IL COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO} \quad K_0 = \left( \frac{K_D}{\beta_K} \right)^{0,46} - 0,6 \quad \text{DOVE } \beta_K: \text{COEFFICIENTE DIPENDENTE DAL TIPO DI TERRENO.}$$

VIENE DEFINITO INOLTRE UN MODULO DIATOMETRICO  $E_D$ , TRAMITE IL QUALE È POSSIBILE IL CALCOLO DI TAGLIO INIZIALE  $G_0$ , UTILIZZANDO DELLE CORRELAZIONI:

$$E_D = 37,4 (P_1 - P_0)$$

### F) PROVE PRESSIOMETRICHE

SONO PROVE DI CARICO REALIZZATE TRAMITE L'ESPANSIONE DI UNA SORDA CIRCONDICA

a) PRESSIOMETRO TREMNO:

NECESSITANO DI UN FOLO DI SONDAGGIO PRELIMINARE (44 ÷ 53 mm), AL INTERNO DEL QUALE VIENE SUCCESSIVAMENTE POSIZIONATA LA SORDA PER L'ESECUZIONE DELLA MISURA.

PRESENTANO LO SVANTAGGIO DI ESSERE ESEGUITE IN UN TERRENO DISTURBATO DALL'ESECUZIONE DEL FOLO, MA LE TRAMITE CORRELAZIONI NE FANNO UN'IPOTESI STRUTTURALE.

b) PRESSIOMETRO AUTOPERFORANTE:

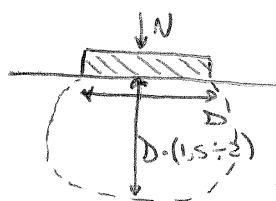
CONSISTE NELLA FORAZIONE DI UN VUOTO DI TERRENO PARI A QUELLO DELLA SORDA E OFFRE QUINDI LA POSSIBILITÀ DI ESEGUIRE LA PROVA SU UN TERRENO VIRTUAMENTE INDISTURBATO.

CON LA PROVA PRESSIOMETRICA È POSSIBILE EFFETTUARE MISURE DELLA TENSIONE ORIZZONTALE A RIPOSO E DEL MODULO DI DEFORMAZIONE.

$$\text{MISURA DI } \sigma'_{ho} \rightarrow \text{COEFF. DI SPINTA A RIPOSO} \quad K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}}$$

### G) PROVE DI CARICO SU PIASTRA

ESEGUITE PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ, PERCHÉ NON ARRIVA MAI A ROTTURA



SI RICHIAMANO I COSÌDETTI PARAMETRI DI WINKLER

$$p = \frac{N}{A} \rightarrow k$$

QUESTA PROVA COMPRENDE VOLUMI DI TERRENO MAGGIORI RISPETTO ALLE ALTRE PROVE.



- CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SU SABBIE

L'IMPOSSIBILITÀ DI PRELEVARE CAMPIONI INDISTURBATI FA SÌ CHE NEL CASO DI REZIMI SABBIOSI I METODI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI SONO BASATI SUI RISULTATI DI PROVE IN SITO.

- METODO DI BOURMIND E BURBIDGE (SPT)

L'ASPETTO CENTRALE DI TALES METODO È RAPPRESENTATO DALLA POSSIBILITÀ DI COMPARARE, SULLA BASE DI UNO STUDIO STATISTICO DI OLTRE 200 CASI, UN INDICE DI COMPRESSIBILITÀ  $I_c$ , AL RISULTATO  $N$  DI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE.

$$I_c = \frac{1,7}{N^{1,4}}$$

NEL CASO DI UNA SABBIA VIRTUAMENTE LOCALMENTE CONSOLIDATA, IL CEDIMENTO CORRISPONDE AD UN CARICO UNITARIO  $q'$  ( $kN/m^2$ ) APPLICATO IN SUPERFICIE E' BASSO DA

$$S = q' \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

NEL CASO IN CUI LA FONDAZIONE SIA POSTA AD UNA PROFONDITÀ CUI CORRISPONDE UNA TENSIONE LITOSTATICA  $\sigma'_{vo}$ , LA COMPRESSIBILITÀ NEL TRATTO DI CARICO VIENE ASSUNTA DARSI AD  $1/3$  DEL VALORE CORRISPONDENTE ALLA FASE DI CARICO

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

IMPORTANTE:

IN RIFERIMENTO ALL'ULTIMA ESPRESSIONE, SE SI APPLICHA A SABBIE PRECONSOLIDATE

a) SE  $q' < \sigma'_p \rightarrow S = q' \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3}$

b) SE  $q' > \sigma'_p \rightarrow S = \sigma'_p \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_p) B^{0,7} \cdot I_c$

INOLTRE PER LA VARIABILE DI  $N$ :

a) NEL CASO  $N$  SIA COSTANTE E CRESCA CON LA PROFONDITÀ SARÀ VARIABILE IN FUNZIONE DELLA LARGHEZZA DELLA FONDAZIONE  $\rightarrow$  PROFONDITÀ  $\rightarrow$  INFLUENZA  $\rightarrow$

b) NEL CASO  $N$  DIMINUISCA ALL'AUMENTARE DELLA PROFONDITÀ  $\rightarrow z_I = 2B$

c) SE  $N > 15 \rightarrow N(\text{CORRETO}) = 15 + 0,5(N - 15)$

IL VALORE DEL CEDIMENTO OTTENUTO VA INOLTRE OPPORTUNAMENTE CORRETTO PER TENER CONTO DELLA FORTA DELLA FONDAZIONE, SPESSORE DELLO STRATO COMPRESSIBILE, ED EFFETTI DIFFERENTI NEL TEMPO

a) SE  $\left(\frac{L}{B}\right) > 1$

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

b) SE LO SPESSORE DELLO STRATO COMPRESSIBILE

$$H < z_I$$

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

c) EFFETTI DIFFERENTI NEL TEMPO ( $t > 3$  ANNI)

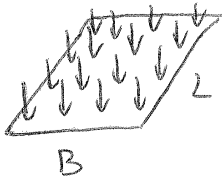
$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right)$$

$R_3$ : CEDIMENTO A 3 ANNI

• CARICHI STATICI	• CARICHI DINAMICI
$R_3 = 0,3$ $R = 0,2$	$R_3 = 0,7$ $R = 0,8$

- METODO DI BERARDI - LAUCIOLATA

TRAZ SPUNTO DALLE FORMULE DEL SOTTOSPACIO ELASTICO



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

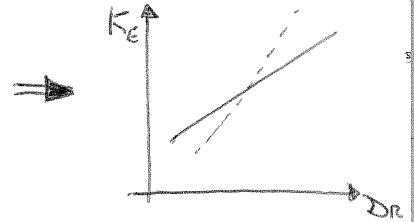
I: FUNZIONE DI FORMA E GEOMETRIA  
E, ν: PARAMETRI ELASTICI DEL MATERIALE

AGGIUNGA IL MODULO ELASTICO INTRODUCENDO:

a) DIPENDENZA DALLO STATO DI ADDENSAMENTO (DENSITA' RELATIVA, DR):

"NUMERO DEL MODULO"  
K<sub>E</sub>: MODULO ELASTICO PER DEFORMAZIONE DI 0,1% SOTTO STATO TENSIONALE DI 100 KPa

$$DR = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}}$$



b) DIPENDENZA DALLO STATO TENSIONALE (P' o σ'v):

$$E_{0,1} = K_E \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_0}\right)^{0,5} = K_E \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v/2}{P_0}\right)^{0,5}$$

IL VALORE DI σ' PUO' ESSERE CONSIDERATO COME INTERMEDIO TRA LA TENSIONE IN SITO E QUELLA SVILUPPATA A SEQUITO DELL'APPLICAZIONE DEL CARICO

c) DIPENDENZA DALLO STATO DEFORMATIVO

DECADIMENTO DEL MODULO ELASTICO CON LA DEFORMAZIONE:

1- SI ASSOCIA LA DEFORMAZIONE AL COEFFICIENTE MODALIZZATO (S/B)

2- SI ASSUME UN LEGGE  $\frac{E}{E_{0,1}} = 0,008 \left(\frac{S}{B}\right)^{-0,7}$

$$\Rightarrow \left[\left(\frac{S}{B}\right)^{0,3} = \frac{\Delta q \cdot I_2 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E_{0,1}}\right] \quad \left(\text{IL CALCOLO E' DA EFFETTUARE AL CENTRO DELLA PLATEA}\right)$$

- METODO DI SCHERTTMANN (CPT)

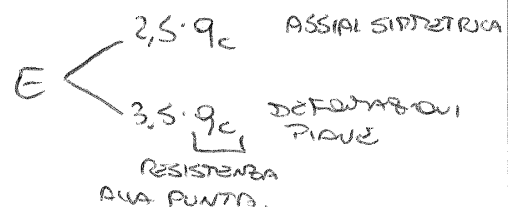
QUALORA SI DISPONGA DI RISULTATI DI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE.

L'IDEA CENTRALE DI QUESTO APPROCCIO PRENDE L'ASSUNZIONE CHE LA DISTRIBUZIONE DELLE DEFORMAZIONI LUNGO LA VERTICALE BIANCANTINCA NON SIA DISSIMILE DA QUELLA PREVISTA DALLA TEORIA DELL'ELASTICITA'.

SE PERTANTO LA DISTRIBUZIONE LINEARE ALLA QUANTITA' PROFONDA "z" E' POSTA NELLA FORMA:

$$E_z = \frac{\Delta q}{E} \cdot I_z \quad \text{CON } I_z: \text{ COEFF. DI INFLUENZA}$$

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



- VERIFICHE ALLO SLU - GEO

PER OGNI SLU DEVE ESSERE RISPETTATA LA CONDIZIONE  $E_d \leq R_d$ , SI POSSONO ADOTTARE IN ALTERNATIVA DUE DIVERSI "APPROCI PROGETTUALI" (DA)

DIFFERENTI COMBINAZIONI DI FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI SU

→ AZIONI  $A \rightarrow \gamma_F$

→ PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI  $\pi \rightarrow \gamma_M$

→ RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO  $R \rightarrow \gamma_R$

QUESTI FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI SONO ULTERIORMENTE SUDDIVISI IN SOTTOCLASSI

•  $\gamma_F \rightarrow$  TAB. 6.2.I

PERMANENTI  $(G_1) < \frac{F}{SF}$

PERMANENTI NON STRUTTURALI  $(G_2) < \frac{F}{SF}$

VARIABILI  $(Q) < \frac{F}{SF}$

EQU	STR(A <sub>1</sub> )	GEO(A <sub>2</sub> )
0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
0 1,5	0 1,5	0 1,3
0 1,5	0 1,5	0 1,3

•  $\gamma_M \rightarrow$  TAB. 6.2.II

TENSIONI EFFICACI  $\phi'_k$

TENSIONI EFFICACI  $C'_k$

TENSIONI TOTALI  $C_{u,k}$

$\gamma$

$\gamma_1$

$\gamma_2$

1,0

1,25

1,0

1,25

1,0

1,4

1,0

1,0

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_1 \quad \gamma_2 \\ \gamma_1 \quad \gamma_2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \\ c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \\ c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{c_u}} \end{array}$$

•  $\gamma_R \rightarrow$  TAB. 6.4.I

CAPACITÀ PORTANTE

SCORREMENTO

$R_1$

$R_2$

$R_3$

1,0

1,8

2,3

1,0

1,1

1,1

$$N_d \leq Q_{lim,d} \quad (\text{CAPACITÀ PORTANTE})$$

$$H_d \leq V_{R,d} \quad (\text{SCORREMENTO})$$

→ APPROCCIO 1

$$DA1 - C1 \rightarrow A_1 + \gamma_1 + R_1$$

$$DA1 - C2 \rightarrow A_2 + \gamma_2 + R_2$$

APPROCCIO 2

$$DA2 \rightarrow A_1 + \gamma_1 + R_3$$

DEFINIZIONE VALORI DI CALCOLO

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[ \gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

## 5) FONDAZIONI DIRETTE

IL PROGETTO DI UNA FONDAZIONE RICHIEDE LA DEFINIZIONE DEL CARICO DI COLASSO O CAPACITÀ PORTANTE (SLU) E LA VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI (SLE) GIÀ VISTI IN PRECEDENZA.

