NUMERO : 481

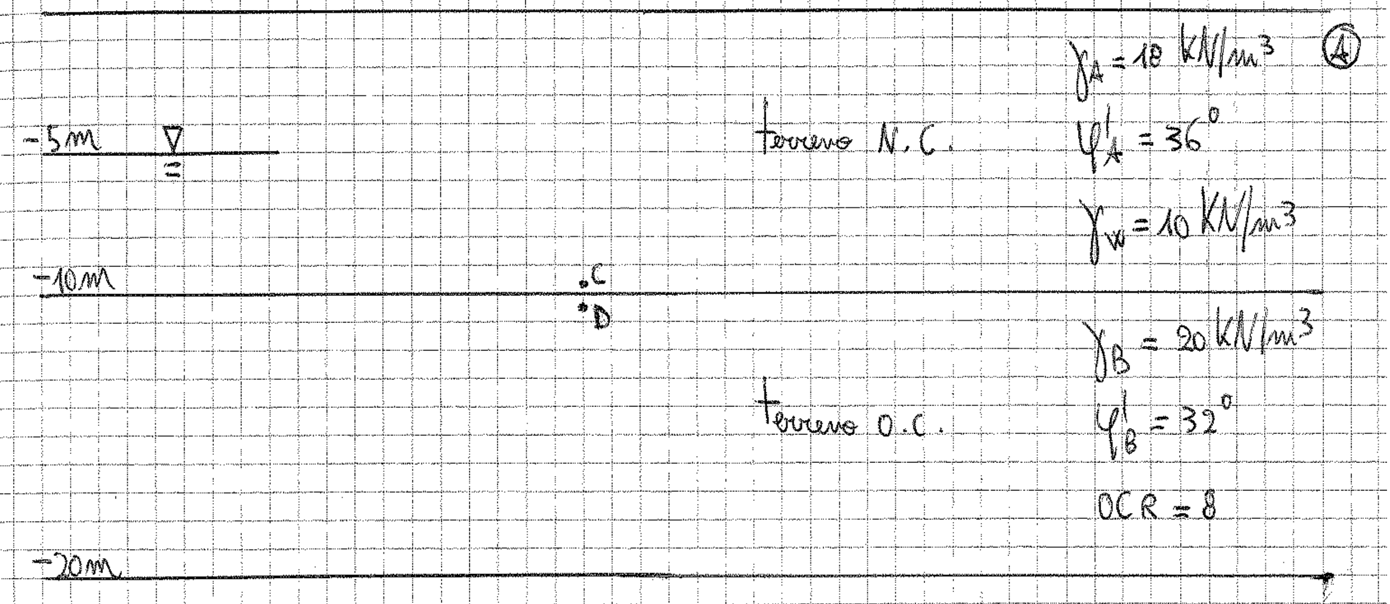
DATA : 27/02/2013

A P P U N T I

STUDENTE : Sannipoli

MATERIA : Fondazioni Esercitazioni
Prof. Musso_Costanzo

ESERCIZIO 1 TENSIONI GEOSTATICHE



DOMANDE

1. Disegnare il profilo di σ_{v0}, σ'_v, σ'_h, u_0, σ_{h0}
2. Disegnare i cerchi di Mohr nei punti C e D
3. Determinare graficamente le componenti di tensione agenti nel punto C n... sistema di riferimento l-l/m-m (vedi dopo)

Svolgimento

Formule da utilizzare:

- $\sigma_{v0} = \gamma \cdot z$
- $u_0 = \gamma_w \cdot z$
- $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$ (ricordare che $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \cdot \delta_{ij}$ con $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ se } i = j \\ 0 \text{ se } i \neq j \end{cases}$)
- $K_0 = (1 - \sin\varphi') \cdot OCR^{0,5}$ (coefficiente di spinta a riposo)
- $\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$
- $\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 3 di 121

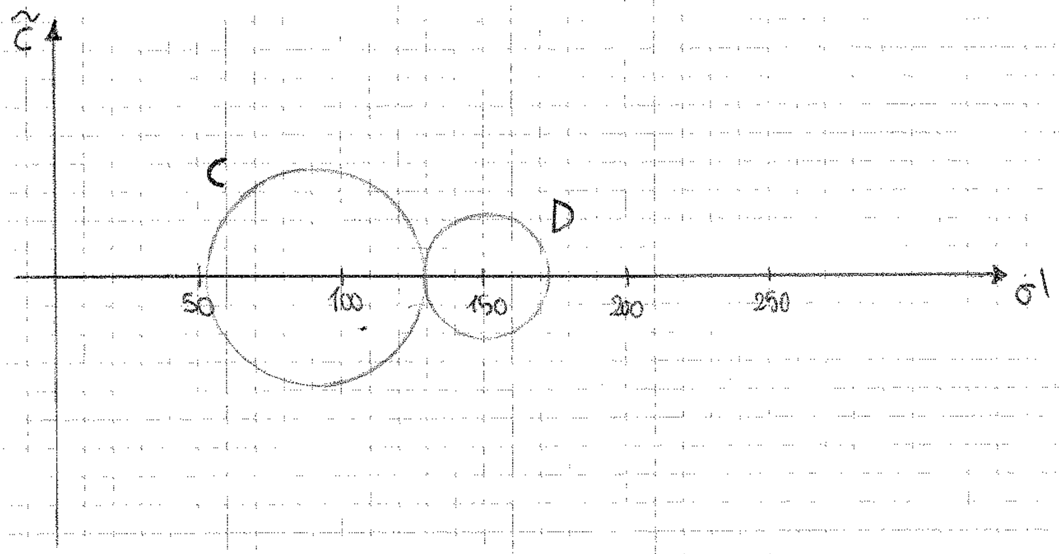
Svolgimento 2.

• nel punto C il tensore degli sforzi vale: $\sigma'_C = \begin{bmatrix} 53{,}6 & 0 \\ 0 & 130 \end{bmatrix}$

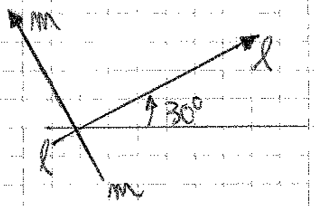
• nel punto D il tensore degli sforzi vale: $\sigma'_D = \begin{bmatrix} 172{,}9 & 0 \\ 0 & 130 \end{bmatrix}$

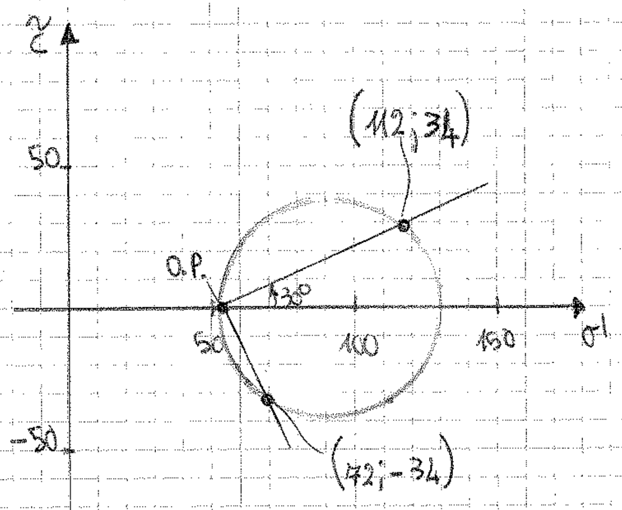
Il cerchio di Mohr relativo al punto C ha centro in $\left(\frac{53{,}6+130}{2}; 0\right) = (91{,}8; 0$

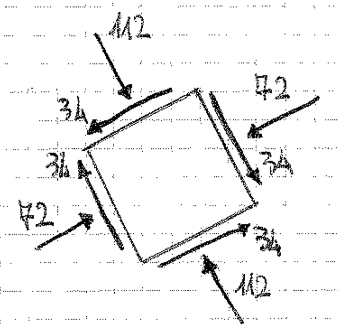
Il cerchio di Mohr relativo al punto D ha centro in $\left(\frac{172{,}9+130}{2}; 0\right) = (151{,}5; 0$

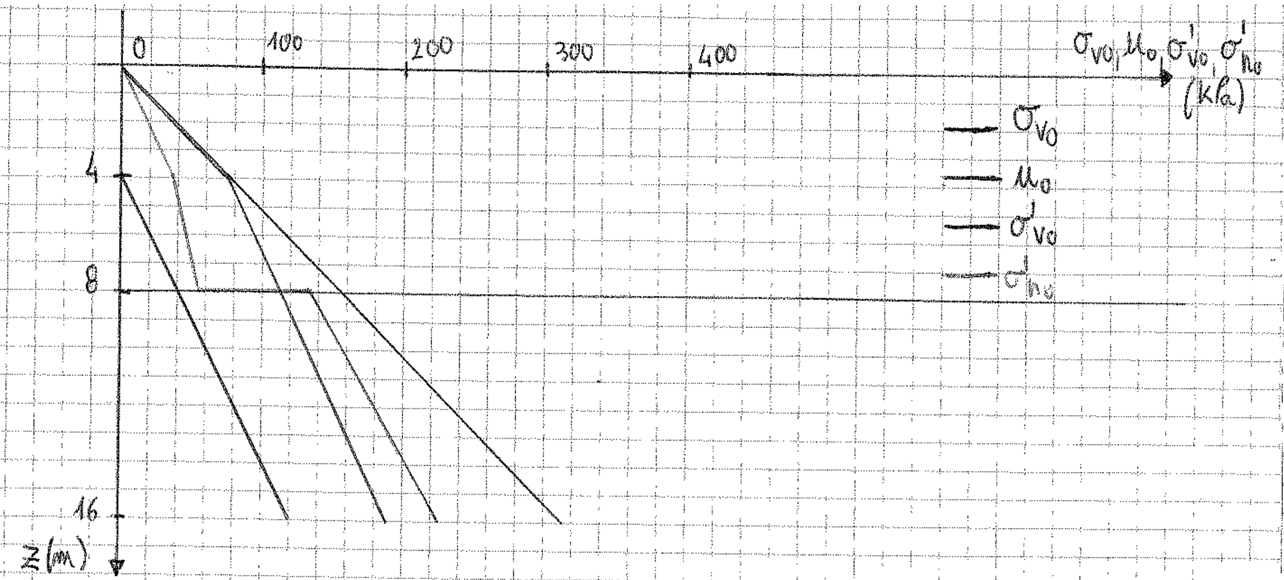


Svolgimento 3.