### - CAPACITÀ PORTANTE E TECNICHE DI ROTTURAZIONE

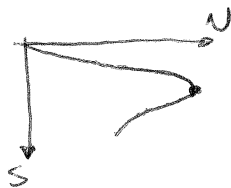
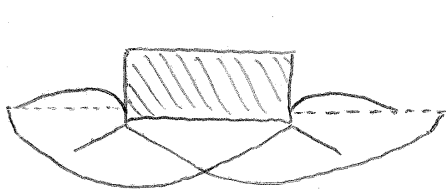
IN BASE AL RAPPORTO TRA LA PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA (D), RISPETTO AL PIANO DI CAMPAGNA, E LA DIMENSIONE FINITA IN PIANTA (B) SI DEFINISCONO:

- FONDAZIONI SUPERFICIALI CON  $D/B < 4$  → TRASMETTONO IL CARICO SOLO ATTRAVERSO IL PIANO D'APPOGGIO
  - FONDAZIONI PROFONDE CON  $D/B > 10$
  - FONDAZIONI SEMIPROFONDE CON  $4 < D/B < 10$
- TRASMETTONO IL CARICO ANCHE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE

PER INTRODURRE IL CONCETTO DI CAPACITÀ PORTANTE INTAGLIANDO SI APPLICARE AD UN BLOCCO DI CALCESTRUZZO APPOGGIATO SU UN TERRENO OMOGENEO UN CARICO VERTICALE CENTRATO E SI MISURARE IL VALORE DEL CEDIMENTO ALL'AUMENTARE DEL CARICO.

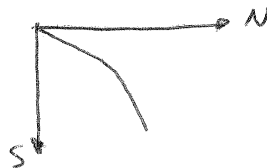
SE RIPORTATO IN UN GRAFICO LA CURVA CARICO-CEDIMENTI, OSSERVATO CHE IL SUO ANDAMENTO È DIVERSO IN RELAZIONE ALLO STATO DI ADDENSAMENTO DEL TERRENO.

### - ROTTURAZIONE GENERALE



NEL CASO DI TERRENO DENSO, LE SUPERFICI DI ROTTURAZIONE SI ESTENDONO FINO A RAGGIUNGERE LA SUPERFICIE DEL PIANO CAMPAGNA

### - ROTTURAZIONE LOCALE



NEL CASO DI MATERIALE SCIOLTO, LE SUPERFICI DI ROTTURAZIONE INTERESSANO SOLO LA ZONA IN PROSSIMITÀ DEL CUNEO SOTTO STANTE LA FONDAZIONE E NON SI ESTENDONO LATERALMENTE

### - ROTTURAZIONE PER PUNZAMENTO



NEL CASO DI MATERIALE MOLTO SCIOLTO LE SUPERFICI DI ROTTURAZIONE COINCIDONO PRACTICAMENTE CON LE FACCE LATERALI DEL CUNEO

IL TIPO DI ROTTURAZIONE DIPENDE DA:

- STATO INIZIALE DEL TERRENO E TIPO
- TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

c) VALUTAZIONE DEL CONTRIBUTO DOVUTO AL PESO PROPRIO

SE IL TERRENO È INTORNO DI PESO PROPRIO E NON SI CONSIDERA ALCUN SOVRACCARICO AI BORDI DELLA FONDAZIONE, NON SUSSISTE ALCUNA POSSIBILITÀ DI APPLICARE UN CARICO SENZA VIOLARE IL CRITERIO DI ROTTURAZIONE AI BORDI DELLA FONDAZIONE.

L'UNICA SOLUZIONE SAREBBE RUNTA AL CARICO DI ENTITÀ NULLA ( $N_g = 0$ ) TA PRVA DI SIGNIFICATO.

TRA LE VARE PROPOSTE SI RICHIEDE BRUNCI HANSEN:

$$\rightarrow N_g = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

• ANALISI DI ROUTINE IN CONDIZIONI DRENATE

I COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE, COME VISTO, SONO STATI RICAVATI CONSIDERANDO SEPARATAMENTE I CONTRIBUTI DOVUTI A  $\varphi'$ ,  $c'$  E  $\gamma'$ , ED È EVIDENTE CHE SE TALI CONTRIBUTI AGISCONO CONTROPOSSIBILMENTE SI MODIFICANO I RISULTATI TROVATI.

→ NON PUÒ QUINDI OPERARSI UNA SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI. NELLA PRATICA SI IGNOVA TALE ASPETTO E SI INTRODUCONO DEI COEFFICIENTI CORRETTIVI CHE TENGONO CONTO DI VARI FATTORI.

$$\left[ q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q \right]$$

(a) I COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE SONO STATI RICAVATI NELL'IPOTESI DI FONDAZIONE INFINITAMENTE LUNGA.

SE LA FONDAZIONE HA DIMENSIONI  $B$  ED  $L$  (CON  $B < L$ ) I RISULTATI ANDREBBERO CORRETTI SECONDO TERZERHOF TRATTATE "COEFFICIENTI DI FORMA":


$$S_{\gamma} = S_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L} \geq 1 \quad S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L} \geq 1$$

(b) SE LA BASE DELLA FONDAZIONE È POSTA AD UNA PROFONDITÀ PARIA A  $D$ , VOLENDO TENER CONTO DEL CONTRIBUTO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO PRESENTE IN TALE ZONA ANDREBBERO INTRODOTTI I "COEFFICIENTI DI PROFONDITÀ":

[SE  $D \leq B$ ]

[SE  $D > B$ ]

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{B} > 1 \quad d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \tan^{-1} \cdot \frac{D}{B} > 1$$



$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'} > 1$$

(e) ANALOGATEMENTE, MA CASO DI PIANO COMPAGNA INCLINATO



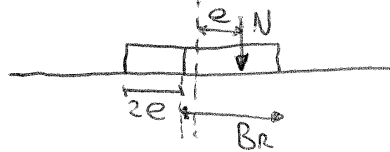
$$s_x = s_q = (1 - \tan \alpha)^2 \leq 1$$

$$s_c = s_q - \frac{1 - s_q}{N_c \cdot \tan \alpha'} \leq 1$$

(f) NEL CASO DI CARICO ECCENTRICO, IL VALORE DELLA DIMENSIONE  $B_r$  DELLA FONDAZIONE DA INTRODURRE IN TUTTE LE PRECEDENTI FORMULE DOVREBBE CORRISPONDERE A QUELLO RELATIVO ALLA TRAMITA SUPERIORE RISPETTO ALLA QUALE IL CARICO RISULTA CENTRATO.

NEL CASO AD ESEMPIO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE SI AVEREBBE PERTANTO

$$B_r = B - 2e$$



- CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE (BREVE TERMINI)

QUANDO SI APPLICA UN CARICO SU UN TERRENO ARGILLOSO, SI INSTAURA UN PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE CARATTERIZZATO DA DEFORMAZIONI DIFFERITE NEL TEMPO, CON PROGRESSIVA RIDUZIONE DEL CONTENUTO DI ACQUA E AUMENTO DELLE TENSIONI EFFICACI. POICHE' LA RESISTENZA AL TAGLIO AUMENTA NEL TEMPO, E' POSSIBILE INANZITUTTO NOTARE CHE LE CONDIZIONI CRITICHE PER LA STABILITA' SONO QUELLE INIZIALI. ESSENDO INOLTRE LA VELOCITA' DI APPLICAZIONE DEI CARICHI SIGNIFICATIVAMENTE MAGGIORE DELLA DISSIPAZIONE DELLE SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI, E' RAGIONEVOLLE SUPPORRE CHE LA FASE DI CARICO ABBIAM LUOGO IN CONDIZIONI NON DRENATE, SENZA CAMBIO COSI' DEL CONTENUTO DI ACQUA O DISSIPAZIONE DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI.

TALE CASO VIENE ESPRIMATO IN TERMINI DI "TENSIONI TOTALI" E CON TALE ASSUNZIONE IL CRITERIO DI ROTTURA SI RIFERISCE A QUELLO DI UN TRAZIONALE PURAMENTE COESIVO, CON RESISTENZA AL TAGLIO ESPRESSA FAMA RESISTENZA NON DRENATA "C<sub>u</sub>";



$$\begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = 2 + \pi = 5,14 \end{cases}$$

LA SOLUZIONE E' RAPPRESENTATA DA

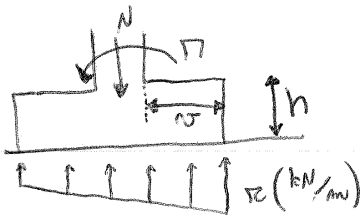
$$[q_{lim} = q' + (2 + \pi) C_u]$$

$$C_u = 0,23 \cdot \delta'_{vo} \cdot OCR^{0,78}$$

CON  $\delta'_{vo}$  CALCOLATA AD 1 MV SOTTO IL PIANO DI POSA (A QUESTA PROFONDITA' HO LA ROTTURA A TAGLIO).

## 6) DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DI PUNTI

- NEL CALCOLO STRUTTURALE LE AZIONI SONO QUELLE DI SUD E NON ESISTONO PIU' GLI APPROCCI DI PROGETTO.



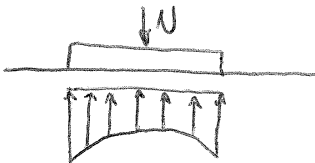
$N$  { PRESSOFLESSIONE (AZIONI INTERNE AL NOCCIOLO)  
SEZIONE ANALIZZATA (FUORI DAL NOCCIOLO)

- FONDAZIONE RIGIDA (O PUNTO TORZO)

$$\left[ \frac{N}{h} < 2 \right]$$

IN QUESTO CASO NON E' LEGITO ASSUMERE CHE DURANTE L'INFLESSIONE LE SEZIONI SI MANTENGANO PIANE E ORTOGONALI ALLE FIBRE DEFORMATE E L'ANDAMENTO DELLE IGOSTATICHE SUGGERISCE DI ANALIZZARE LO STATO DI SFORZO INDIVIDUANDO ALL'INTERNO DELLA STRUTTURA UN TIRANTE RESISTENTE, COSTITUITO DA BLOCCHI COMPRESSE DI CALCESTRUZZO E TIRANTI, LA CUI EFFICACIA DEV' ESSERE GARANTITA DALLA PRESENZA DI APPOSITA MOTITURA (SCELTA TIRANTI-PUNTOVI)

PER CIMA-ARGILLE



PER SABBIE



- FONDAZIONE FLESSIBILE (O PUNTO FLESSIBILE)

$$\left[ \frac{N}{h} \geq 2 \right]$$

CONSENTE DI INTRODURRE L'IPOTESI DI CONSERVAZIONE DELLE SEZIONI PIANE ED IL TORRENTO FLETTENTE VA CALCOLO CON LA LEGGE DELLA FLESSIONE.

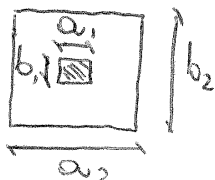
- IL FUNZIONAMENTO DELLA FONDAZIONE E' LEGATO ALLA RIGIDITA' DELLA FONDAZIONE, INTERAGISCONO VOLONTI RESUBERANTI DI MATERIALE, PERTANTO NON E' NECESSARIO UTILIZZARE TIRANTI DI GRANDE PREGIO.

- I COSTI DELLA FONDAMENTAZIONE SONO MOLTO MAGGIORI RISPETTO A QUELLI RELATIVI AI MATERIALI, SAGGIARE I PUNTI RISULTA QUINDI SVANTAGGIOSO (AL FINE DI OTTIMIZZARE RIGIDITA' E RISPARIARE MATERIALE)

- ASSUNZIONI SEMPLIFICATIVE

1- DISTRIBUZIONE LINEARE DELLA REAZIONE DEL TERRENO

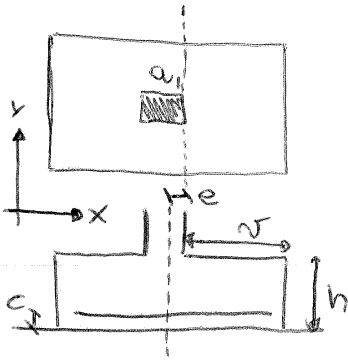
2- MODELLO STRUTTURALE:



$$N_d, T_d \rightarrow \sigma_F(A_1)$$

3- CONSIDERO IL PUNTO COME DUE TENDINE INCASTRATE NELLA SEZIONE CORRISPONDENTE AL PUNTO.