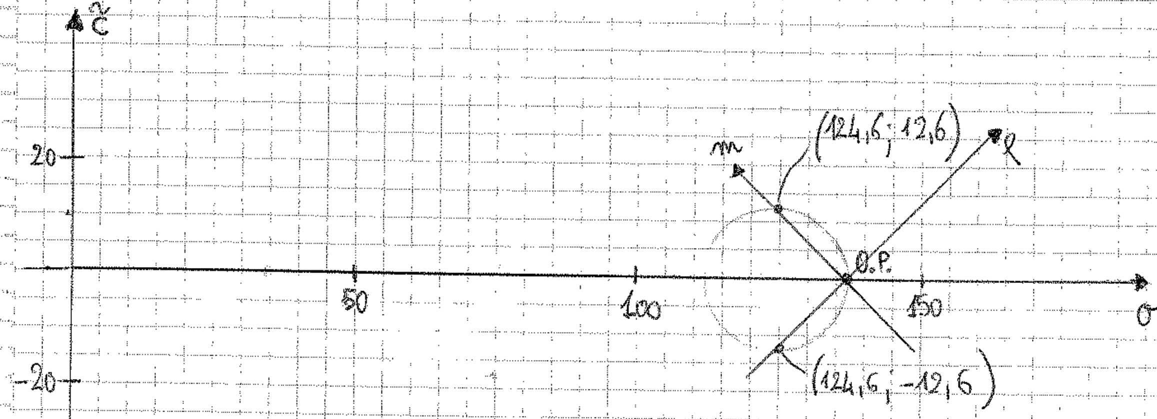


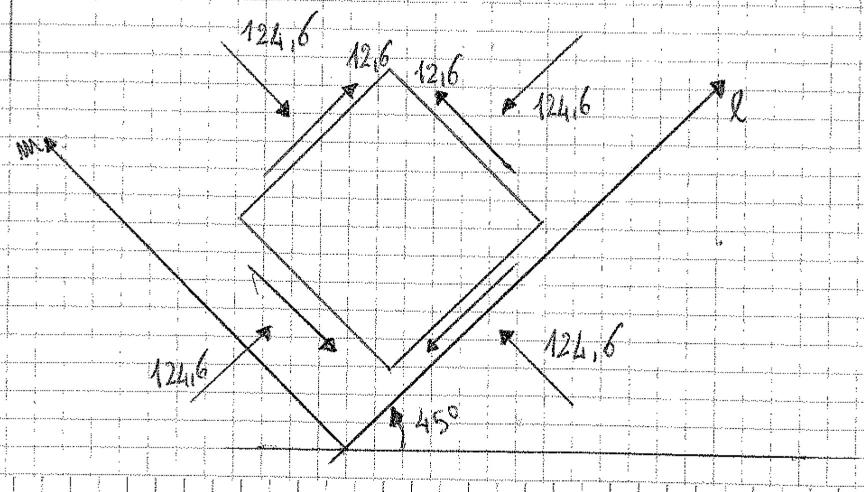


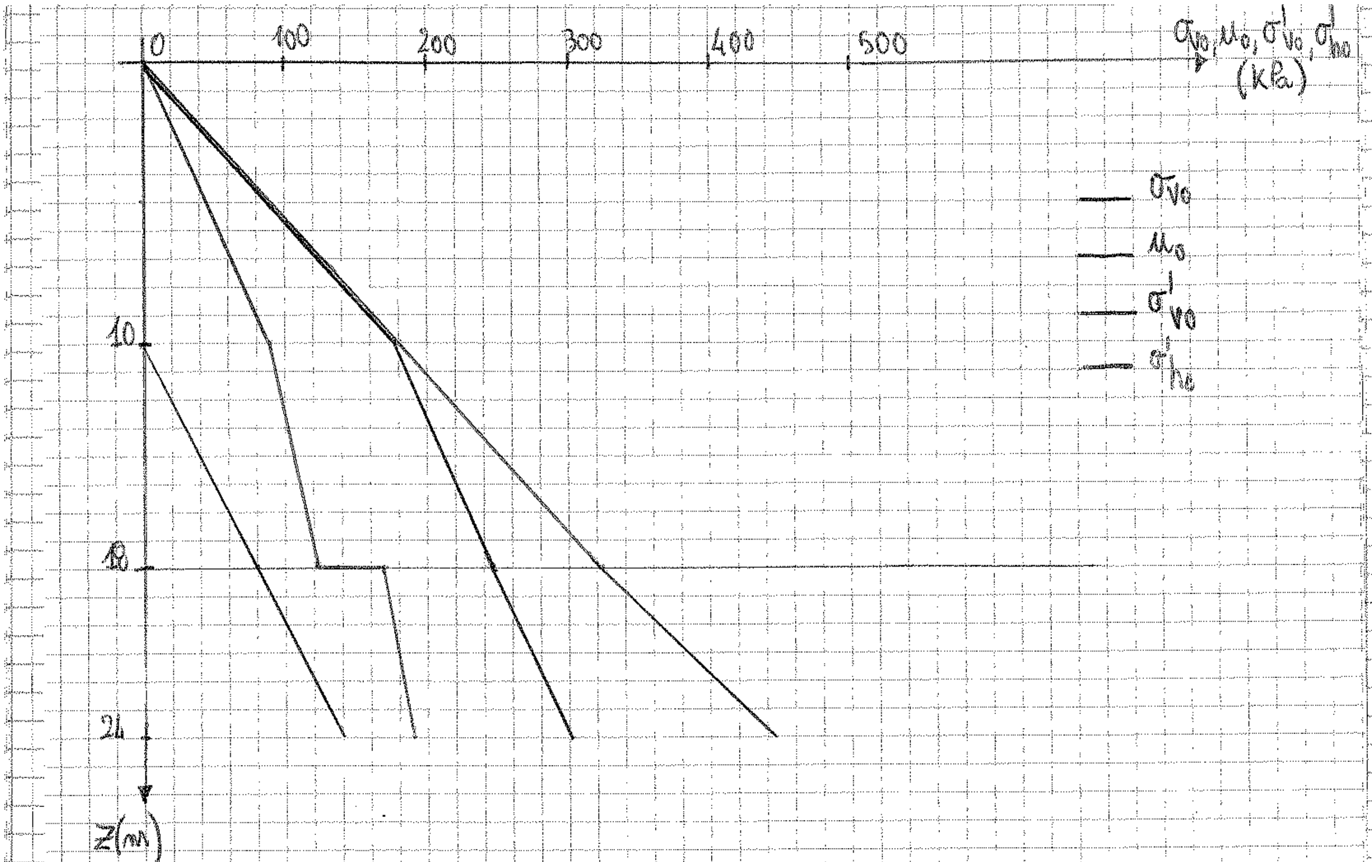
Svolgimento 2, 3.

• nel punto Δ il tensore degli sforzi vale: $\sigma'_\Delta = \begin{bmatrix} 137,17 & 0 \\ 0 & 112 \end{bmatrix}$

Il cerchio di Mohr relativo al punto Δ ha centro in $\left(\frac{137,17+112}{2};0\right) = (124,6;0)$. Il raggio vale $\left(\frac{137,17-112}{2};0\right) = (12,6;0)$



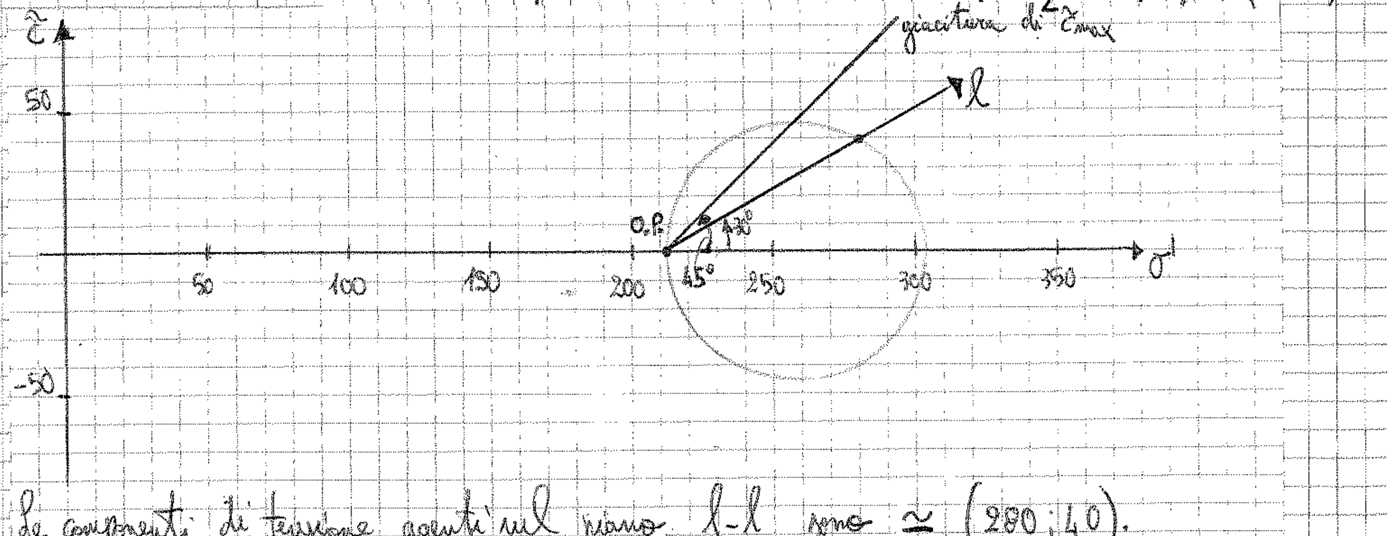




Svolgimento 2., 3., 4.

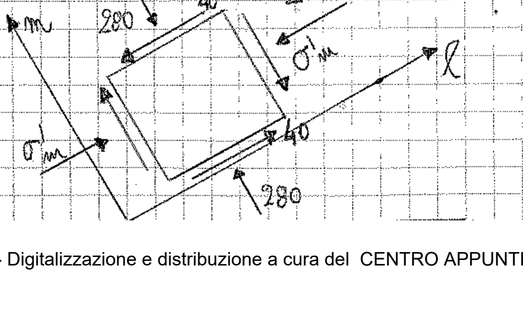
• nel punto d il tensore degli sforzi vale: $\sigma'_d = \begin{bmatrix} 212,8 & 0 \\ 0 & 304 \end{bmatrix}$

Il cerchio di Mohr relativo al punto d ha centro in $\left(\frac{212,8+304}{2};0\right) = (258,4;0)$

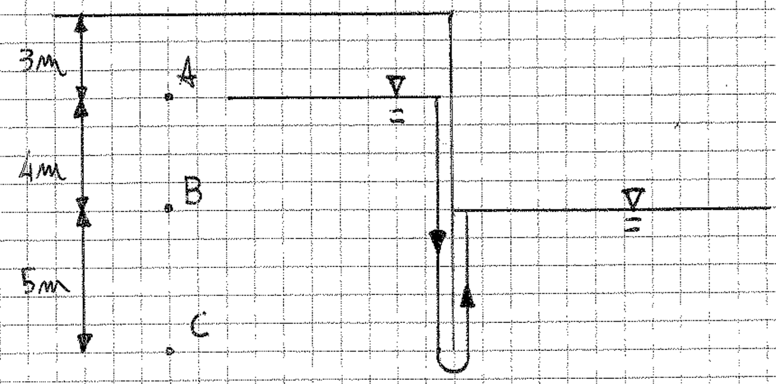


Le componenti di tensione agenti sul piano l-l sono $\simeq (280;40)$.

Il massimo valore di τ vale $\frac{304-212,8}{2} = 45,6$ kPa e la sua giacitura è inclinata di 45°.