- VERIFICA A FLESSIONE



- DEVO DISPORRE ARMATURA IN DIREZIONE X-Y
- IL TORRENTO FLETTENTE VA CALCOLO AD UNA DISTANZA "e" DAL FILO ESTERNO DEL PIASTRO FIN A 0,15 · d, (TURO IN CALCESTRUZZO, 0,25 · d, (TRINATURA) ↓
- PER SEMPLICITA' LA SEZIONE DI CALCOLO VA CONSIDERATA A FILO DEL PIASTRO.

• CASO  $\frac{z}{h} \geq 2$ : (PUNTO FLESSIBILE)



$$M_{ed} = T_d \cdot z = T_d \cdot 0,9d = f_{td} \cdot A_f \cdot 0,9 \cdot d$$

$$A_{f_{TIN}} = \frac{T_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{td}} \rightarrow \text{DEVO DISPORRE L'ARMATURA}$$

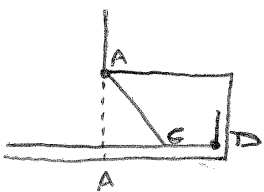
INTERASSE:  

$$\frac{(B - 2C)}{NO \text{ INTERASSE}} = S$$

(a) SE IL PUNTO E' QUADRATO DISPORGO L'ARMATURA UNIFORME SENZA DANNI, UTILIZZO  $A_f$  RELATIVA ALLA SEZIONE FIN SOLLECITATA E IPOTICO  $A_{f_x} = A_{f_y}$

(b) SE IL PUNTO E' RETTANGOLARE VIENE PRESUNTO DI TETTERE NELLA FASCIA CENTRALE UNA % DI ARMATURA PROPORZIONALE AL RAPPORTO TRA LE DUE DIMENSIONI E PUO' ESSERE CHE  $A_{f_x} \neq A_{f_y}$

[VERIFICA DI ANCORAGGIO]



PER EFFETTO DEL TAGLIO L'ARMATURA LAVORA A SUPERTELENTO ( $f_{td}$ ) FINO AL PUNTO C, DA QUEL PUNTO IN POI OCCORRE VALUTARE LA VERIFICA DI ANCORAGGIO. (OGNI BARA DEVE ESSERE PORTATA SINO ALL'ESTREMITA' DEL PUNTO)

LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO  $l_b \leq c_d$  DIPENDE DA CLASSE DI CALCESTRUZZO E DIAMETRO DELLA BARRA

$$l_b = m \cdot \phi \quad (\text{PER } c_{20/25}) \rightarrow m \geq 40$$

→ SE VERIFICATA: LA BARRA SI PROLUNGA DRITTA SINO ALL'ESTREMITA'

→ SE NON VERIFICATA: NECESSITA' DI UN PIEGO (> 10mm)

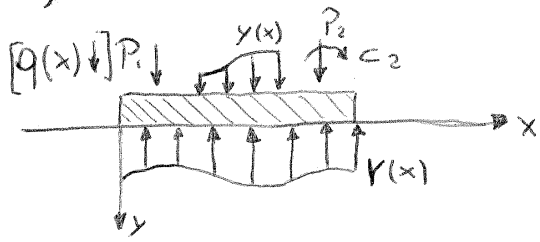


$$l_{b,eff} = \frac{A_{REOVCA}}{A_{ESTRETTA}} \cdot l_b \cdot \alpha$$

$\alpha < \begin{cases} 1 & (\text{FERRI DRITTI}) \\ 0,7 & (\text{FERRI INPIEGO}) \end{cases}$



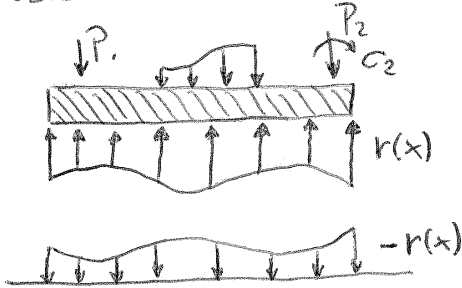
### 7) TRAVE SU SUOLO ELASTICO



• LA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI DI CONTATTO  $r(x)$  [KN/m] RAPPRESENTANO L'INCOGNITA DEL PROBLEMA.

IPOTESI DI  $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{EQUILIBRIO} \\ \bullet \text{CONGRUENZA DEGLI SPOSTAMENTI TRA TRAVE E SUOLO} \end{array} \right.$

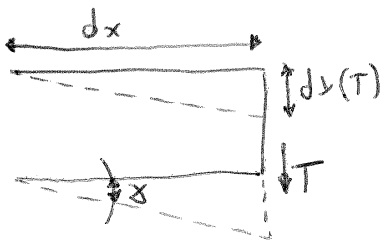
• CONSIDERO LA SEGUENTE STRUTTURA TRAVE:



INTERAZIONE  $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{EQUAZIONI DI EQUILIBRIO} \\ \bullet \text{EQUAZIONI DI CONGRUENZA AGLI SPOSTAMENTI VERTICALI} \end{array} \right.$

• IPOTESI LA CONGRUENZA

(1) PER EFFETTO DEL TAGLIO SI AVEREBBE UNA DEFORMAZIONE ANGOLARE " $\gamma$ " CON ABBASSAMENTO DELLA SEZIONE.

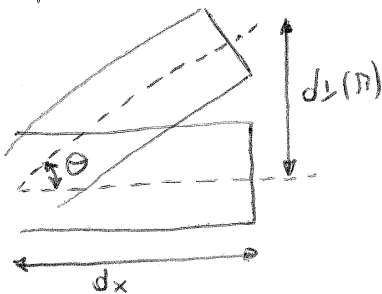


CONTRIBUTO DEL TAGLIO  $\rightarrow dl = \gamma \cdot dx$

- SE LE DEFORMAZIONI AL TAGLIO SONO TRASCURABILI (TRAVI TRAVEVOLI) L'ASSE DELLA TRAVE E LE SEZIONI SI TENGONO ORTOGONALI ALLA DEFORMAZIONE

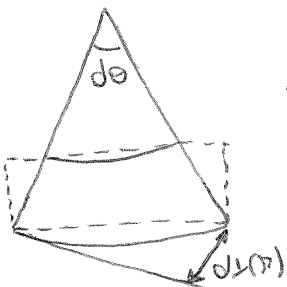
(2) PER EFFETTO DEL TORRENTO SI DEANO DUE CONTRIBUTI TRABOTTI ANALITICAMENTE MAI LEGATE TRA LA ROTAZIONE " $\theta$ " DELLA SEZIONE E LO SPOSTAMENTO " $v$ " DELL'ASSE DELLA TRAVE.

-1° CONTRIBUTO (NON TRASCURABILE)



CONTRIBUTO DEL TORRENTO  $\rightarrow dl = -\theta \cdot dx$

-2° CONTRIBUTO (TRASCURABILE: INFINITESIMO DI ORDINE SUPERIORE) DOWTO ALLA CURVATURA



CONTRIBUTO DEL TORRENTO  $\rightarrow dl = -\frac{d\theta}{2} \cdot dx$

IL COEFFICIENTE D'INFLUENZA GODE DI DUE PROPRIETÀ:

(1) SIMEZZA →  $\delta(x, \xi) = \delta(\xi, x)$

(2) STAZIONARIETÀ → IL SUO VALORE DIPENDE SOLO DALLA DISTANZA TRA I PUNTI CONSIDERATI E NON DALLA POSIZIONE DEL PUNTO

$$\delta(\xi, x) = \delta(|\xi - x|)$$

• SOLUZIONI DEL PROBLEMA

LA SOLUZIONE RICHIEDE LA PRESA IN CONTO DELLE DUE EQUAZIONI E RISOLVERE

IL SISTEMA:

$$\begin{cases} \frac{d^2}{dx^2} \left( EJ \frac{dy}{dx} \right) = q(x) - r(x) & \text{EQ. DIFFERENZIALE DELLA TRAVE} \\ y(x) = \int_L \delta(|x - \xi|) \cdot r(x) dx & \text{EQ. DEL TERRENO} \end{cases}$$

• WINKLER

IL LEGAME COSTITUTIVO SUGGERITO LEGA IL CEDIMENTO DI UN PUNTO ALLA REAZIONE AGENTE UNICAMENTE SU QUEL PUNTO TRAMITE UN COEFFICIENTE DI PROPORZIONALITÀ "K<sub>1</sub>: COEFFICIENTE DI REAZIONE"

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

SE SI FA RIFERIMENTO ALLA REAZIONE r(x) PER UNITÀ DI LUNGHEZZA DELLA TRAVE, SI OTTIENE

$$y(x) = \frac{r(x)}{K} \quad \text{con } K = K_1 \cdot b : \text{ "MODULO DI REAZIONE" } [F \times L^{-2}]$$

SE SI INTRODUCE IL PARAMETRO  $\lambda = \frac{K}{4EJ}$  PARAMETRO DI RIGIDEZZA DEL TERRENO

PARAMETRO DI RIGIDEZZA DELLA TRAVE

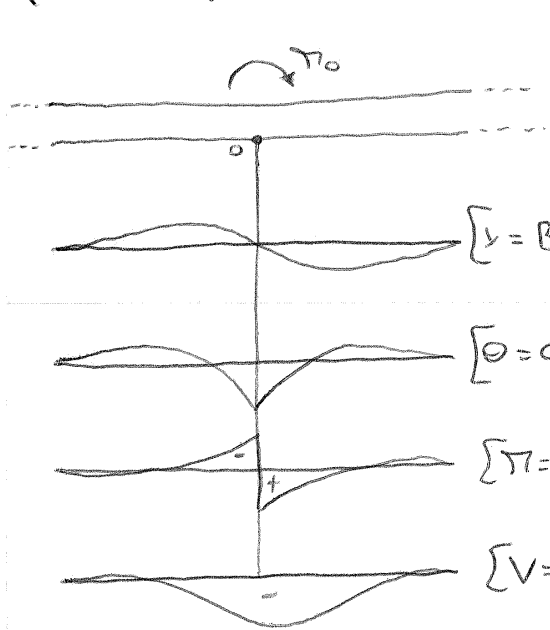
→ L'EQUAZIONE DELLA LINEA ELASTICA PUÒ ESSERE RISCITTA

$$\left[ \frac{d^4 y}{dx^4} + 4 \lambda^4 \cdot y = \frac{q(x)}{EJ} \right]$$

NB: IL PROCEDIMENTO GENERALE DI RISOLUZIONE DI EQUAZIONI DIFFERENZIALI ORDINARIE LINEARI COME QUEST'ULTIMA, PASSA ALLA COMBINAZIONE DI UNA SOLUZIONE PRINCIPALE CON "m" SOLUZIONI INDIPENDENTI DALL'OMOGENA ASSOCIATA, SE "m" È L'ORDINE DELL'EQUAZIONE DIFFERENZIALE.

I COEFFICIENTI DELLA COMBINAZIONE SONO DETERMINATI IN TANTO DA RISPETTARE LE CONDIZIONI AL CONTO PUNTO.

(CASO 2): TRAVE INFINITA SOLO CARICATA DA  $T_0$



$$[y = B \frac{\lambda^2}{K} T_0]$$

$$[\theta = C \frac{\lambda^3}{K} T_0]$$

$$[M = D \frac{T_0}{2}]$$

$$[V = -A \frac{\lambda}{2} T_0]$$

LA SOLUZIONE SI OTTIENE PENSANDO LE DUE FORZE  $P$  (DI SEGNO CONTRARIO) POSTE A DISTANZA  $e$  E IMMAGINANDO CHE IL TORRENTO  $(P \cdot e)$  DELLA COPPIA TENDA A  $T_0$  QUANDO IL BRACCIO  $e$  TENDE A ZERO.

L'ABBASSAMENTO DELLA CERNICIA A DISTANZA  $x$  PRODOTTO DALLE DUE FORZE E DATO DA:

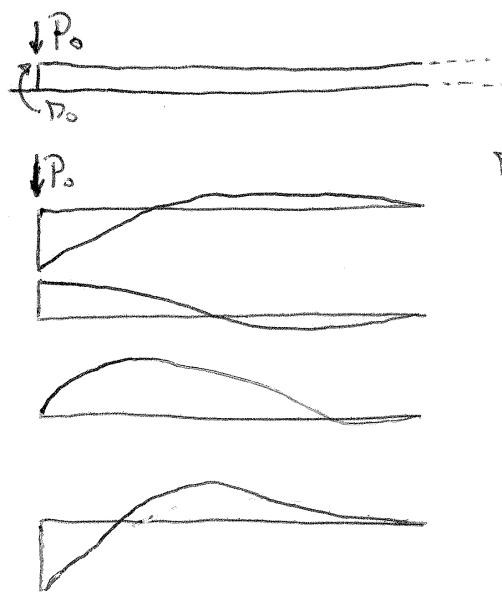
$$y = \frac{P \cdot \lambda}{2K} [A(x) - A(x+e)]$$

IL SECONDO PER  $e$  L'ESPRESSIONE PUO' SCRIVERSI IN FORMA:

$$y = \lim_{e \rightarrow 0} \frac{T_0 \cdot \lambda}{2K} \frac{A(x) - A(x+e)}{e} = \frac{T_0 \cdot \lambda}{2K} \cdot \frac{dA}{dx}$$

DATO CHE  $\frac{dA}{dx} = -2\lambda B \rightarrow y = \frac{T_0 \cdot \lambda}{2K} B(x)$  E DI CONSEGUENZA GLI ALTRI TERMINI CONTINUANDO A DERIVARE

(CASO 3): TRAVE INFINITA SOLO DA UNA PARTE



$$[y = D \frac{2\lambda}{K} P_0 - C \frac{2\lambda^2}{K} T_0]$$

$$[\theta = -A \frac{2\lambda^2}{K} P_0 + D \frac{4\lambda^3}{K} T_0]$$

$$[M = -B \frac{P_0}{\lambda} + A T_0]$$

$$[V = -C \cdot P_0 - 2B\lambda \cdot T_0]$$

(CASO 4): PASSAGGIO DALLA TRAVE INFINITA ALLA TRAVE FINITA

SI INTRODUCONO DELLE FORZE FITTIZIE CHE NEL TRATTO INTERESSATO, RENDONO LA TRAVE INFINITA EQUIVALENTE A QUELLA FINITA. DEVO SOTTARE OPPORTUNAMENTE LE SOLUZIONI RELATIVE ALLA TRAVE INFINITA E IMporre CONDIZIONI AL CONTORNO NECESSARIE PER RICORRERSI AL CASO DI TRAVE FINITA.

• VESIC

SE SI VUOLE RESTARE NELL'AMBITO DELL'UTILIZZO DEL MODELLO WINKLER (ESSENDO PIU' SEMPLICE), RISULTA UTILE CONSIDERARE LA CORRELAZIONE DI VESIC CHE DIMOSTRA CHE IL MODELLO WINKLER FORNISCE RISULTATI COMPATIBILI CON QUELLI OTTENIBILI CON UN MODELLO CONTINUO SE IL MODULO DI REAZIONE VIENE FISSATO

$$K = \frac{0,65 \cdot E}{1 - \nu^2} \sqrt[2]{\frac{E \cdot b^4}{(EJ)_{FOV}}}$$

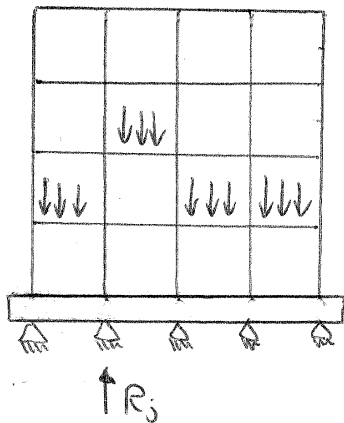
8) ITERAZIONE STRUTTURALE - FONDAZIONE

UN'ANALISI RIGOROSA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE INCHIESTE LO STUDIO DELL'INTERAZIONE TRA LA FONDAZIONE, LA STRUTTURA IN ELEVAZIONE E IL TERRENO. NE CONSEGUENTE CHE LE INCOGNITE DEL PROBLEMA NON SONO COSTITuite UNICAMENTE DALLE REAZIONI CHE IL TERRENO TRASMETTE (AD ESEMPIO AD UNA TRAVE), BENSI' ANCHE DALLE AZIONI CHE LA STRUTTURA E LA FONDAZIONE SI SCAMBIANO ALLA BASE DEI PIEDINTI.

• METODO DEI VINCOLI AUSILIARI

SI TRATTA DELL'INTRODUZIONE DI VINCOLI FITIZI PER SEMPLIFICARE L'ANALISI E CHE DOPO POI RITORNARE IN TODO OPPORTUNO. TUTTO CIO' PER CONSIDERARE LA SITUAZIONE REALE COME SOTTO 2 CASI

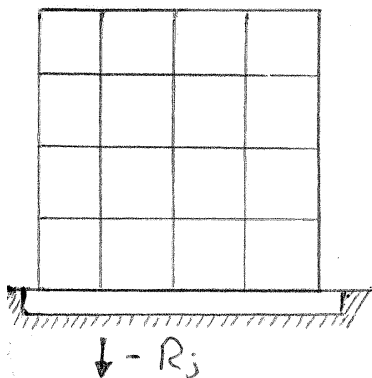
(CASO 1)



SE AL DI SOTTO DI OGNI PIEDINTO SI INTRODUCONO POTENZIALMENTE DEI VINCOLI FISSI, LE TRAVI SUPERIORI SI COMPORTRANO COME TRAVI SU APPOGGI FISSI E LA TRAVE DI FONDAZIONE RISULTA INERTI.

GLI APPOGGI AUSILIARI DEVONO, IN QUESTA SITUAZIONE ARBITRARIA, FORNIRE LE REAZIONI "Rj" TA, POICHE' TALI VINCOLI NON ESISTONO NELLA REALTA', ESSI DEVONO SUCCESSIVAMENTE ESSERE RITOLTI

(CASO 2)



LA SITUAZIONE VISTA NEL CASO PRECEDENTE EQUIVALE AD APPLICARE AL COMPLESSO COSTITUITO DALLA STRUTTURA SCALCA E DALLA TRAVE DI FONDAZIONE LE REAZIONI CAMBIANTE DI SEGNO E, IN QUESTA SECONDA FASE, LA TRAVE DI FONDAZIONE SI DEFORMA CON CONSEGUENTE STATICHE ANCHE SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.

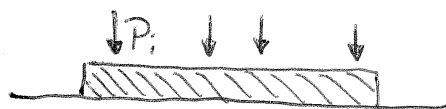
→ CONSIDERO SOLO LE RIGIDETA OCCORRE QUALIFICARE QUESTA SECONDA FASE E CAPIRE QUALI SONO LE FORZE SCAMBIATE TRA STRUTTURA E TERRENO.

(1)  $[D] = 0$

SE LA STRUTTURA SI PUO' CONSIDERARE FLESSIBILE, RISULTA LEGITTIMO ISOLARE LA FONDAZIONE E CONSIDERARLA SOGGETTA AD UNA CONFIGURAZIONE NOTA DEI CARICHI

$\rightarrow z_j = 0$  (LA STRUTTURA NON HA RIGIDITÀ)  $\rightarrow [R_j = X_j]$

SI TRATTA DI UN CASO CHE PUO' AVERE UN SIGNIFICATO REALE, CORRISPONDE INVECE AD UNA QUALUNQUE STRUTTURA ISOSTATICA, E LE REAZIONI SONO VALUTATE CON IL SOLO EQUILIBRIO



RISOLVO UNA TRAVE CON CARICHI NOTI PER RESISTO CON L'IPOTESI DI WINKLER

(2)  $[D] = \infty$

SE LA STRUTTURA VIENE INVECE SUPPOSTA DI RIGIDITÀ INFINITA, I CARICHI TRASMESSI ALLA FONDAZIONE POSSONO DETERMINARSI IPOTIZZANDO LA CONDIZIONE COSTRUTTIVA CHE I CEDIMENTI DEI PIEDRITTI SIANO ALLINEATI. (INDEFORNABILITÀ DELLA STRUTTURA).

$y_i = y_0 + \alpha_0 \cdot x_i$

INDICANDO CON:

$y_0$ : IL CEDIMENTO DEL PUNTO PIEDRITTO (ORIGINE DELLE  $x_i$ )

$\alpha$ : ROTAZIONE RIGIDA



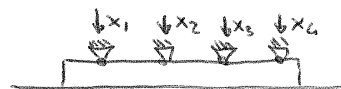
1- LA PRIMA EQUAZIONE E' QUELLA DI COINCIDENZA PER OGNI CARICO (M)

$M$ -EQUAZIONI  $\leftrightarrow$   $M$ -CARICHI  $\Rightarrow [y_i (TRAVE) = y_i (PIEDRITTO)]$

2- EQUAZIONE ALLA TRASLAZIONE VERTICALE

$$\left[ \sum_{i=1}^m P_i = \sum_{i=1}^m R_i \right]$$

SCHEMA STATICO DA CONSIDERARE:



3- EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE

$$\left[ \sum_{i=1}^m P_i \cdot x_i = \sum_{i=1}^m R_i \cdot x_i \right]$$

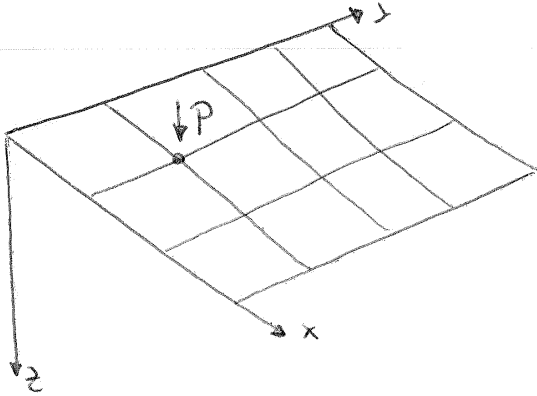
$\rightarrow$  RISOLVERE UNA TRAVE CONTINUA SU PIU' APPOGGI (STRUTTURA IPERSTATICA)

$\rightarrow$  COSI' FACENDO SI IPOTIZZANO  $(m+2)$  CONDIZIONI CHE CONSENTONO DI OTTENERE GLI  $M$  CARICHI  $P_i$  TRASMESSI ALLA FONDAZIONE, LO SPOSTAMENTO RIGIDO  $y_0$  E LA ROTAZIONE  $\alpha_0$

$$y_i = \sum_{j=1}^m \eta_{i,j} P_j \quad \left\{ \begin{array}{l} y_i (PIEDRITTO) = \sum_{j=1}^m R_j \cdot \delta(i,j) \\ y_i (TRAVE) = \sum (P_j - R_j) \cdot \eta(i,j) + y_0 + \alpha_0 \cdot x_i \end{array} \right.$$

## 9) GRATICCI DI TRAVI (SISTEMI DI TRAVI)

QUANDO IN PRESENZA DI CARICHI ZEVATI SI HA LA NECESSITA' DI AUTENTARE LA BASE DI APPOGGIO, COSI' COME QUANDO ALLA FONDAZIONE DEL'ESSERE ASSEGNATA UN'ADEGUATA RIGIDENZA PER TRIMITTARE I CARICHI DIFFERENZIALI, SI RICORRE ALL'IMPIEGIO DI FONDAZIONI A GRATICCIO.



OCORRE SODDISFARE TRA LE VARIE CONDIZIONI, QUELLA DELLA CONGRUENZA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI E QUELLA RELATIVA ALLA ROTAZIONE DELLE SEZIONI CORRESPONDENTI AI PUNTI D'INCONTRO DELLE TRAVI.

→ SEMPLIFICAZIONI:

- TRASCURARE LA CONGRUENZA ALLA ROTAZIONE NEL MODO COME SE LE TRAVI NON FOSSERO INCASTRATE TRA LORO, QUESTO PERCHÉ A SENO IN FESSURAZIONE RIDUCE LA RIGIDENZA TORSIONALE MA NON QUELLA FLESSIONALE

- CI SI LIMITA AD IPOTERE SOLO LA CONDIZIONE CHE IN OGNI MODO SIANO UGUALI GLI ABBASSAMENTI DELLE TRAVI  $[y_i^x = y_i^y]$
- PER TENER CONTO DELLA SOLIDARIETA' DELLA FONDAZIONE CON LA STRUTTURA IN ELEVAZIONE CONVIENE RICORRERE ALL'ESATE DELLE DUE CONFIGURAZIONI LIMITI.