ESERCIZIO 4 FILTRAZIONE MONODIMENSIONALE



DOMANDE
1: Calcolare le pressioni dell'acqua
2: Calcolare la spinta dell'acqua
3: Calcolare il punto di applicazione della spinta dell'acqua

Svolgimento

Formule da utilizzare

$i = \frac{\Delta h}{L}$ gradiente idraulico in condizioni monodimensionali

$\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_W (1-i)$ a monte

$\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_W (1+i)$ a valle

Svolgimento 1

$\Delta h = 4m \qquad L = 14m \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{4}{14} = 0,286$

$u_B = \gamma_W \cdot (1-i) \cdot z = 10 \cdot (1-0,286) \cdot 4 = 28,56$ KPa

$u_{C_{monte}} = 10 \cdot (1-0,286) \cdot 9 = 64,30$ KPa

$u_{C_{valle}} = 10 \cdot (1+0,286) \cdot 5 = 64,30$ KPa

ESERCIZIO 5 PROVE IN SITU

Sondaggio S3 San Martino di Viadana

1. Utilizzare il diagramma di Robertson e Campanella per avere indicazioni sul tipo di terreno attraversato con la CPT

z (m)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	friction ratio (%) $[(f_s/q_c)\cdot 100]$	Robertson / Campanella
0	0	0	/	/
2	1,6	0,03	1,88	6 limo sabbioso / sabbia limosa
4	0,9	0,03	3,33	4 argilla limosa / argilla
6	1,0	0,05	5,00	3 argilla
8	0,9	0,03	3,33	4 argilla limosa / argilla
10	7,5	0,07	0,93	8 sabbia / sabbia limosa
12	7,0	0,05	0,71	8 sabbia / sabbia limosa
14	8,9	0,05	0,56	9 sabbia
16	11,5	0,07	0,61	9 sabbia
18	11,0	0,03	0,27	9 sabbia
20	24,0	0,05	0,21	10 sabbia ghiaiosa / sabbia
22	18,5	0,04	0,22	9 sabbia
24	19,0	0,06	0,32	9 sabbia
26	/	/	/	/

2. Utilizzare i dati di pressione registrati con il piezocono per la ricostruzione del regime idraulico e la presenza di strati a bassa permeabilità

Dalla CPTU3 si evince che:

- nel primo metro si ha presenza di materiale grossolano e la pressione dell'acqua è confrontabile con quella atmosferica;
- da 1 a 8 m si registrano valori di u elevati e molto discontinui; ciò indica la presenza di materiale a grana fine e di lenti di argilla;

LANCELLOTTA

z (m) dal p.c.	σ'_{v0} (kPa)	q_c (MPa)	D_R (%)
12,30	154,40	9	58
13,80	166,40	8,5	56
15,30	178,40	9	56
16,80	190,40	14	68
18,80	206,40	10	54

4. Utilizzare la relazione di Bolton per stimare l'angolo di resistenza a taglio disponibile φ'

$\varphi'_{cv} = 30°$ per sabbia limosa

$\varphi'_{cv} = 34°$ per sabbia medio grossa

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

Formule da utilizzare

- BOLTON:

$\varphi' - \varphi'_{cv} = m \cdot DI < 12°$ con:

$DI = DR\,(10 - \ln p'_f) - 1$ e $m = \begin{cases} 3 & \text{assialsimmetrica} \\ 5 & \text{deformazione piana} \end{cases}$

z (m) dal p.c.	σ'_{v0} (kPa)	D_R (%) Skempton	D_R (%) Lancellotta	DI Skempton	DI Lancellotta	STIMA DI φ' (m=…) Skempton	STIMA DI φ' (m=…) Lancellotta
12,30	154,40	57	58	2,06	2,11	40°,3	40°,6
13,80	166,40	59	56	2,12	1,96	40°,6	39°,8
15,30	178,40	54	56	1,82	1,92	39°,1	39°,6
16,80	190,40	62	68	2,20	2,51 : $m \cdot DI > 12° \rightarrow 12°$	45°,0	46°,0
18,80	206,40	60	54	2,06	1,89	44°,3	43°,5

ESERCIZIO 6 PROVE IN SITU

Sondaggio 55 San Martino di Viadana

1. Utilizzare il diagramma di Robertson e Campanella per avere indicazioni su tipo di terreno attraversato con la CPT.

z (m)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	friction ratio (%)	Robertson / Campanella
0	0	0	/	/
2	2,0	0,03	1,50	6 limo sabbioso/sabbia limosa
4	1,4	0,02	1,43	6 limo sabbioso/sabbia limosa
6	3,3	0,08	2,42	6 limo sabbioso/sabbia limosa
8	1,2	0,04	3,33	4 limo argilloso / argilla
10	1,0	0,02	2,00	5 limo argilloso/argilla limosa
12	1,0	0,03	3,00	4 limo argilloso/argilla
14	13,0	0,07	0,54	9 sabbia
16	9,0	0,04	0,44	9 sabbia
18	11,1	0,05	0,45	9 sabbia
20	22,0	0,08	0,36	10 sabbia ghiaiosa /sabbia
22	13,5	0,04	0,30	9 sabbia
24	10,0	manca il dato (probabile presenza di lenti di argilla)	/	/
26	20,0	0,06	0,30	9 sabbia
28	14,0	0,04	0,29	9 sabbia
30	17,0	0,06	0,35	9 sabbia

4. Utilizzare la relazione di Bolton per stimare l'angolo di resistenza al taglio disponibile φ'

$$\varphi'_{cv} = \begin{cases} 30^\circ & \text{per sabbia limosa} \\ 34^\circ & \text{per sabbia medio grossa} \end{cases} \qquad p'_f = \frac{2}{3}\sigma'_{v0}$$

Formule da utilizzare: le stesse dell'esercizio 5

z(m) dal p.c.	σ'_{v0} (kPa)	D_R (%) Skempton	D_R (%) Lancellotta	DI Skempton	DI Lancellotta		STIMA DI φ' ($m=5$) Skempton	STIMA DI φ' ($m=5$) Lancellotta
14,30	114,4	45	66	1,55	2,74	$m \cdot DI > 12^\circ \Rightarrow 12^\circ$	37,8°	42,0°
15,80	126,4	42	63	1,34	2,51	"	36,7°	42,0°
17,30	139,4	44	69	1,41	2,70	"	37,1°	42,0°
19,30	154,4	38	70	1,04	2,76	"	35,2°	42,0°

5. Utilizzare le indicazioni di Levadoux e Baligh per stimare la resistenza al taglio non drenata S_u degli strati argillosi.

Formule da utilizzare: le stesse dell'esercizio 5

Il calcolo di S_u va fatto ove c'è presenza di strati argillosi. In questo caso non sono stati effettuati i VANE TEST, quindi scelgo tre punti all'interno degli strati argillosi tra $z = 4,60$ m e $z = 11,40$ m.

- $z = 5,0$ m $\Rightarrow q_c = 4,0$ MPa , $\sigma_{v0} = 5,0 \cdot 18 = 90$ kPa

se l'argilla è tenera $\Rightarrow S_u = \dfrac{4000 - 90}{14} = 279,3$ kPa

se l'argilla è preconsolidata $\Rightarrow S_u = \dfrac{4000 - 90}{17} = 230,0$ kPa

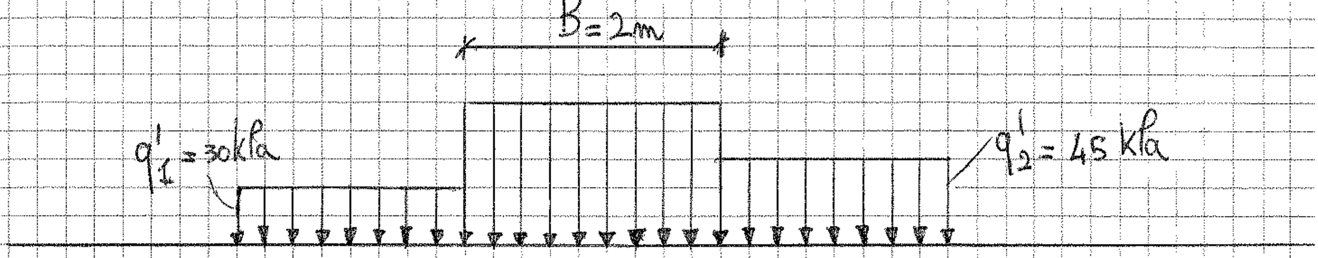
- $z = 7,0$ m $\Rightarrow q_c = 2,0$ MPa , $\sigma_{v0} = 7,0 \cdot 18 = 126$ kPa

se l'argilla è tenera $\Rightarrow S_u = \dfrac{2000 - 126}{14} = 133,86$ kPa

se l'argilla è preconsolidata $\Rightarrow S_u = \dfrac{200 - 126}{17} = 110,2$ kPa

ESERCIZIO 7 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERF

pag. 34 PROG. GEOT.



$\gamma = 18\ kN/m^3$, $\varphi' = 36°$, $c' = 0$

DOMANDA:

1. Calcolare N_{LIM}

Svolgimento

Formule da utilizzare:

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

(FORMULA TRINOMIA di capacità portante in condizioni drenate, con i coefficienti correttivi ~~tutti~~ pari ad 1 e con $c' = 0$)

Per $\varphi' = 36°$ $\Rightarrow$ $\begin{cases} N_q = 37{,}8 \\ N_\gamma = 56{,}3 \end{cases}$

Il collasso avverrà dalla parte dove il carico q' è inferiore, quindi nella formula trinomia userò $q'_1 = 30$ kPa

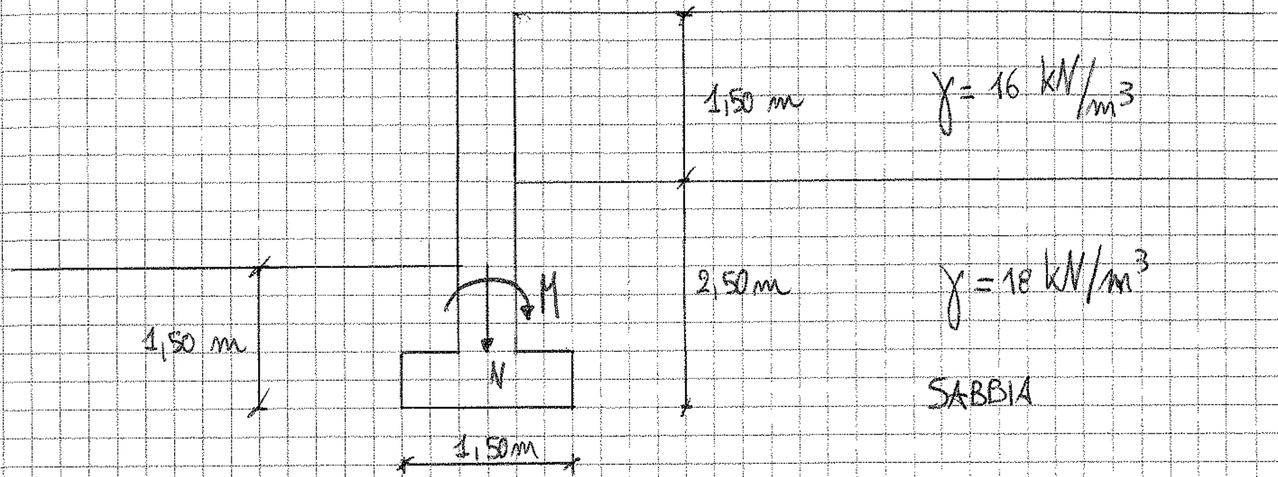
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 2 \cdot 56{,}3 + 30 \cdot 37{,}8 = 1013\ [kPa] + 1134\ [kPa] = 2147$$

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot B = 2147 \cdot 2 = 4294\ kN/m$$

Osservazioni:

- il contributo del carico ai lati della fondazione nel valore di q_{lim} è molto alto (rappresenta più del 50% di q_{lim}), quindi si deve essere sicuri che tale sovraccarico non venga a mancare nel corso della vita utile della struttura;
- φ' lo conosciamo con un certo grado di incertezza ($\pm 2°$). Poiché i coefficienti di capacità portante N_q e N_γ dipendono in modo fortemente non lineare da φ', anche una variazione di $\pm 2°$ conduce a valori di N_q e N_γ molto diversi tra loro e dunque a valori di q_{lim} molto diversi.

ESERCIZIO 9 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI



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

DOMANDE:

1. Calcolare N_{LIM} quando $N = 700\ kN/m$ e $M = 0$
2. Calcolare N_{LIM} quando $N = 700\ kN/m$ e $M = 245\ kN \cdot m/m$

Svolgimento

Formule da utilizzare:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \underset{1}{\underset{\parallel}{s_\gamma}} \underset{1}{\underset{\parallel}{i_\gamma}} \underset{1}{\underset{\parallel}{b_\gamma}} \underset{1}{\underset{\parallel}{g_\gamma}} + q' N_q \underset{1}{\underset{\parallel}{s_q}} \underset{1}{\underset{\parallel}{i_q}} \underset{1}{\underset{\parallel}{b_q}} \underset{1}{\underset{\parallel}{g_q}}$$

Il terreno ai lati della fondazione non si considera come approfondimento della stessa (fattori d_q, d_c), ma come sovraccarico.