(CASO 1) →  $[D] = \infty$

SE LA SOVRASTRUTTURA E' CONSIDERATA RIGIDA, I NODI DEL RETICOLO NON POSSONO SPOSTARSI RELATIVAMENTE, E DEVONO QUINDI APPARTENERE AD UN PIANO.

LA REAZIONE DEL TERRENO PUO' CONSIDERARSI CON BUONA APPROSSIMAZIONE DISTRIBUITA LINEARMENTE, E IN OGNI PUNTO DEL RETICOLO DI COORDINATE  $(x, y)$  PUO' ESSERE DETERMINATA CON LE REGOLE DELLA PRESSOFLESSIONE.

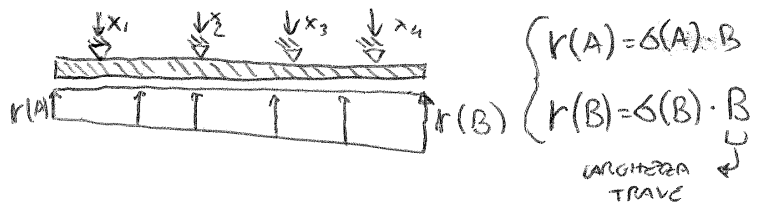
SE SI ADOTA UN MODELLO ALLA WINKLER, IL CARICHI DI OGNI PUNTO DELLA FONDAZIONE E' PROPORZIONALE ALLA "s" DEL TERRENO, A TENORE DEI COEFF. "K" DI WINKLER.

OCORRE DEFINIRE:

- $A_{TOT}$  DI IMPROVITA
- $G$ , BARRICENTRO DELLA FONDAZIONE
- $x, y$ , ASSI PRINCIPALI
- $J_x, J_y$ , MOMENTI D'INERTIA
- $\sum_{i=1}^n N_i = R$ , RISULTANTE DEI CARICHI
- $(T_{i,x}, T_{i,y}) \rightarrow e_x, e_y$ : COORDINATE DELL'ECCENTRICITA' DI R RISPETTO AL BARRICENTRO ALLA DIREZIONE DEGLI ASSI  $x, y$

$$[\sigma_t(x, y)] = \frac{R}{A} + \frac{R \cdot e_x}{J_y} \cdot x + \frac{R \cdot e_y}{J_x} \cdot y$$

↳ ISOLA OGNI SINGOLA TRAVE E LA CONSIDERO COME TRAVE CONTINUA SU APPOGGI FISSI



RISOLTO L'IPERSTATICA E DEFINISCO I DIAGRAMMI  $T, V$

ALL'IPERSTATICA ANCIATA DA  $r(x)$  E  $x_i$  SI DEVONO AGGIUNGERE EVENTUALI COPPIE CONCENTRATE TRASMESSE DA PIASTRE (D, SOLITO TRASCURABILI)

SE SI SUPPONE CHE LA TRAVE CONTINUI CON UNO SBAFFO (TENSION) OLTRE LA SERIE, SI PUO' PENSARE DI ASSORBIRE PER LA SUA RIGIDITA' UN VAZORE INTERMEDIO RISPETTO AGLI ULTIMI DUE CASI.

$$T_s^\infty = 0,75 \frac{K}{\lambda} \approx 0,38 T_\infty$$

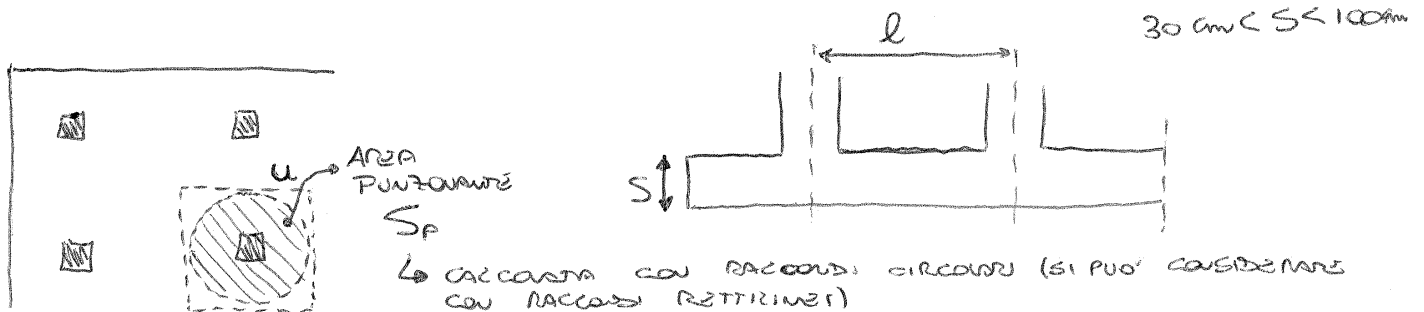
### 10) PIASTRE: PREDITENSIONAMENTO DI MASSIMA

- L'ESTENSIONE DELL'AREA DI IMPROVITA E' ESTREMAMENTE VASTA, PASSARE DA UN GRATICCIO AD UNA PIATRA NON COPORTA ESISTENZIALI VARIAZIONI (BOLBO TENSIONALE ANALOGO IN QUANTO DIPENDE DALLE INTENSIONI GLOBALI E DAL PESO GLOBALE)
  - I CEDIMENTI SONO I TERZESIMI, COSI' COME LA CAPACITA' PORTANTE
- LA NECESSITA' DI CREARE UNA PIATRA (O PUNDA) DISCENDE DA ESIGENZE DI IMPROVIZABILITA' (IN GENERE SI REALIZZANO PIASTRE DI SPESSORE COSTANTE)
  - PIATRA A SPESSORE COSTANTE: E' LA PIU' UTILIZZATA, SI TRATTA DI UN SOLAIO PUNZONATO.
- UNA PIATRA HA UNA RIGIDITA' NON COSI' ELEVATA E LO SPESSORE E' FUNZIOE DEL TASSO CANCO TRASTESSO DAI PIASTRU E DAI PROBLEMI DI TAGLIO E DI PUNZONAMENTO
- ESISTONO DIVERSE TIPOLOGIE DI PIASTRE:

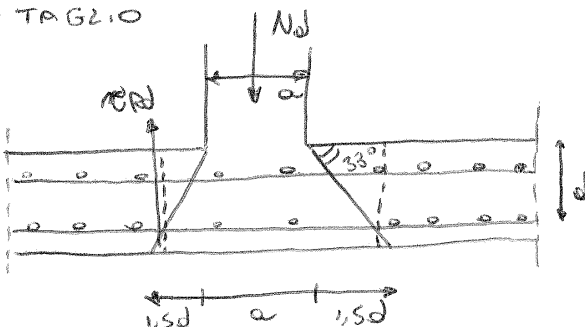
(1) PIATRA LERATA: SIMILE AD UN GRATICCIO A CUI SONO STATI CHIUSI I VUOTI. PER IL PREDITENSIONAMENTO SI UTILIZZANO CATERI SIMILI A QUELLI UTILIZZATI PER I GRATICCI ED I COPRI CENTRALI DEVONO ESSERE MONTATI CON IL SOLO SCOPO DI ASSORBIRE LE PRESSIONI RESIDUE DEI PIASTRU

(2) PIATRA CELLULARE: DUE SOLETTE CON INTERPOSTI SETTI DI C/S AL FINE DI INCREMENTARE LA RESISTENZA

### -TAGLIO E PUNZONAMENTO



#### • TAGLIO



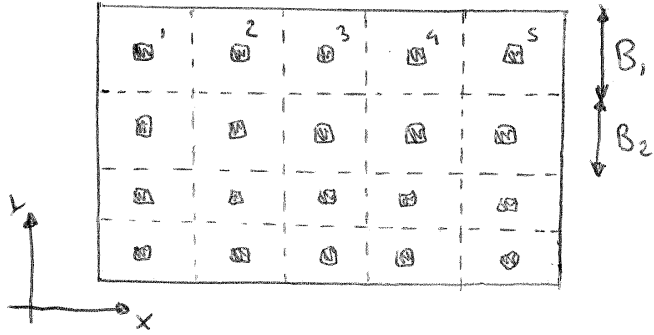
ATTAGIMO CHE LA PIATRA SI ROMPE LUNGO IL PERIMETRO  $S_p$   
 → SU TALE SERIE SI SVILUPPANO TENSIONI TANGENZIALI  $\tau_{RD}$

$$\tau_{RD} \approx \begin{cases} 0,26 \rightarrow f_{cr} = 20 \\ 0,30 \rightarrow f_{cr} = 25 \end{cases} \quad [N/mm^2]$$

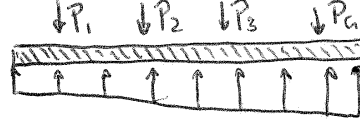
- CALCOLO DISTRIBUZIONE SFORZI INTERNI

• METODO SEMPLIFICATO DELLE STRISCE (POTZATI)

SI INDIVIDUANO ALL'INTERNO DELLA PASTA DELLE "STRISCE VIRTUALI", DA CALCOLESI IN ENTRAMBE LE DIREZIONI, COTE STRISCE REGDE SOGGETTE OGNI VOTA ALL'INTERO CARICO TRASTESSO DAI PIASTRI.



SI ISOLA CASCUNA STRISCA E SI APPLICANO I CARICHI DOLTI AI PIASTRI P; (NOTI)



→ VALUTO L'AMPIEZZA INTERIORE E SUPERIORE

$A_{f, SUP} = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$  → 100% AMPIEZZA GLOBALE CHE DEVE ESSERE EQUISPARTITA IN DIREZIONE X

$A_{f, INF}$  → IN DIREZIONE Y: CONCENTRATA TAGGIONANTE SOTTO I PIASTRI



→ IN OGNERE SI UTILIZZA UNA RETE ELETROSALEDATA COTE AMPIEZZA, TA CO' GENERA PROBLEMI DI FESSURAZIONE, SOPRATTUTTO SE UTILIZZATA COTE AMPIEZZA INTERIORE.

→ A DIFFERENZA DEL GRATICCO, OGNI STRISCA E' CARICATA CON L'INTERO CARICO TRASTESSO DAI PIASTRI E NON ALIQUOTA LUNGO X E LUNGO Y, NON SI TRATTA DI UN SOVRADIMENSIONAMENTO, E' COMETTO.

→ "f" FA EQUILIBRIO SOLO AI CARICHI DELLA STRISCA, VALUTO M, V E DETERMINO SPESSORE, QUANTITATIVI DI AMPIEZZA E COLO DISTRIBUZIONE.

→ SU LIBRO CI SONO SOLUZIONI DI PIASTRE CIRCONDI, RETTANGOLARI O QUADRE CON CARICO DISTRIBUITO O CARICO LINEARE AI BORDI (PAG. 334)

→ SI ESCLUDE LA POSSIBILITA' DI CALCOLE L'AMPIEZZA PENSANDO ALLO SCARICAMENTO DI PIASTRA SU APPOGGI FISSI.



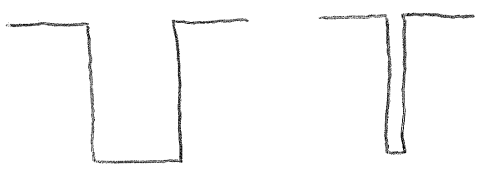
● DISTRIBUZIONE DELL'INTENSITÀ DI FLESSIONE

- (1) SI INDIVIDUANO LE PIASTRE DELLE PASCHE CENTRALI (AL DI SOTTO DEI PIASTRI) E LATERALI (ADIACENTI A QUELLA CENTRALE).
- (2) PER COPRIRE I TORRENTI DI CONTINUITÀ (CHE GENERANO TRAZIONI NELLE FIBRE INFERIORI DELLA PIASTRA), L'INTENSITÀ VIENE DISTRIBUITA PER UN 75% NELLA FASCIA CENTRALE E PER IL RESTANTE 25% NELLE DUE LATERALI.
- (3) PER I TORRENTI DI COPERTA L'INTENSITÀ VIENE INVECE DISTRIBUITA UNIFORMEMENTE SULLA FACCE SUPERIORE DELLA PIASTRA

II) FONDAZIONI SU PALI

PALO: ELEMENTO TOLTO SOTTO, CON RAPPORTI  $L/D$  TOLTO ELEVATI. SONO LE FONDAZIONI PROFONDE PIÙ FREQUENTI, IMPLICANO UNA TRASMISSIONE DELLE PRESSIONI AL TERRENO DIFFERENTE RISPETTO ALE FONDAZIONI SUPERFICIALI.