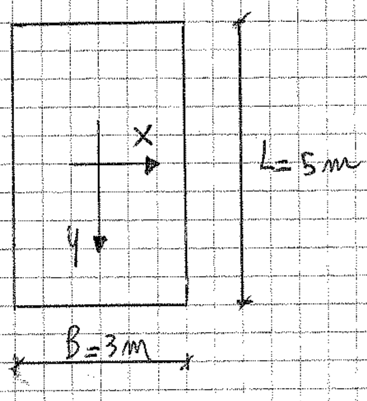
Svolgimento 1.

$$N_\gamma = \begin{cases} 30{,}22 & \text{se } \varphi' = 32° \\ 41{,}06 & \text{se } \varphi' = 34° \\ 56{,}31 & \text{se } \varphi' = 36° \end{cases} \qquad N_q = \begin{cases} 23{,}18 & \text{se } \varphi' = 32° \\ 29{,}44 & \text{se } \varphi' = 34° \\ 37{,}75 & \text{se } \varphi' = 36° \end{cases}$$

$$q_{LIM} = \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 30{,}22 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 23{,}18 = 408 + 626 = \\ \qquad = 1034\ kPa \quad \text{se } \varphi' = 3 \\ \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 41{,}06 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 29{,}44 = 554 + 795 = \\ \qquad = 1349\ kPa \quad \text{se } \varphi' = 3 \\ \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 56{,}31 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 37{,}75 = 760 + 1019 = \\ \qquad = 1779\ kPa \quad \text{se } \varphi' = 3 \end{cases}$$

ESERCIZIO 10 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

TERRENO A GRANA FINE



$\gamma = 20\ kN/m^3$

$OCR = 3$

$c' = 5\ kPa$

$\varphi' = 24°$

Il sovraccarico uniformemente distribuito ai lati della fondazione vale: $q = 20\ kPa$

La falda si trova al piano di imposta della fondazione

CARICHI CHE ARRIVANO IN FONDAZIONE:

$N = 600\ kN$, $M_x = 60\ kN \cdot m$, $M_y = 0$, $H_x = 35\ kN$, $H_y = 0$

La convenzione che si utilizza è quella delle piastre: M_x è il momento intorno ad y, cioè che genera un'eccentricità in X.

DOMANDE

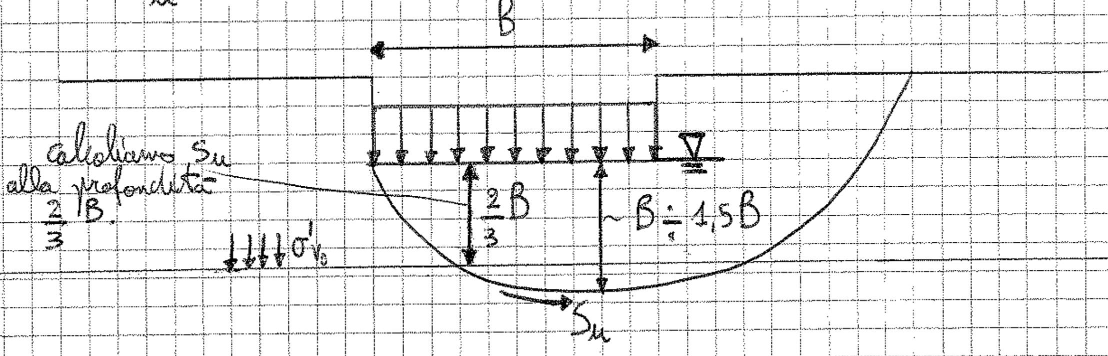
1. Calcolare N_{LIM} a breve termine
2. Calcolare N_{LIM} a lungo termine

~~Svolgimento~~

Svolgimento 1. VERIFICA A BREVE TERMINE

$$q_{LIM} = S_u N_c\, s_c^0\, \underset{1}{\underset{\parallel}{d_c^0}}\, i_c^0\, \underset{1}{\underset{\parallel}{b_c^0}}\, \underset{1}{\underset{\parallel}{g_c^0}} + q$$

Per calcolare S_u:



$$S_u = (0{,}22 \pm 0{,}03) \cdot \sigma'_{v0} \cdot OCR^{0{,}8}$$

La base da utilizzare è quella ridotta

$$e = \frac{M_x}{N} = 0{,}1\ m \Rightarrow B_R = B - 2e = 3 - 2e = 3 - 2 \cdot 0{,}1 = 2{,}8\ m$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} \cdot \frac{B_R}{L} = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{1+\sin 24°}{1-\sin 24°} \cdot \frac{2{,}8}{5} = 1{,}13$$

$$s_c = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} \cdot \frac{B_R}{L} = 1{,}27$$

Per quanto riguarda i coefficienti i:

$$m = \frac{2 + \frac{B_R}{L}}{1 + \frac{B_R}{L}} = 1{,}64$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B_R L c' \cot\varphi'}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{35}{600 + 1{,}64 \cdot 5 \cdot 5 \cdot \cot(24°)}\right)^{1{,}64+1} = 0{,}87$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B_R L c' \cot\varphi'}\right)^{m} = \left(1 - \frac{35}{600 + 1{,}64 \cdot 5 \cdot 5 \cdot \cot(24°)}\right)^{1{,}64} = 0{,}92$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi'} = 0{,}92 - \frac{1 - 0{,}92}{19{,}32 \cdot \tan(24°)} = 0{,}91$$

La capacità portante q_{LIM} vale:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot (20 - 10) \cdot 2{,}80 \cdot 9{,}44 \cdot 1{,}13 \cdot 0{,}87 + 5 \cdot 19{,}32 \cdot 1{,}27 \cdot 0{,}91 + 20 \cdot 9{,}60 \cdot 1{,}1[illegible]$$

$$\cdot 0{,}92 = 130 + 112 + 200 = 442 \text{ kPa}$$

$$N_{LIM} = q_{LIM} \cdot B_R \cdot L = 442 \cdot 2{,}80 \cdot 5 = 6188 \text{ kN} \qquad \frac{N_{LIM}}{N_{eserc.}} = \frac{6188}{600} = 10{,}3$$

OSSERVAZIONI:

- la verifica a breve termine risulta più gravosa di quella a lungo termine (perché N_{LIM} breve termine $<$ N_{LIM} lungo termine)

$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}6 \cdot 41{,}06 \cdot 1{,}25 + 10 \cdot 29{,}44 \cdot 1{,}25 = 439{,}1 + 368 = 1107{,}1 \text{ KPa}$

$N_{lim} = q_{lim} \cdot B_R \cdot L_R = 1107{,}1 \cdot 1{,}6 \cdot 2{,}3 = 4074 \text{ KN}$

CASO 2)

$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{660}{1100} = 0{,}6 \text{ m}$

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

$S_\gamma = S_q = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{1+\sin 34}{1-\sin 34} \cdot \frac{1{,}8}{2} = 1{,}32$

lato minore

$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}8 \cdot 41{,}06 \cdot 1{,}32 + 10 \cdot 29{,}44 \cdot 1{,}32 = 878 + 389 = 1267 \text{ KPa}$

$N_{lim} = q_{lim} \cdot B \cdot L_R = 1267 \cdot 2 \cdot 1{,}8 = 4561 \text{ KN}$

$$\tan \varphi'_d = \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} = \frac{\tan(30°)}{1,25} = 0,46 \Rightarrow \varphi'_d = \arctan(0,46) = 25°$$

Per $\varphi' = 25° \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 10,9 \\ N_q = 10,7 \end{cases}$

La capacità portante vale:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B_R \cdot N_\gamma + q \cdot N_q = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,8 \cdot 10,9 + (0,8 \cdot 16) \cdot 10,7 =$$
$$= 186 + 134 = 323 \text{ kPa}$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} \cdot B_R}{\gamma_R} = \frac{323 \cdot 1,8}{1,8} = 323 \text{ kN/m}$$

La verifica a SLU $N_d \leq R_d \Rightarrow 392 \text{ kN/m} \leq 323 \text{ kN/m}$ non è soddisfatta.

APPROCCIO DA1 COMBINAZIONE 1: A1+M1+R1

I valori di calcolo delle sollecitazioni sono:

$$N_d = 1,3 \cdot 252 + 1,5 \cdot 108 = 490 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 1,3 \cdot 224 + 1,5 \cdot 94 = 441 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$e = \frac{M_d}{N_d} = 0,9 \text{ m} \Rightarrow B_R = 2 \cdot 0,9 = 1,8 \text{ m}$$

$\gamma_{\varphi'} = 1 \Rightarrow \varphi'_d = \varphi'_k = 30°$. Per $\varphi' = 30° \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 22,40 \\ N_q = 18,40 \end{cases}$

La capacità portante vale:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B_R \cdot N_\gamma + q \cdot N_q = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,8 \cdot 22,40 + (0,8 \cdot 16) \cdot 18,40 =$$
$$= 383 + 236 = 619 \text{ kPa}$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} \cdot B_R}{\gamma_R} = \frac{619 \cdot 1,8}{1,0} = 1114 \text{ kN/m}$$

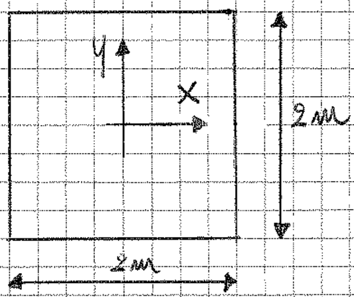
La verifica a SLU $N_d \leq R_d \Rightarrow 490 \text{ kN/m} < 1114 \text{ kN/m}$ è soddisfatta

OSSERVAZIONE:

- la combinazione DA1-C2 è più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico

ESERCIZIO 13 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI SECONDO LE NTC 2008

ARGILLA TENERA



$c_{u,k} (= S_{u,k}) = 30\ kPa$

$\varphi'_k = 26°$

$c'_k = 0$

$\gamma = 20\ kN/m^3$

Il sovraccarico laterale presente intorno al plinto vale $q_d = 20 kPa$

I valori di calcolo delle sollecitazioni sono: $N_d = 200 kN$, $M_{x,d} = 60 kN$, $M_{y,d} =$

DOMANDE

1. Fare la verifica a SLU ($E_d \le R_d$) a breve termine con l'approccio DA
2. Fare la verifica a SLU ($E_d \le R_d$) a lungo termine con l'approccio DA

~~Svolgimento~~

Svolgimento 1. VERIFICA A BREVE TERMINE

APPROCCIO DA2: A1 + M1 + R3

$$q_{LIM} = S_u \cdot N_c \cdot s_c^\circ \cdot \underset{1}{\underset{\parallel}{d_c^\circ}} \cdot \underset{1}{\underset{\parallel}{i_c^\circ}} \cdot \underset{1}{\underset{\parallel}{b_c^\circ}} \cdot \underset{1}{\underset{\parallel}{g_c^\circ}} + q$$

$$\gamma_{cu} = 1 \Rightarrow c_{u,d} = c_{u,k} = 30\ kPa$$

$$N_c = 2 + \pi = 5{,}14$$

$$s_c^\circ = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{B_R}{L} \quad \text{ove} \quad B_R = B - 2 \cdot e = 2 - 2 \cdot \frac{M_{x,d}}{N_d} = 2 - 2 \cdot \frac{60}{200} = 1{,}4$$

$$\Rightarrow s_c^\circ = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{1{,}4}{2} = 1{,}14$$