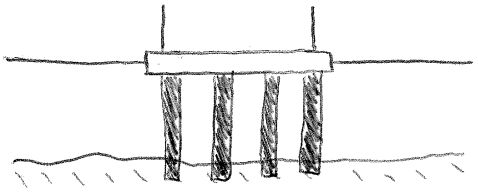
FONDAZIONI PROFONDE:



POSSONO ESSERE TOLTO TORRE (POZZI DI FONDAZIONE) O TOLTO SOTTO,

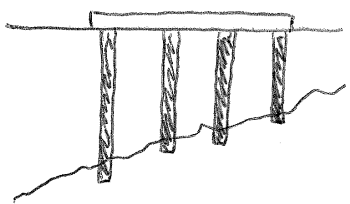
I MOTIVI PER CUI SI RICORRE ALL'USO DI PALI POSSONO ESSERE MOLTIPLICI: NECESSITÀ DI LIMITARE I CEDIMENTI DELLA STRUTTURA, DI DIFENDERE DA FENOMENI DI EROSIONE LE FONDAZIONI DI PONTI CHE RICADONO IN ALVEO, REALIZZAZIONE DI STRUTTURE OFF-SHORE E INTERVENTI DI SOTTOFONDAZIONE.

→ POSSO TRASFERIRE GRAN PARTE DEL CARICO DELLA PIASTRA AD UNO STRATO PROFONDO PIÙ RESISTENTE: IN TAL CASO I PALI FUNZIONANO COE PIASTRI.



(1)

→ OPPURE SI HA UN TERRENO SCIOLO UNDO UN PENDIO, APPOGGIATO SU UN BED-ROCK LAO ORIZZONTALE, APPLICO LA FONDAZIONE DIRETTAMENTE SU STRATO COMPETENTE



(2) PIASTRI DI LUNGHEZZA DIVERSA TRA COLO

I CASI (1) E (2) VENGONO CHIAMATI [PALI A CARICO DI PUNTA]

● **TICROPALI**

QUELLI PIU' UTILIZZATI SONO QUELLI SBULBATI (TUBFIX)

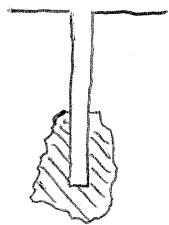
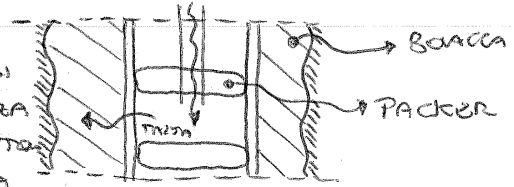
→ SI ESEGUE UNA PENETRAZIONE DI PICCOLO DIAMETRO (200÷300 mm), PER CUI PUO' AVERE UNA QUALSIASI INCLINAZIONE, VIENE CALATO UN TUBO IN ACCIAIO CHE E' IL VERO E PROPRIO PALO (1100 mm).

QUESTO L'ASCELA UN INTERCAPEDINE INTORNO PER COTTARE LA "BOACCIA" E CREARE UNA COTTICIA INTORNO AL PALO.

L'INTERO TUBO VIENE MANTENUTO VUOTO.

IL TUBO E' DOTATO DI FOVI CHIUSI DA GOMME DI GOTTA (TUBO VALVOLATO), PER TUTTA LA LUNGHERA O SOLO SULLA PARTE TERMINALE, QUESTI PERMETTONO DI INIETTARE LA MALTA DALL'INTERNO SENZA INTORNO. CON UN DISPOSITIVO DETTO "PACKER" SI ISOLANO I DIVERSI TRATTI DEL FOVO E SI CALA UN TUBO CHE INIETTA MALTA.

LA MALTA ESCE SOLO DAI FOVI VOLUTI, SPACCA LA BOACCIA E VA A COMPATTARE IL TERRENO CHE ASSUME UNA FORMA TONDO INEGOLARE, INCREMENTANDO IL DIAMETRO DEL PALO



**PALI SBULBATI:** SONO NATI COME PALI DI SOTTOFONDAZIONE AL FINE DI ARRECARRE IL DIVIOTO D'INTERFERENZA ALLE OPERE ESISTENTI.

PER LA LORO VERSATILITA' SONO STATI ESTESI ANCHE A COSTRUZIONI EX-NOVO COME VANI E PROPRIO PALI DI FONDAZIONE.

→ VENGONO UTILIZZATI COME OPERE DI SOSTEGNO PRESSIBILI

"BERLINESI DI TICROPALI": NUMEROSI PALI AFFIANCATI TRA LORO, CON INTERASSE MAGGIORE DEL DIAMETRO O INTERSECATI TRA LORO; VENGONO INTORNO IN TESTA PERMEANTE UNA TRAVE CHE LI RENDE SOLIDALI.

● **PALIFICATA;** PALI DISTRIBUITI AL DI SOTTO DI UNA PLATEA CHE FA DA COLLEGAMENTO

→ TRASCURARE L'INTERAZIONE PLATEA-TERRENO PORTA AD UN SOVRADimensionAMENTO DEI PALI PERCHE' SI TRASCURA LA CAPACITA' PORTANTE DELLA PLATEA

● **TOLTO FREQUENTE L'APPROCCIO DEI PALI COME ADUTTORI DI CEDIMENTI**

→ SPESSE UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE E' CARATTERIZZATA DA CAPACITA' PORTANTE MOLTO ELEVATA, ANCHE IN PRESENZA DI TERRENI SCADENTI, MA IN COMPENSO SI DETERMINANO NOTEVOLI CEDIMENTI; SI INSERISCONO DEI PALI AL FINE DI RIDURRE QUESTI ULTIMI.

I PALI ASSORBONO SOLO UNA QUOTA DEL CARICO (ES. 50%) AL VARIARE DELLA RIGIDERTA. IN GENERALE IL PALO E' UN ELEMENTO MOLTO RIGIDO CON PICCOLI CEDIMENTI

→ AFFINCHÉ ESSO ASSORBA PARTE DEL CARICO IL PALO DEVE LAVORARE A STATO LIMITE ULTIMO (SLU); PERCIÒ SONO NECESSARIE ANALISI SU PALO SINGOLO, PROPRIO A SLU.

0 CEDIMENTO DEI PALI ISOLATI

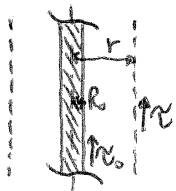
LA VARIAZIONE DEL CEDIMENTO DI UN PALO POTREBBE RIVESTIRE IN SE SCARSA RILEVANZA APPLICATIVA, ESSENDO IL COMITO DI UN PALO QUELLO DI TRASFERIRE I CARICHI A STRATI DI TERRENO AVENTI CARATTERISTICHE TECNICHE TALI DA RENDERE TRASCURABILI I CEDIMENTI.

L'INTERESSE STA NEL FATTO CHE L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEL PALO ISOLATO RAPPRESENTA IL PUNTO DI PARTENZA PER L'ANALISI DELLA PALIFICAZIONE, CHE PUO' MANIFESTARE INVECE CEDIMENTI SIGNIFICATIVI.

→ VA PREZIOSO CHE IL COMPORTAMENTO DI UNA FONDAZIONE DI PALI E' INFLUENZATO MOLTO DI PIU' DAI DETTAGGI COSTRUTTIVI CHE DAI PARAMETRI DEL TERRENO, PER QUESTO MOTIVO LO STRUMENTO PIU' EFFICACE RIMANE LA PROVA DI CARICO.

ASSUNZIONI: PALO INTERSO IN UN TERRENO ELASTICO E CONTINUO.

(Hp 1): PALO RIGIDO -  $w_B = w_T$  (CEDIMENTO ALLA BASE = CEDIMENTO ALLA TESTA)



IL CARICO E' TRASFERITO DAL FUSTO DEL PALO AL TERRENO CIRCOSTANTE, CON VARIAZIONI TRASCURABILI DELLA TENSIONE VERTICALE.

L'EQUILIBRIO RICHIEDE:

$$[\tau_0 \cdot R_0 = \tau \cdot r]$$

DOVE  $\tau_0$  E  $\tau$  SONO LE TENSIONI TANGENZIALI AGENTI ALL'INTERFACCIA E A DISTANZA RADIALE r.

SE 'w' E' IL CEDIMENTO VERTICALE DEL PALO, LA DEFORMAZIONE DI TAGLIO PUO' ESPRIMERSI NELLA FOIATA:

$$\gamma \approx \frac{dw}{dr} \quad \text{E POENDO } \gamma = \frac{\tau}{G} \quad \rightarrow \quad \left[ w = \int \frac{R_0}{R_0} \frac{\tau_0 R_0}{G \cdot r} \cdot dr = \frac{\tau_0 \cdot R_0}{G} \cdot \ln \left( \frac{R_L}{R_0} \right) \approx \frac{4 \tau_0 R_0}{G} \right]$$

' $R_L$ ': RAGGIO DI ESTINZIONE, DISTANZA ALLA QUALE NON SI RISENTE PIU' DEL CEDIMENTO

$R_L \approx 30 \div 50 R_0$  ED IL TERMINE  $\ln \left( \frac{R_L}{R_0} \right)$  E' ASSUNTO PARI A "4"

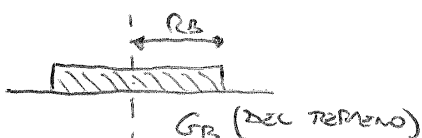
LA RELAZIONE CARICO CEDIMENTO PUO' ESSERE OTTENUTA A QUESTO PUNTO OSSERVANDO CHE LA RESISTENZA LATERALE (PORTATA LATERALE) E' DATA DALL'ESPRESSIONE:

$$P_L = 2 \pi R_0 \cdot L \cdot \tau_0 \quad \Rightarrow \quad \text{SOSTITUENDO} \quad \left[ \frac{P_L}{w} = \frac{\pi \cdot L \cdot G}{2} \right]$$

LUNGHEZZA DEL PALO

(SE CONSIDERO UN TERRENO ETEROGENEO (G VARIABILE) ALLORA  $P_L$  RAPPRESENTA IL VALORE MEDIO DI  $P_L$  LUNGO LA LUNGHEZZA DEL PALO)

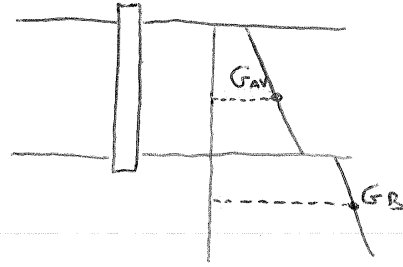
PER QUANTO CONCERNE LA PORTATA DI BASE, UN ANALOGA RELAZIONE E' DATA DALLA SOLUZIONE RELATIVA AD UNA PIASTRA RIGIDA INTERAMENTE CON UN SOTTOPAVIMENTO ELASTICO:



$$\left[ \frac{P_B}{w} = \frac{4 R_B \cdot G_B}{(1-\nu)} \right]$$

LA RELAZIONE TRA CARICO TOTALE E CEDIMENTO SI OTTIENE OSSERVANDO CHE, PER L'IPOTESI DI PALO RIGIDO, I CEDIMENTI ALLA BASE E LUNGO IL FUSTO DEVONO ESSERE UGUALI:

$$\left[ \frac{P_T}{W} = \frac{P_L + P_B}{W} = \frac{\pi L G_{AV}}{2} + \frac{4 R_B G_B}{(1-\nu)} \right]$$



(Hp2): PALO FLESSIBILE

- PALO RIGIDO → SE  $\frac{L}{R_0} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E(PALO)}{G_L}}$

- AL CONTRARIO, SE  $\frac{L}{R_0} \geq 3 \sqrt{\frac{E(PALO)}{G_L}}$  IL PALO PUÒ ESSERE COSÌ BREVE DI LUNGHEZZA INFINITA, NEL SENSO CHE IN QUESTO CASO, IL CARICO NON RAGGIUNGE LA BASE, MA VIENE EQUILIBRATO DALL'ATTRITO DEL TERRENO SVILUPPATO LUNGO UN TRATTO, DEFINITO "LUNGHEZZA ATTIVA", PAV A:

$$L_a = 3 R_0 \cdot \sqrt{\frac{E(PALO)}{G_L}}$$

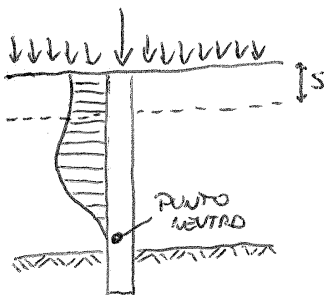
IN QUESTO CASO LA RELAZIONE CARICO - CEDIMENTO PUÒ ESSERE VALUTATA CON L'ESPRESSIONE APPROSSIMATA:

$$\frac{P}{W} = \pi R_0 \cdot G_{AV} \cdot \sqrt{\frac{E(PALO)}{2 \cdot G_L}}$$

$G_L$ : VALORE DEL TORSOLO DI TAGLIO ALLA PROFONDITÀ CORRISPONDENTE ALLA LUNGHEZZA ATTIVA

$G_{AV}$ : VALORE TORSIO NEL TRATTO DI TALE LUNGHEZZA.