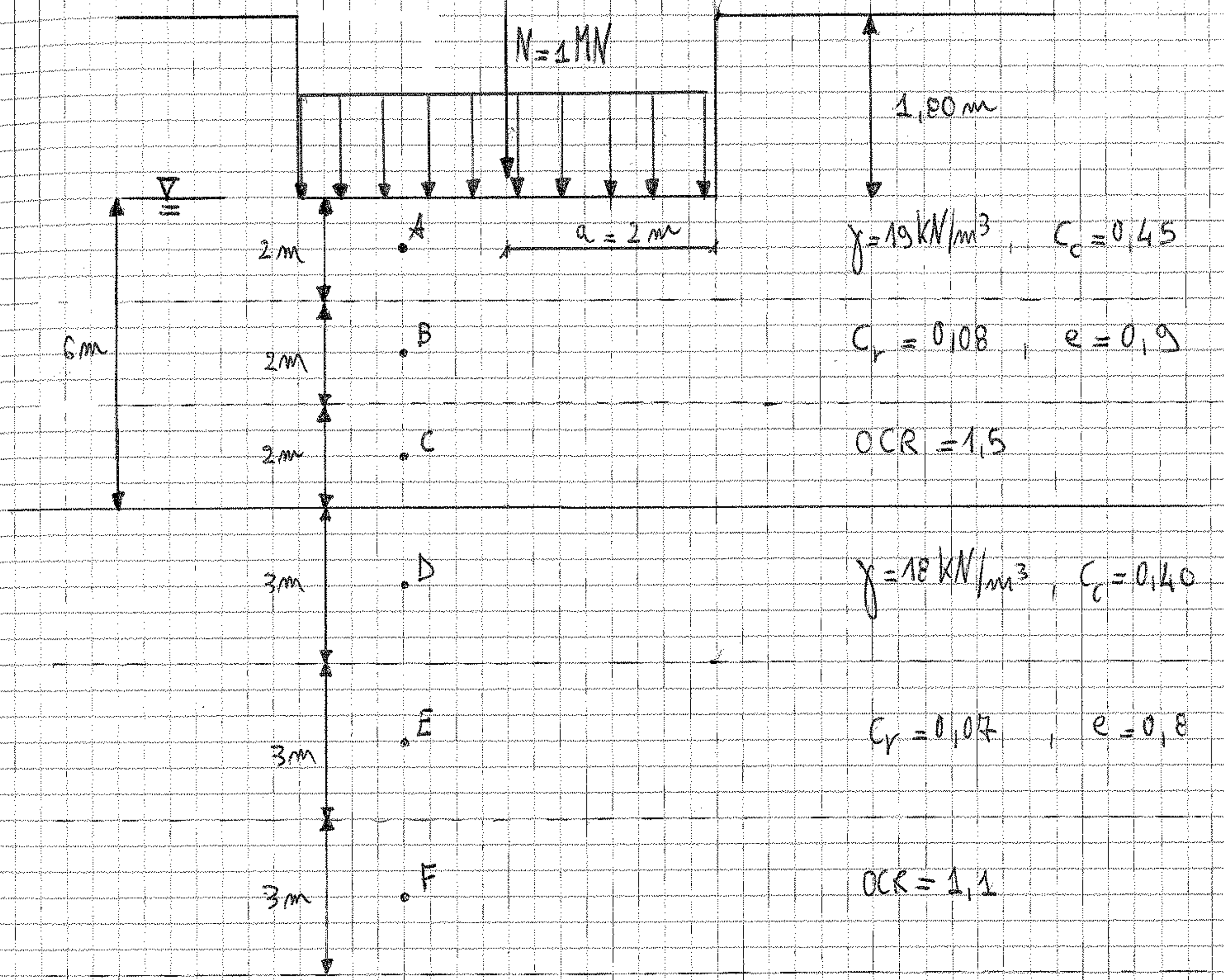
$$q_{LIM} = 30 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}14 + 20 = 176 + 20 = 196\ kPa$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} \cdot B_R \cdot L}{\gamma_R} = \frac{196 \cdot 1{,}4 \cdot 2}{2{,}3} = 238\ kN$$

La verifica a SLU $N_d \le R_d \Rightarrow 200 kN < 238 kN$ è soddisfatta

ESERCIZIO 14 CALCOLO CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

FONDAZIONE CIRCOLARE



DOMANDA:

1. Calcolare il cedimento di questa fondazione superficiale

Svolgimento

Per prima cosa si suddivide il terreno in strati (vedi disegno).

Il carico q che grava sul terreno vale:

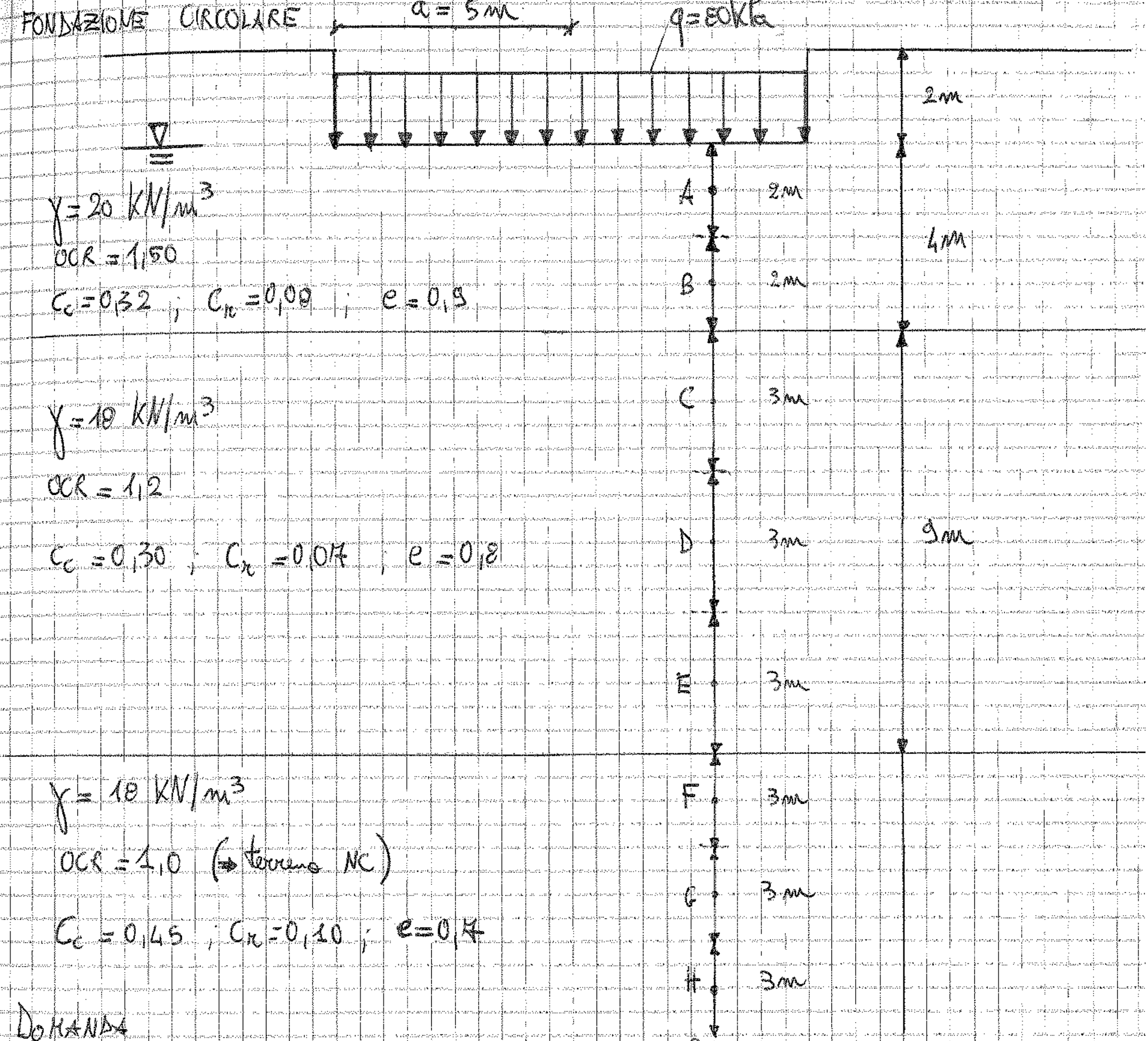
$$q = \frac{1 \cdot 10^3\ [N]}{\pi \cdot 2^2\ [m^2]} = 79{,}58\ KPa$$

Il carico unitario ~~netto~~ trasmesso dalla fondazione al terreno (cioè il carico trasmesso, eccesso alla tensione litostatica esistente alla quota di imposta della fondazione) vale

$$\Delta q = q - \sigma'_{v0} = 79{,}58 - 19 \cdot 1{,}80 = 45{,}38\ KPa$$

ESERCIZIO 15a CALCOLO CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

FONDAZIONE CIRCOLARE



DOMANDA

1. Calcolare il cedimento di questa fondazione superficiale

Svolgimento

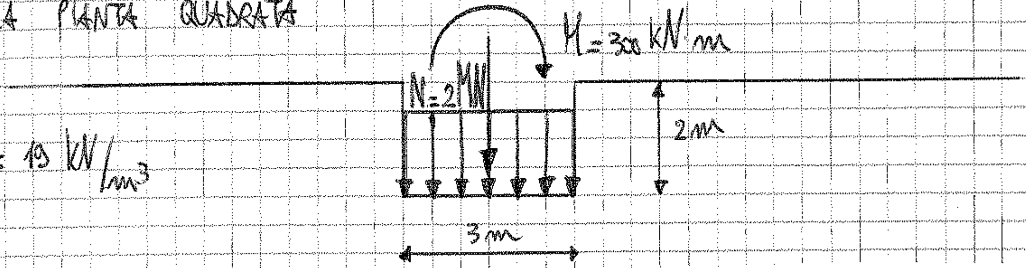
Il carico unitario netto trasmesso dalla fondazione al terreno (cioè il carico trasmesso in eccesso alla tensione litostatica esistente alla quota di imposta della fondazione) vale:

$$\Delta q = q - \sigma'_{v0} = 80 - 2 \cdot 20 = 40 \text{ kPa}$$

La stratigrafia del terreno è quella in alto

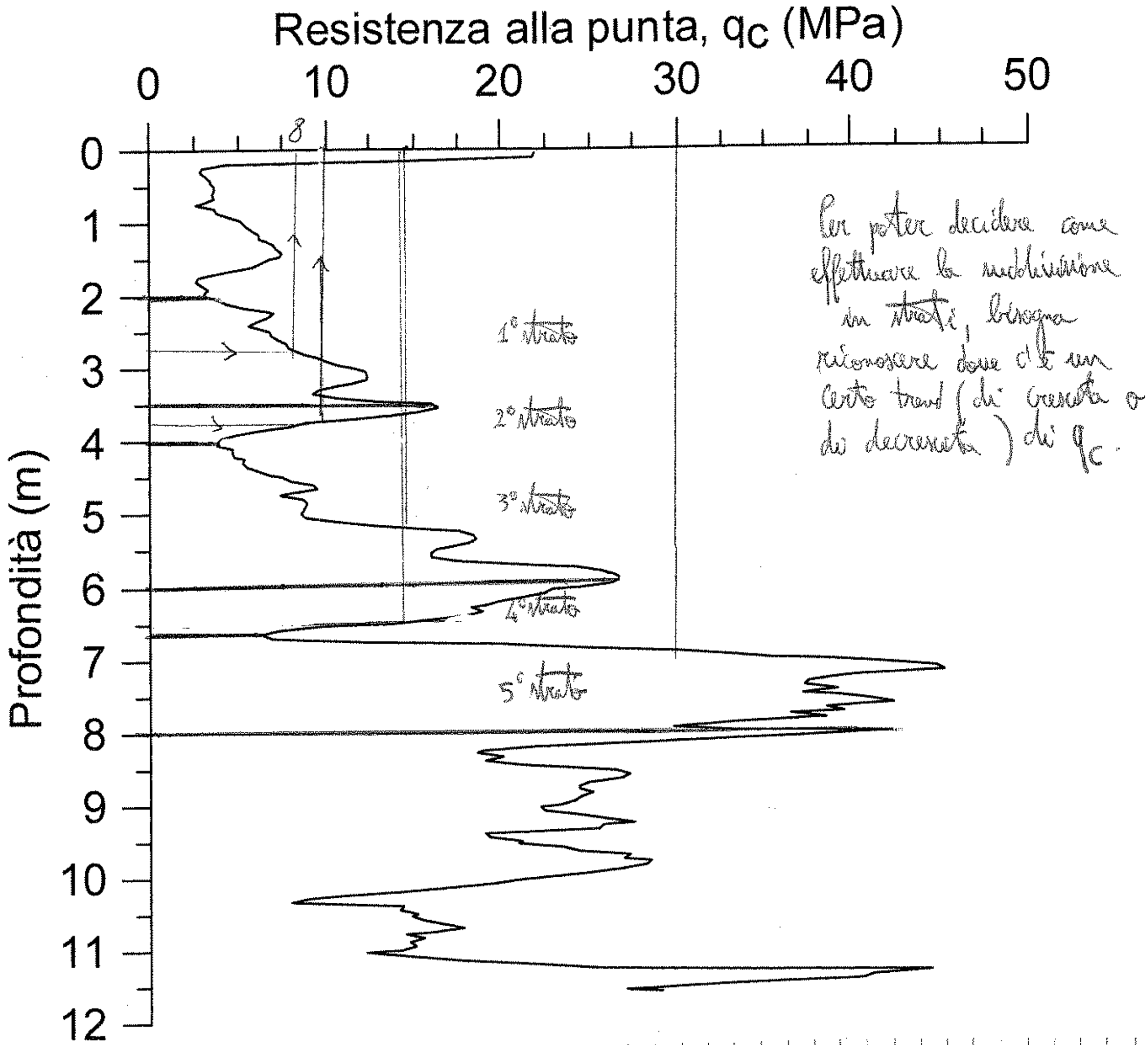
ESERCIZIO 15b CALCOLO CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI CON METODO DI SCHMERTMANN

PLINTO A PIANTA QUADRATA



$\gamma = 19\ kN/m^3$

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



DOMANDA

1. Calcolare il cedimento atteso a 30 anni

Svolgimento

Il valore del modulo E è pari a 2,5 volte la resistenza alla punta q_c, poiché siamo in un caso assialsimmetrico.

Strato (-)	Δz_i (m)	q_c (MPa)	E_i (MPa)	I_{z_i} (-)	$\frac{\Delta q \, I_z}{E} \Delta z_i$
1	1,5	8,0	20	per z = 2,75m → 0,39	5,4
2	0,5	10,0	25	per z = 3,75m → 0,63	2,3
3	2	14,5	36,25	per z = 5m → 0,45	4,6
4	0,5	14,0	35	per z = 6,25m → 0,26	0,7
5	1,5	30,0	45	per z = 7,25m → 0,11	0,4

Il coefficiente C_1, che tiene conto della profondità del piano di posa, vale:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}'}{\Delta q}\right) \geq 0,5 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{38}{184,22}\right) = 0,90$$

Il cedimento immediato vale:

$$S_i = C_1 \cdot \Delta q \sum_{i=1}^{5} \left(\frac{I_z}{E}\right)_i \Delta z_i = 0,90 \cdot (5,4 + 2,3 + 4,6 + 0,7 + 0,4) = 12,1 \text{ mm}$$

Il coefficiente C_2, che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo, vale, per t = 30 anni:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{30}{0,1}\right) = 1,50$$

Il cedimento secondario, a t = 30 anni, vale:

$$S_s = C_2 \cdot S_i = 1,50 \cdot 12,1 = 18,1 \text{ mm}$$

... dal plinto al terreno è pari a:

$$q' = \frac{N}{B^2} = \frac{4000}{4^2} = 250 \text{ kPa}$$

La tensione litostatica alla profondità del piano di imposta del plinto è:

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = 18{,}5 \cdot 1{,}5 = 27{,}75 \text{ kPa}$$

La relazione per valutare il cedimento è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_t \cdot f_H \cdot \left[\left(q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

f_s: fattore di forma. Nel nostro caso $f_s = 1$, poiché il plinto è quadrato

f_H: fattore che tiene conto della presenza di eventuale strato rigido entro la profondità Z_I. Nel nostro caso non è presente, quindi $f_H = 1$

f_t: fattore di tempo.

Il cedimento immediato sarà pari a:

$$S_1 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left[\left(250 - \frac{2}{3} \cdot 27{,}75 \right) \cdot 2{,}64 \cdot 0{,}023 \right] = 14 \text{ mm}$$

Il fattore di tempo a 30 anni sarà:

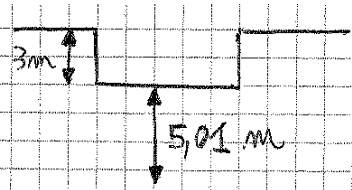
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right) = 1 + 0{,}3 + 0{,}2 \cdot \log \frac{30}{3} = 1{,}5$$

Dunque, il cedimento a 30 anni sarà:

$$S = 1{,}5 \cdot S_1 = 1{,}5 \cdot 14 = 21 \text{ mm}$$

$z_I = B^{0,7} = 10^{0,7} = 5,01$ m

lato minore della fondazione



Poiché $z_I = 2,64$ m, la media dei valori N_{SPT} va fatta alle profondità $z = 3-4-5-6-7-8$ m dal piano campagna.

$$N_{AV} = (34+34+37+37+31+33+35+40+37+38+36+37+39+43+39+40+$$
$$/17 = 37,29$$

L'indice di compressibilità I_c è pari a:

$$I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1,4}} = 0,011$$

Il carico q' trasmesso dal plinto al terreno è pari a:

$$q' = \frac{N}{B\,L} = \frac{35 \cdot 10^3}{10 \cdot 20} = 175 \text{ KPa}$$

La tensione litostatica alla profondità del piano di imposta del plinto è:

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = 17 \cdot 3 = 51 \text{ KPa}$$

Poiché la fondazione non è quadrata $\Rightarrow f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{20}{10}}{\frac{20}{10} + 0,25} \right)^2 = 1,23$

Non risulta l'evidenza di uno strato rigido all'interno della profondità z_I, dunque $f_H = 1$

Il fattore di tempo a 30 anni vale: $f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} = 1 + 0,3 + 0,2 \cdot \log \frac{3}{\ldots}$
$= 1,5$

Il cedimento immediato e quello a 30 anni valgono rispettivamente:

$$S_1 = 1,23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left[\left(175 - \frac{2}{3} \cdot 51\right) \cdot 5,01 \cdot 0,011 \right] = 9,56 \text{ mm}$$

$$S_{30\,anni} = 1,5 \cdot S_1 = 1,5 \cdot 9,6 = 14,34 \text{ mm}$$

"media" sono lineari, si può applicare la correzione direttamente al valor medio degli N_{SPT}:

$$\overline{N}_{SPT} = \frac{27+24}{2} = 25{,}5 > 15 \Rightarrow \text{Correggo}$$

$$N_{1V} = 15 + \frac{1}{2}\left(25{,}5 - 15\right) = 20{,}25$$

Dunque: $I_c = \frac{1{,}7}{N_{1V}^{1,4}} = \frac{1{,}7}{20{,}25^{1,4}} = 0{,}025$

Il carico q' trasmesso dal plinto al terreno è pari a:

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

La tensione litostatica alla profondità del piano di imposta del plinto è:

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z = 17 \cdot 2 = 34 \text{ KPa}$$

Poiché la fondazione non è quadrata $\Rightarrow f_s = \left(\frac{1{,}25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0{,}25}\right)^2 = \left(\frac{1{,}25 \cdot \frac{5}{4}}{\frac{5}{4} + 0{,}25}\right)^2 = 1{,}085$

Poiché lo spessore $H = 2m$ dello strato comprimibile risulta inferiore alla profondità di influenza (infatti, poiché alcune prove sono andate a rifiuto, si può concludere che a 4 m dal piano campagna inizi uno ~~strato~~ roccioso).

$$f_H = \frac{H}{Z_I}\left(2 - \frac{H}{Z_I}\right) < 1 \Rightarrow f_H = \frac{2}{2{,}64}\left(2 - \frac{2}{2{,}64}\right) = 0{,}941$$

Il fattore di tempo a 30 anni vale: $f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} = 1 + 0{,}3 + 0{,}2 \cdot \log \frac{30}{3} = 1{,}5$

Il cedimento immediato e quello a 30 anni valgono rispettivamente:

$$S_i = 1{,}085 \cdot 1 \cdot 0{,}941 \cdot \left[\left(160 - \frac{2}{3} \cdot 34\right) \cdot 2{,}64 \cdot 0{,}025\right] = 9{,}3 \text{ mm}$$

$$S_{30\,anni} = f_t \cdot S_i = 1{,}5 \cdot 9{,}3 = 14{,}0 \text{ mm}$$

Per poter utilizzare l'abaco di Newmark devo calcolare i valori di m ed n. Deve essere:

$$\begin{cases} m \cdot z = 6 \, [m] \\ n \cdot z = 12 \, [m] \end{cases}$$

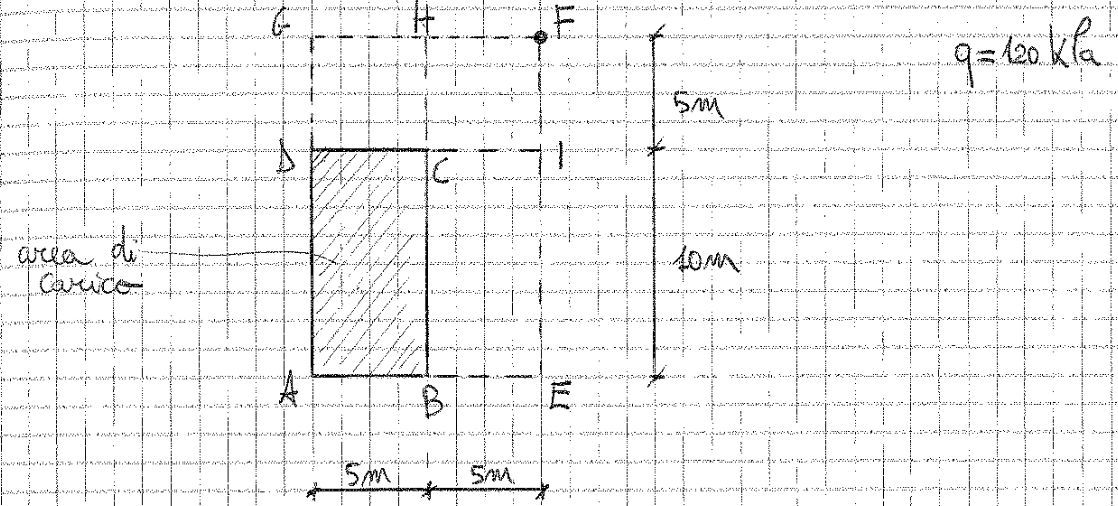
Poiché la profondità z a cui voglio calcolare $\Delta\sigma_z$ vale 8 m, si ha:

$$m = \frac{6}{8} = \frac{3}{4} = 0,75 \quad ; \quad n = \frac{12}{8} = \frac{3}{2} = 1,50$$

Dall'abaco di Newmark si ricava che: $\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0,170$

Dunque: $\Delta\sigma_z = 0,170 \cdot 150 = 25,50$ KPa

ESERCIZIO 21 CALCOLO INCREMENTO TENSIONE VERTICALE SOTTO LO SPIG DI UN'AREA DI CARICO RETTANGOLARE, CON ABACO DI NEWMARK



DOMANDA

1. Calcolare $\Delta\sigma_z$ alla profondità $z = 10$ m sotto il punto rosso

Svolgimento

Vale tutto quanto detto nell'esercizio 20.