• ATTRITO NEGATIVO



QUANDO IL PALO ATTRAVERSA UNO STRATO DI TERRENO MOLTO COMPRESSIBILE PER ATTRAVERSARE IN UNO PIÙ CONSISTENTE, SE IL PRATO DI ESSI MANIFESTA CEDIMENTI PER UNA QUALUNQUE CAUSA, IL PALO È SOCCETTO AD "ATTRITO NEGATIVO".

OSSIA, ALL'ALTEZZA DELLA PROFONDITÀ DOVE LO SPOSTAMENTO DEL TERRENO SUPERA QUELLO DEL PALO, SI HA UN'INVERSIONE DELLE FORZE DI ATTRITO CHE VIENGO COSÌ A COSTITUIRE UN CARICO ADDIZIONALE PER IL PALO.

→ PER UNA STRATA APPROSSIMATA:

(i) SI IPOTIZZA CHE IL "PUNTO NEUTRO", OSSIA LA PROFONDITÀ ALLA QUALE LO SPOSTAMENTO DEL PALO UGUAGLIA QUELLO DEL TERRENO, SIA COINCIDENTE CON L'INTERFACCIA DEI DUE STRATI.

(ii) SI VALUTA L'ATTRITO NEGATIVO, PENSATO AGENTE LUNGO TUTTO IL TRATTO DI PALO CHE ATTRAVERSA LO STRATO COMPRESSIBILE, CON LA RELAZIONE

$$[\tau_m = \beta \cdot \sigma'_{vo}]$$

$$\beta = \begin{cases} 0,20 - 0,25 & (\text{ARGILLE}) \\ 0,25 - 0,35 & (\text{LIMI}) \\ 0,35 - 0,50 & (\text{SABBIE}) \end{cases}$$

(2) SE I PALI VENGONO INSTALLATI TRAMITE PREVENTIVA ESECUZIONE DI UN FOLO, SUCCESSIVAMENTE RIPIETTO CON CALCESTRUZZO, ESSI VENGONO INDICATI COME "PALI TRAVERTI".

(29)

IN QUESTO CASO IL PROCESSO DI REALIZZAZIONE DEL FOLO COPROVA UNA RIDUZIONE DELLO STATO DI STORBO INIZIALE, CON CONSEGUENTI FENOMENI DI RICOMPIAMENTO E AUTURNO DEL CONTENUTO D'ACQUA IN PROSSIMITA' DELL'INTERFACCIA. DURANTE LA FASE DI GETTO LE CONDIZIONI INIZIALI VENGONO RIPRISTINATE SOLO IN PARTE

→ TOTALITÀ ESECUTIVE

(i) ESECUZIONE DELLA PENFORAZIONE:

- CON INVESTIMENTO → SCAVO ESEGUITO CON SQUA A PERCUSSIONE ALL'INTERNO DI UN INVESTIMENTO TOTALE FISSO. INFISSIONE DEL RIVESTIMENTO CON TOUSA A BRACCI OSOLANTI E SCAVO CON BENNA A VALVE.
- SENZA INVESTIMENTO → SCAVO A ROTAZIONE, LA REALIZZAZIONE DI PALI PREVIA ASPERAZIONE DI TERRENO CREA DISTURBO NEL TERRENO CIRCOSTANTE, ALTERANDO LO STATO DI TENSIONE, MA IN MISURA MINORE RISPETTO AI PALI BATUTI.
- CON FRANGO BENTONITICO → SE LA NATURA DEL TERRENO È TALE DA NON GARANTIRE LA STABILITÀ DEL FOLO (SABBIE O GHIAIE), VANNO UTILIZZATE ADEGUATE PRECAUZIONI. I FRANCHI OLTRE A STABILIRE IL FOLO, POTRANNO IN SUPERFICIE I DEINTI DI PENFORAZIONE (CIRCONFERENZE DEL FOLO DIRETTA O INVERSA).

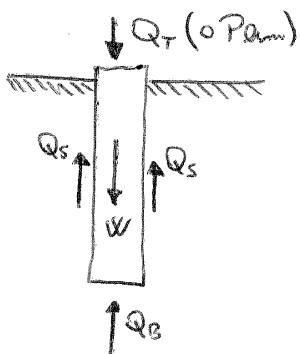
(ii) POSIZIONAMENTO DELL'ANTENNA:

L'ANTENNA NON DEVE ESSERE A CONTATTO DIRETTO CON IL TERRENO, L'INTERSPAZIO TRA LE BRACCE DEVE TENERE CONTO DELLA GRANULOMETRIA DEGLI INERTI, L'ANTENNA DEVE ESSERE TENUTA SOSPESA DURANTE IL GETTO E LA TATURAZIONE DEL CUS.

(iii) GETTO DEL CALCESTRUZZO:

L'INTERVALLO DI TEMPO TRA LA PENFORAZIONE ED IL GETTO DEVE ESSERE IL PIÙ RIDOTTO POSSIBILE.

● CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO SINGOLO



LA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO VIENE DEFINITA COME SOMMA DELLA PORTATA LIMITE DI BASE  $Q_B$  E DELLA PORTATA LIMITE DEL TRATTO LATERALE  $Q_S$ , PER CUI LA CONDIZIONE DI EQUILIBRIO A SLU È ESPRESSA CON:

$$[Q_T + W = Q_B + Q_S] \quad \text{CON } W: \text{ PESO DEL PALO}$$

LA TOBILITAZIONE DELLE DUE COMPONENTI NOTIÈDE SPOSTAMENTI RELATIVI TRA IL PALO ED IL TERRENO CIRCOSTANTE SENSIBILMENTE DIVERSI.

Si aggiunge una correzione per tener conto dell'approfondimento

$$N_s = 0,55 \cdot C_u^{0,7} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0,3} \cdot \left(\frac{L_0}{L_s}\right)^{0,2}$$

Il metodo è rimane poco soddisfacente da un punto di vista teorico (abbondare l'approdo in termini di tensioni totali)

→ Metodo β

$$[f_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{vo} \tan \delta]$$

K: è da intendersi come un coefficiente di spinta che che conta la tensione orizzontale efficace agente sul palo all'istante di rottura, alla tensione verticale efficace iniziale.

Burando propone di assumere per il coeff. di spinta "K" il valore corrispondente alla situazione a riposo "K<sub>0</sub>" e ipotizza che l'angolo di attrito all'interfaccia δ sia pari all'angolo di resistenza al taglio φ', per cui:

$$[\delta = \phi'] \leftrightarrow [K = K_0 = 1 - \sin \phi']$$

$$\Rightarrow [f_s = (1 - \sin \phi') \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' = \beta \cdot \sigma'_{vo}] \quad \text{con } \beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi'$$

(i) per argille tenere  $\beta = 0,25 \div 0,30$

(ii) per argille consistenti  $K = \frac{1 + K_0}{2}$  (flating) e  $K_0 = (1 - \sin \phi')^{0,95}$  (pali trivellati)

• Pali in terreni non coesivi (sabbie) - [Pali infissi]

(a) Portata di base

La valutazione teorica della portata di base dei pali infissi in terreni sabbiosi, può essere effettuata utilizzando le metodologie già esaminate a proposito delle fondazioni superficiali

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \sum_{i=0}^n N_i + q' N_q \rightarrow [q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{vo}]$$

=0  
trascurabile rispetto  
alla lunghezza

Il valore del coeff. di capacità portante "N<sub>q</sub>" dipende dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dalla forma e dalla profondità relativa della fondazione, nonché dal meccanismo di rottura ipotizzato.

→ la tendenza è stata quella di correlare i parametri di progetto ai risultati di prove in sito

- Per prove CPT:  $q_{lim} \approx q_c$

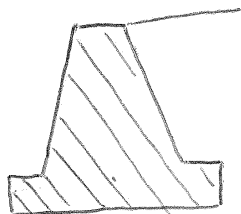
- Per prove SPT:  $q_{lim} = \begin{cases} 0,4 \cdot N_{SPT} & \text{(Sabbie e Ghiaie)} \\ 0,3 \cdot N_{SPT} & \text{(Liti non plastici)} \end{cases}$

## 12) STRUTTURE DI SOSTEGNO

(29)

Con il termine STRUTTURE DI SOSTEGNO si indicano gli interventi in grado di garantire stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile.

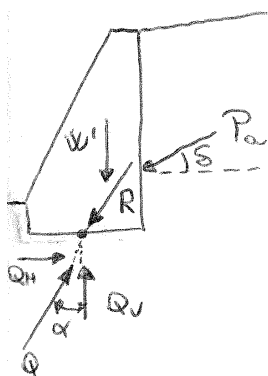
• Il termine TURO A GRAVITÀ indica una struttura in pietra o calccestruzzo (la cui stabilità dipende dal peso proprio). Le dimensioni dell'opera sono solitamente fissate dal criterio che in nessuna sezione si producano sforzi di trazione.



La base ha solitamente dimensioni variabili  $\approx \frac{1}{2} + \frac{2}{3} h$  (dell'altezza) e tali dimensioni derivano dall'esigenza di avere una sezione interamente reagente.

La deformabilità di tali strutture è ai fini pratici trascurabile, si suppone quindi che esse subiscano solo movimenti rigidi (non entrano in gioco le rigidezze

relative suolo-terreno). Il sistema è staticamente determinato e per risolvere il problema sono sufficienti le eq. di equilibrio.



si supponga che la forza  $P_a$  (con obliquità pari all'angolo di attrito suolo-terreno  $\delta$ ) rappresenti la spinta attiva sia  $W'$  il peso del muro.

La risultante delle azioni trasmesse al terreno è rappresentata dalla forza  $R$ , alla quale fanno equilibrio le componenti  $Q_v$  e  $Q_h$  della reazione del terreno.

→ La resistenza passiva agente a valle della fondazione del muro è usualmente trascurata, sia perché in tal caso il terreno è soggetto a cicli di essiccamento che rendono incerta la valutazione dei parametri, sia perché il terreno stesso può essere facilmente asportato o eroso.

(i) il muro deve essere stabile nei riguardi della traslazione orizzontale quindi non scivolare

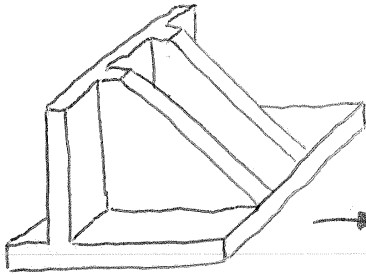
(ii) la risultante  $R$  trasmessa al terreno di fondazione deve risultare inferiore al unico limite di quest'ultimo

(iii) per quanto concerne la verifica al ribaltamento, va osservato che essa è soddisfatta se la retta d'azione della risultante  $R$  interseca la sezione di base del muro

OSSERVAZIONI: l'aumento di eccentricità è prodotta l'insorgere di fenomeni di punteggiatura, per cui l'analisi di stabilità dev'essere ricondotta a quella di operaia poggiate.

Il predimensionamento viene effettuato per tentativi, secondo procedure solitamente approssimate, per rendere più precisa questa fase, sono stati elaborati alcuni abachi che fanno riferimento ad alcuni soggetti geometrici

• I TURI A CONTRAFFORTI SI DIFFERENZIANO DAI TURI A TENSOA PER LA PRESENZA DI INDUGENTI, INSERTI A SOSTEGNO DELLA LAstra VERTICALE



QUANDO L'ALTEZZA DEL TURO SUPERA I 10-12 m, LO SPESORE DELLA TENSOA RICHIESTO, PER FAR FRONTE ALL' SOLLECITAZIONE DIVENTA SIGNIFICATIVO, PER CUI SI AVVERBA L'ESIGENZA DI PASSARE DA UNA PIASTRA MASSICIA AD UNA MENNA.