AREA	z (m)	m	n	$\Delta\sigma_z / q$ (dall'abaco)
AGFE	10	1,5	1	0,1925
DGFI	10	0,5	1	0,1200
BHFE	10	1,5	0,5	0,1325
CHFI	10	0,5	0,5	0,0850

Dunque, alla profondità $z = 10$ m sotto il punto rosso si avrà, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti:

$$\Delta\sigma_z = (0{,}1925 - 0{,}1200 - 0{,}1325 + 0{,}0850) \cdot 120 = 3 \text{ kPa}$$

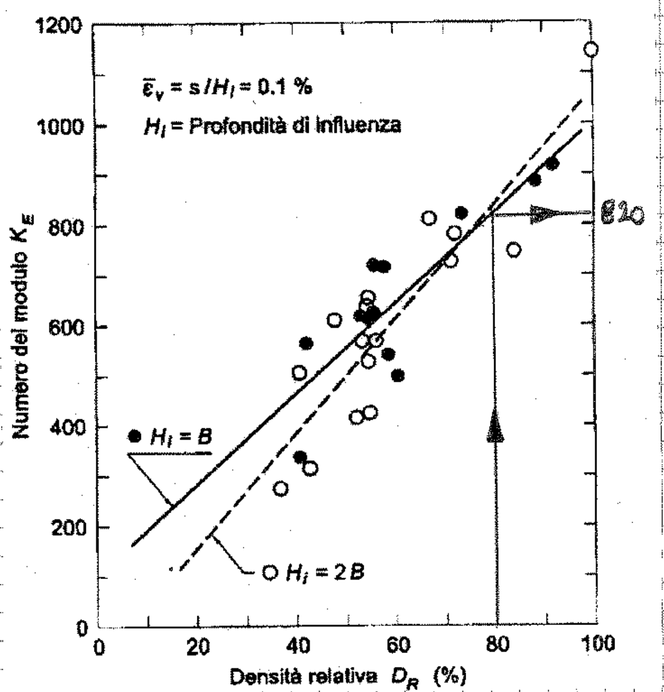
Dunque, N_1 vale:

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT,medio} = \frac{3}{2+\frac{116}{100}} \cdot 40,33 = 38,29$$

La densità relativa vale dunque:

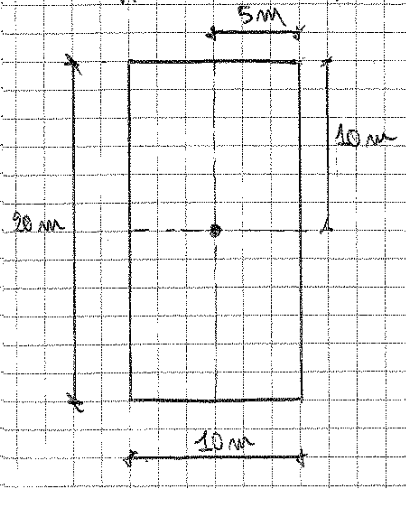
$$D_R = \sqrt{\frac{N_1}{60}} = 0,80 = 80\%$$

Valutazione del numero del modulo da misure di cedimento (Berardi e Lancellotta, 1993)



Dal grafico sopra riportato si ricava: $K_E \cong 820$.

Si deve ora calcolare l'incremento di tensione $\Delta\sigma_v$ dovuto al carico Δq. Si utilizza, a tal fine, l'abaco di Newmark. Prendendo come punto di riferimento il punto centrale della fondazione, si suddivide la stessa in quattro aree di eguali dimensioni e si applica poi il principio di sovrapposizione degli effetti:



$$z = \frac{B}{2} = 5\ m \Rightarrow \begin{cases} m \cdot z = 10 \\ n \cdot z = 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} m = 2 \\ n = 1 \end{cases}$$

Dall'abaco di Newmark si ricava:

$$\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta q} = f = 0,1975$$

Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, si ha:

$$\Delta\sigma_v = 4 \cdot (0,1975 \cdot 124) = 97,96\ kPa$$

ESERCIZIO 23 CALCOLO CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI CON METODO DI BERARDI E LANCELLOTTA

I dati sono quelli dell'esercizio 15b.

DOMANDA

1 Calcolare il cedimento a 30 anni del plinto

Formula da utilizzare

$$\frac{\Delta q}{E_{01}} = \frac{1}{125 \cdot I \cdot (1-\nu^2)} \left(\frac{s}{B}\right)^{0,3}$$

Svolgimento

Alla profondità del piano di posa della fondazione ($D = 2\,m$) si ha:

$$q = \frac{N}{B^2} = \frac{2 \cdot 10^3\,[kN]}{3^2} = 222,2\ kPa$$

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot D = 19 \cdot 2 = 38\ kPa$$

Il valore di $E'_{0,1}$ è pari a:

$$E'_{0,1} = K_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0} + 0,5\,\Delta\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0,5}$$

con p_a pressione atmosferica di riferimento $= 100\ kPa$.

Il numero del modulo K_E dipende dalla densità relativa D_R che può essere valutata tramite la relazione di Lancellotta, dal momento che si dispone dei risultati di prove CPT:

$$D_R(\%) = 68\left[\log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_{v0}}}\right) - 1\right]$$

La profondità di influenza entro cui calcolare i cedimenti è pari a B ($= 3\,m$) dal piano di imposta della fondazione. Dunque, come valore rappresentativo di densità relativa si può prendere quello a $D + \frac{B}{2}$ dal piano campagna, cioè:

base plinto (fondazione)

$$D + \frac{B}{2} = 2 + \frac{3}{2} = 3,5\ m$$

A tale profondità si ha:

- dai risultati prove CPT: $q_c = 14\ MPa$
- $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z = 19 \cdot 3,5 = 66,5\ kPa$

$$= \frac{184{,}2}{99768} \cdot 125 \cdot 0{,}77 \cdot \left(1 - 0{,}2^2\right) = 0{,}142$$

$$\Rightarrow \frac{S}{B} = (0{,}142)^{1/0{,}3} = 2{,}85 \cdot 10^{-3} \Rightarrow S = 2{,}85 \cdot 10^{-3} \cdot \left(3 \cdot 10^{3}\right) = 8{,}5 \text{ mm}$$

Per calcolare le sollecitazioni nella sezione A-A considero le forze che si trovano alla destra di tale sezione. Si ha dunque:

$$V_A = q \cdot 1{,}2\,[m] = 300 \cdot 1{,}2 = 360\ kN$$

$$M_A = 360\,[kN] \cdot \frac{1{,}2\,[m]}{2} = 216\ kN \cdot m$$

CASO 2) $N = 900\ kN$, $M_x = 315\ kN \cdot m$

Il carico risulta eccentrico rispetto al baricentro della fondazione.

Tale eccentricità è pari a: $e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{315}{900} = 0{,}35\ m$.

Tale eccentricità è inferiore ad $\frac{L}{6} = 0{,}5\ m$, dunque il carico agente si trova all'interno del nocciolo centrale di inerzia. Si può dunque utilizzare la formula della pressoflessione:

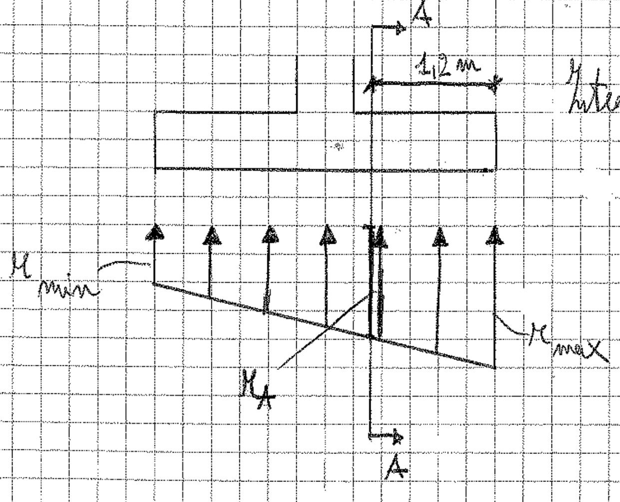
$$\sigma_t = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{12\,N \cdot e_x}{B \cdot L^3} \cdot x + \frac{12\,N \cdot e_y}{B^3 \cdot L} \cdot y$$

La massima σ_t è pari a:

$$\sigma_{t,max} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{12\,N \cdot e_x}{B \cdot L^3} \cdot \frac{L}{2} = \frac{900}{2 \cdot 3} + \frac{12 \cdot 900 \cdot 0{,}35}{2 \cdot 3^3} \cdot \frac{3}{2} = 255\ kPa$$

La minima σ_t è pari a:

$$\sigma_{t,min} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{12\,N \cdot e_x}{B \cdot L^3} \cdot \left(-\frac{L}{2}\right) = \frac{900}{2 \cdot 3} + \frac{12 \cdot 900 \cdot 0{,}35}{2 \cdot 3^3}\left(-\frac{3}{2}\right) = 45\ kPa$$



Integro σ_t lungo B e ottengo:

$$M_{min} = \sigma_{t,min} \cdot B = 45 \cdot 2 = 90\ kN/m$$

$$M_{max} = \sigma_{t,max} \cdot B = 255 \cdot 2 = 510\ kN/m$$

Calcolo M_A:

$$M_A = M_{min} + \frac{M_{max} - M_{min}}{L} \cdot (L - 1{,}2) = 342\ kN/m$$

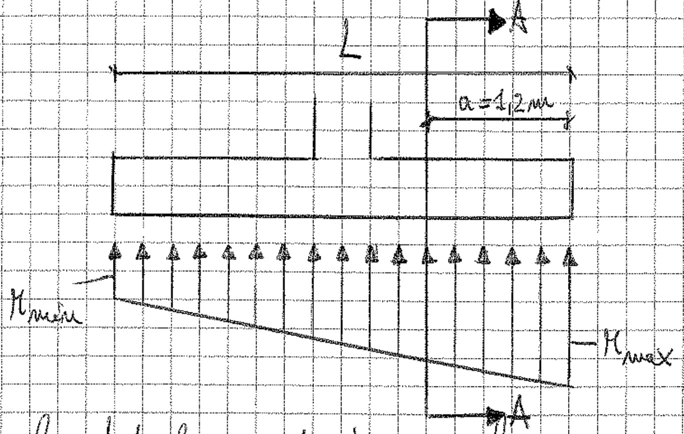
Il taglio nella sezione A1 è pari a:

$$V_1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1) \cdot 1{,}2}{2} = 675\ kN$$

Il momento è pari a:

$$M_1 = \underbrace{\sigma_1 \cdot 1{,}2 \cdot \left(\frac{1{,}2}{2}\right)}_{\text{momento del rettangolo}} + \underbrace{\frac{(\sigma_{max} - \sigma_1) \cdot 1{,}2}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1{,}2\right)}_{\text{momento del triangolo}} = 240 + 180 = 420\ kN\,m$$

$$\sigma_{t_C} = \sigma_{t_{max}} = \frac{1080}{1{,}8 \cdot 3} + \frac{12 \cdot 1080 \cdot 0{,}2}{1{,}8 \cdot 3^3} \cdot \left(\frac{3}{2}\right) + \frac{12 \cdot 1080 \cdot (-0{,}1)}{1{,}8^3 \cdot 3} \left(-\frac{1{,}8}{2}\right) = 347 \, kPa$$



Integro la distribuzione di tensioni lungo B:

$$r_{min} = \frac{\sigma_A + \sigma_D}{2} \cdot B = \frac{53 + 187}{2} \cdot 1{,}8 = 216 \, \frac{kN}{m}$$

area del trapezio

$$r_{max} = \frac{\sigma_B + \sigma_C}{2} \cdot B = \frac{213 + 347}{2} \cdot 1{,}8 = 504 \, \frac{kN}{m}$$

Calcolo r nella sezione A-A:

$$r|_A = r_{min} + \frac{r_{max} - r_{min}}{L} \cdot (L - a) = 216 + \frac{504 - 216}{3}(3 - 1{,}2) = 388{,}8 \, \frac{kN}{m}$$

Il taglio nella sezione A-A è pari a:

$$V_{AA} = \frac{r_{max} + r_{|A}}{2} \cdot a = \frac{504 + 388{,}8}{2} \cdot 1{,}2 = 536 \, kN$$

Il momento nella sezione A-A è pari a:

$$M_{AA} = \underbrace{r_{|A} \cdot a \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}_{\text{momento del rettangolo}} + \underbrace{\left(\frac{r_{max} - r_{|A}}{2} \cdot a\right) \cdot \frac{2}{3}(a)}_{\text{momento del triangolo}} =$$