→ UNA PIASTRA SOLIDA PREVEDE L'INTRODUZIONE DI "CONTRAFFORTI INTERNI", PER CUI LA PIASTRA FRONTALE FUNZIONA COME L'ALA DI UNA SEZIONE AT E L'ANTENNA DI TRAZIONE È DISPOSTA COME MENNA.

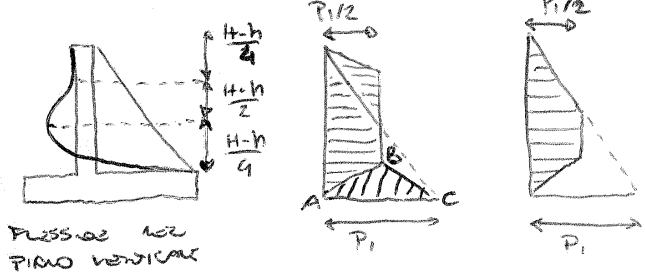
→ L'INTRODUZIONE DI CONTRAFFORTI ESTERNI È TANTO INTERESSANTE DA UN PUNTO DI VISTA TECNICO ED ESTETICO

BENCHÈ LA STRUTTURA IN SÈ RISULTI PIÙ LEGGERA CON L'INTRODUZIONE DEI CONTRAFFORTI, PER QUANTO CONCERNE LA FASE DI PROGETTAZIONE VALEGGIO LE CONSIDERAZIONI A PROPOSITO DEI TURI A TENSOA.

PROGETTO STRUTTURALE:

→ PARTENDO DALLA PIASTRA FRONTALE SI OSSERVA CHE SI TRATTA DI UN ELEMENTO BIDENTRINALE, LIBERO NELLA PARTE ALTA E VINCOLO INTENDENDO AI CONTRAFFORTI E IN BASSO ALLA FONDAZIONE.

L'EFFICACIA DEI VINCOLI LATERALI VARIA LUNGO L'ALTEZZA E PER TENER CONTO DI TALE VARIAZIONE SI SURRENDERÀ DI CALCOLE I MOMENTI DI COPERTA E DI APOGGIO DELLA PARTE VERTICALE IN POSIZIONE ORIZZONTALE SECONDO IL SEGUITO DIAGRAMMA



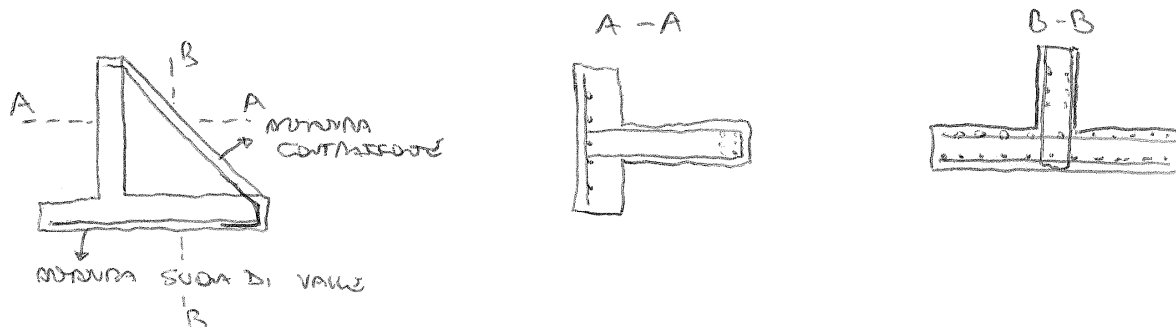
IN ENTRAMBI I CASI IL VALORE  $P_1$  È QUELLO CHE SI OTTIENE DALL'APPLICAZIONE DELLA LEGGE DI RANKINE. SI ASSUME INOLTRE CHE LA RISORSA CORRISPONDENTE AL TRIANGOLO ABC VENGA TRASFERITA COME CARICO VERTICALE ALLA FONDAZIONE

DISPOSIZIONI, NOTE:

SU ENTRAMBE LE PARTI VERTICALI DEV'ESSERE PRESENTE UN'ANTENNA ORIZZONTALE E VERTICALE MINIMA, RICHIESTA PER COMPENSARE GLI EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI, INANZI ALLE IMPEDIRE.

IL CALCOLO DELLA SUA FONDAZIONE A VALLE SI RIFERISCE A QUELLO DI UNA TENSOA, RISULTA INVECE COMPRESSO IL CALCOLO DELLA SUA FONDAZIONE DI FONTE PERCHÈ SI TRATTA DI UNA PIASTRA RELATIVAMENTE SPessa CON VINCOLI DI DIFFERENTE EFFICACIA SU TRE LATI E LIBERA SUL QUARTO

IL CALCOLO DEI CONTRAFFORTI VA ACCORDATO A QUELLO DI UNA TENSOA DI ALTEZZA VARIABILE.



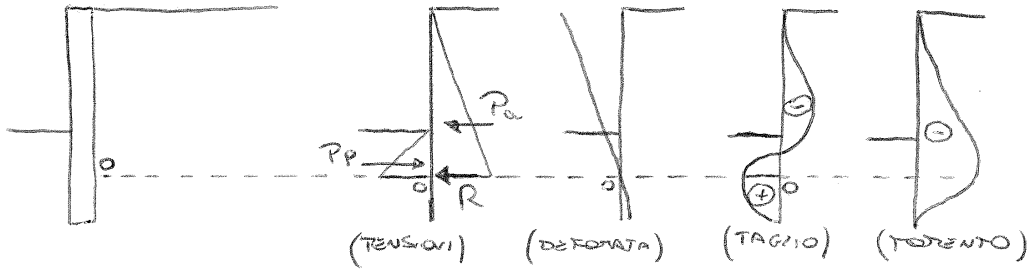


(ii) NEL CASO SI INTRODUCA L'IPOTESI DI ESTREMO FISSO, LA STRUTTURA È IPERSTATICA E TROVATAMENTE NON SI PUÒ PRESUNDERE DALLE CONDIZIONI DI CONGRUENZA.

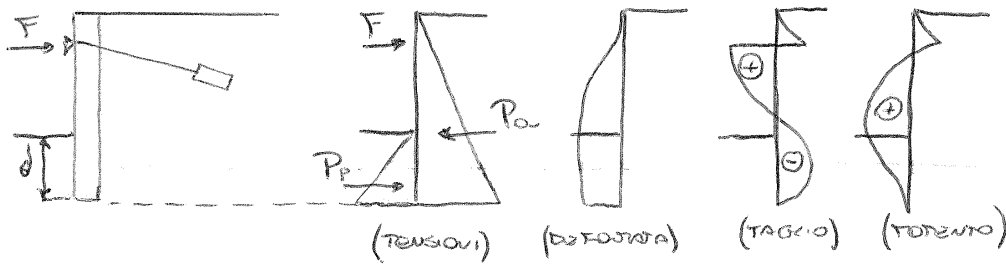
PRENDENDO QUINDI DALL'OSSERVAZIONE CHE CI SARA' UN PUNTO "C", IN CORRESPONDENZA DEL QUALE CI SARA' TORRENTO NULLO, SI PUÒ PENSARE DI INSERIRE IN CORRESPONDENZA DI TALE SEZIONE UNA CERNIERA SPERANDO COSÌ LA STRUTTURA IN DUE TRAVI SEPARATE, LA PRIMA ESTREMAMENTE APPOGGIATA E QUELLA INFERIORE COSTITUITA DA UNA TENSOA

→ RASSUMENDO, I TRE CASI SARANNO:

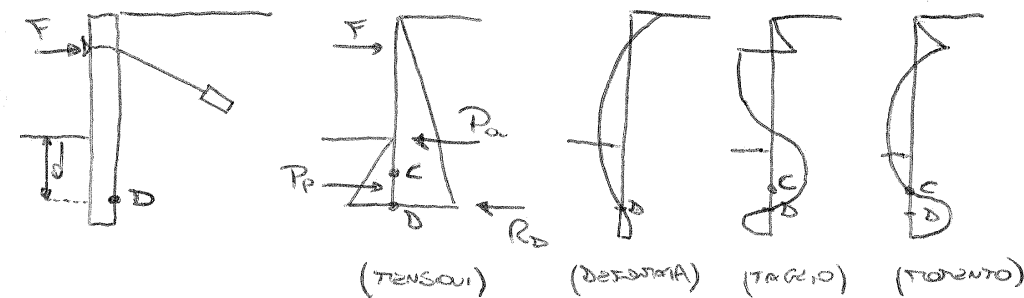
(a) DIAFRAMMA A TENSOA SENZA ANCORAGGIO



(b) DIAFRAMMA A TENSOA CON ANCORAGGIO (i)



(c) DIAFRAMMA A TENSOA CON ANCORAGGIO (ii)



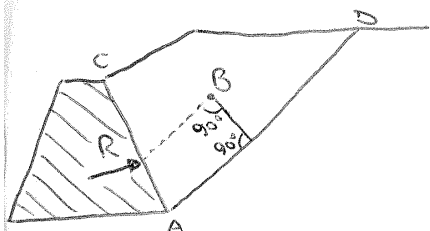
● TEORIA DI COULOMB

LA TEORIA DI COULOMB CONSIDERA L'EQUILIBRIO GLOBALE DI UN CUNEO DI TERRENO, DELIMITATO DAL PARAPETTO DEL TRINCO, DALLA SUPERFICIE LITTE DEL TERRENO E DALLA POTENZIALE SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO.

→ ASSUMENDO CHE LA SPINTA ATTIVA AGISCA SECONDO UNA DIREZIONE PREFISSATA, ESSENDO NOTA ANCHE LA DIREZIONE DELLA RISULTANTE DELLE REAZIONI DEL TERRENO, È POSSIBILE VALUTARE IL SUO VALORE DALL' EQUILIBRIO DEL CUNEO.

i) SE IL CUNEO DI SPINTA HA FORMA TRIANGOLARE, IL PUNTO DI APPLICAZIONE È AD UNA DISTANZA DALLA BASE PARI AD  $H/3$

ii) SE IL TERRAPAZZO HA CORRE CONTORNO UNA SPERTEGATA, SI SUGGERISCE DI ASSUMERE COME PUNTO DI APPLICAZIONE IL PUNTO INDIVIDUATO DALL' INTERSEZIONE DELLA PARALLELA ALLA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO, PASSANTE PER IL BARICENTRO DEL CUNEO, CON IL PARAPETTO INTERNO DEL TRINCO.



OSSERVAZIONI:

NEL CASO DI CUNEO TRIANGOLARE, LA SOLUZIONE ANALITICA (TULLER - BRUSIANI), CONSENTE DI RICAVARE DIRETTAMENTE IL VALORE DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

$$K_a = \frac{\cos^2(\psi' - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \psi') \sin(\psi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)} \right]}$$

TENERE QUESTO COEFF. DI SPINTA ATTIVA CALCOLO CON LA TEORIA DI COULOMB, È IN ACCORDO CON VALORI DERIVATI DA ANALISI PIÙ RAFFINATE, QUELLO DEL COEFF. DI RESISTENZA PASSIVA

INSUBITA SOTTASTIPITO (NON CAUTELATIVO), PER TALE MOTIVO SI SUGGERISCE L'USO DELLA SOLUZIONE DI SOKOLOWSKI, BASATA SUL METODO DELLE CARATTERISTICHE (GRAFICO)

● PRESENTA DELLA COESIONE

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{vo} - 2c' \sqrt{K_a} \quad \text{e} \quad \sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_{vo} + 2c' \sqrt{K_p}$$

$$\text{con } K_a = \frac{1}{K_p} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\psi'}{2} \right) = \frac{1 - \sin \psi'}{1 + \sin \psi'}$$

$$\Rightarrow P_a = \frac{1}{2} \gamma' K_a (h^2 - z_0^2) - 2c' \sqrt{K_a} (h - z_0)$$

OSSERVAZIONI:

$\sigma'_a$  RISULTA NULLA AD UNA PROFONDITÀ:

$$z_0 = \frac{2c' \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\psi'}{2} \right)}{\gamma'}$$