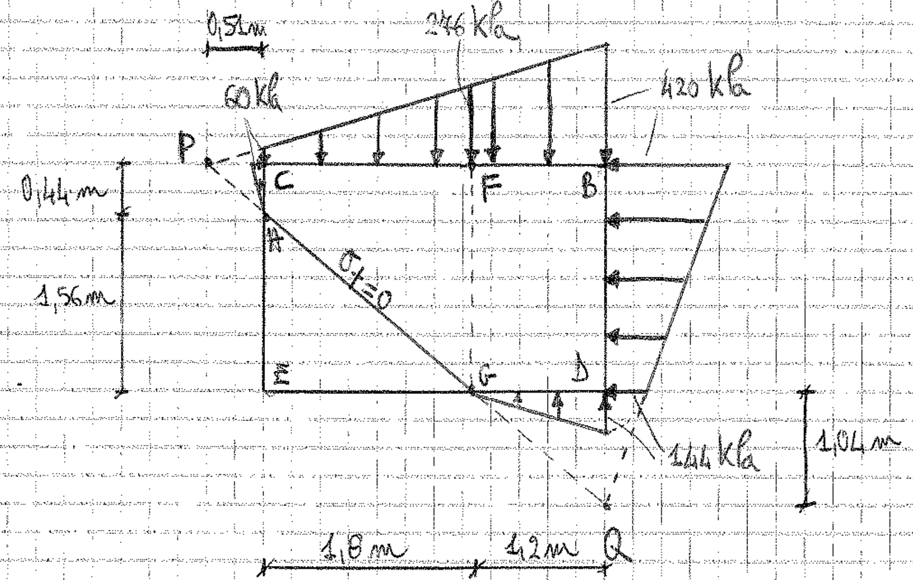
$$= 388{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot \frac{1{,}2}{2} + \frac{504 - 388{,}8}{2} \cdot 1{,}2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1{,}2 = 335 \, kN \cdot m$$

Calcolo m ed n (vedi figura precedente):

$$\frac{m}{(B-y\cdot B)} = \frac{x\cdot L}{y\cdot B} \Rightarrow m = 0{,}51\,m$$

$$\frac{n}{(L-x\cdot L)} = \frac{y\cdot B}{x\cdot L} \Rightarrow n = 1{,}04\,m$$

Tramite semplici proporzioni (triangoli simili) si ottiene (vedi dopo il disegno i calcoli svolti):



LATO C-B:

$$\sigma_C : \overline{PC} = \sigma_B : \overline{PB} \Rightarrow \sigma_C = \frac{420\cdot 0{,}5}{3+0{,}5} = 60\ KPa$$

Ribalto σ_C anche nell'altra direzione e poi unisco alla retta $\sigma_t = 0$

LATO B-D:

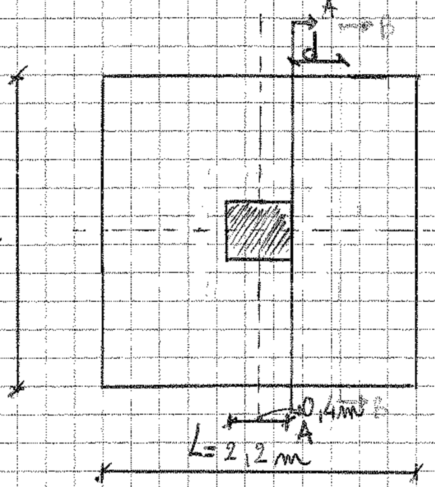
$$\sigma_D : \overline{DQ} = \sigma_B : \overline{BQ} \Rightarrow \sigma_D = \frac{420\cdot 1{,}04}{2+1{,}04} = 144\ KPa$$

Ribalto σ_D anche nell'altra direzione e poi unisco alla retta $\sigma_t = 0$

Calcolo σ_F:

$$\sigma_F = \sigma_C + \frac{\sigma_B - \sigma_C}{L}\cdot(L-1{,}2) = 60 + \frac{420-60}{3}\cdot(3-1{,}2) = 276\ KPa$$

ESERCIZIO 27 DIMENSIONAMENTO DEI PLINTI ISOLATI – PLINTO SNELLO



PLINTO QUADRATO: $B = L = 2,2\ m$

CASO 1) $N_d = 1250\ kN$

CASO 2) $N_d = 840\ kN$, $M_d = 240\ kN \cdot m$

cls C 20/25 ($\gamma_c = 1,5$)

acciaio B 450 C ($\gamma_s = 1,15$)

copriferro = c

$c + \frac{\Phi}{2} = 50\ mm$

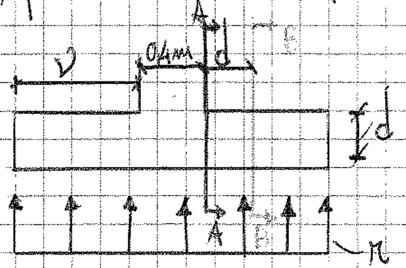
DOMANDA

1 Dimensionare il plinto (altezza h e armatura longitudinale A_s).

Svolgimento

CASO 1) $N_d = 1250\ kN$

Il carico è centrato, quindi la distribuzione delle tensioni di contatto è uniforme



$$\sigma_t = \frac{N_d}{B \cdot L} = 258,3\ kPa$$

$$r = \sigma_t \cdot B = 258,3 \cdot 2,2 = 568,3\ \frac{k}{m}$$

Ipotizzo $d = 0,4\ m$ (40 cm) $\rightarrow h = d + c + \frac{\Phi}{2} = 0,45\ m$ (45 cm)

Devo verificare che questa d sia sufficiente per soddisfare la verifica a taglio. La verifica a taglio si effettua nella sezione B-B, a distanza d dal filo pilastro.

$$V_{Ed,\,sez.\,B\text{-}B} = r \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{0,4}{2} - d\right) = 568,3\left[\frac{kN}{m}\right] \cdot \left(\frac{2,2}{2} - \frac{0,4}{2} - 0,4\right) = 284,2\ kN$$

$$V_{Ed,min} = \left(0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}\right) \cdot b \cdot d = 0,035 \cdot \underbrace{\left(1 + \sqrt{\frac{200}{400}}\right)}^{1,5} \cdot \sqrt{25 \cdot 0,83} \cdot 2,2 \cdot 0,4 \cdot 10^3 = 312,9$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,7\,42$$

d espresso in mm

$V_{Ed,min} > V_{Ed} \rightarrow$ la verifica è soddisfatta

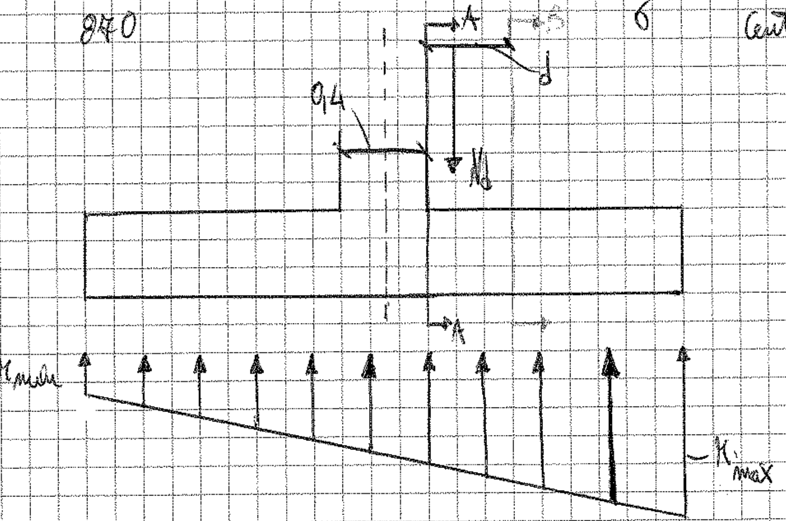
Ora si passa al calcolo dell'armatura longitudinale. Verifico se il plinto è snello o tozzo:

$$\frac{v}{\dots} = \frac{\frac{L}{2} - \frac{0,4}{2}}{\dots} = 2 \geq 2 \rightarrow$$ posso considerare il plinto come snello.

CASO 2) $N_d = 870\ kN$, $M_d = 240\ kN \cdot m$

Vedo se lo sforzo agente è interno o esterno al nocciolo centrale di inerzia:

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{240}{870} = 0{,}276\,m < 0{,}34\,m = \frac{B}{6}$$ → lo sforzo è interno al nocciolo centrale di inerzia



Utilizzo la formula della pressoflessione:

$$\sigma_{max} = \frac{N_d}{\cancel{B} \cdot L} \cdot \cancel{B} + \frac{12 \cdot N_d \cdot e_x}{\cancel{B} \cdot L^3} \cdot \frac{L}{2} \cdot \cancel{B} = 693\ kN/m$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_d}{\cancel{B} \cdot L} \cdot \cancel{B} + \frac{12 \cdot N_d \cdot e_x}{B \cdot L^3} \cdot \left(-\frac{L}{2}\right) \cdot B = 98\ kN/m$$

$$\sigma_{sez.A-A} = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} + \frac{0{,}4}{2}\right) = 450\ kN/m$$

$$\sigma_{sez\,B-B} = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} \left(\frac{L}{2} + \frac{0{,}4}{2} + d\right) = 504\ kN/m$$

ipotizzo $d = 0{,}4\,m \Rightarrow h = 0{,}45\,m$

$$V_{Ed_{sez\,B-B}} = \left(\sigma_{max} + \sigma_{sez\,B\text{-}B}\right) \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{0{,}4}{2} - d\right) \Big/ 2 = 300\ kN$$

$V_{Rd,min}$ = è uguale a prima = 312,9 kN $\Rightarrow V_{Rd,min} > V_{Ed}$

$d = 0{,}4\,m \Rightarrow h = 0{,}45\,m \Rightarrow V = 0{,}9\,m$ (~~tutto~~ come prima) → PLINTO SNELLO

$$M_{Ed,sez\,A-A} = \sigma_{sez.A-A} \cdot \frac{V^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{sez.AA}) \cdot V}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} V\right) = 248\ kN \cdot m$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0{,}9 \cdot d} = \frac{248 \cdot 10^6}{391{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 400} = 1761\ mm^2$$

in considerazione solo la distribuzione di tensioni di contatto rossa.

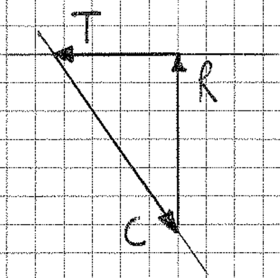
$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma(B/2)) \cdot B/2}{2} = \frac{(615 + 284)}{2} \cdot \frac{2,1}{2} = 472 \text{ kN}$$

retta

Calcolo la distanza x della risultante R dalla baricentrica della fondazione:

$$X = \frac{M_{R|B/2}}{R} = \frac{\left(\sigma|_{B/2} \cdot \frac{B}{2}\right) \cdot \frac{B}{4} + \left[\left(\frac{\sigma_{max} - \sigma|_{B/2}}{2}\right) \cdot \frac{B}{2}\right] \cdot \left(\frac{2}{3}\frac{B}{2}\right)}{R} =$$

$$= \frac{\left(284 \cdot \frac{2,1}{2}\right) \cdot \frac{2,1}{4} + \left[\frac{(615 - 284)}{2} \cdot \frac{2,1}{2}\right] \cdot \frac{2}{3}\left(\frac{2,1}{2}\right)}{472} = 0,59 \text{ m}$$



$$\frac{T}{x - \frac{a}{4}} = \frac{R}{0,85 \cdot d} \rightarrow$$

$$\rightarrow T = \frac{442 \cdot \left(0,59 - \frac{0,4}{4}\right)}{0,85 \cdot 0,55} = 495 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{495 \cdot 10^3}{391,3} = 1265 \text{ mm}^2$$

Scelgo di disporre $\phi 14$ $\Rightarrow \frac{1256}{\pi \cdot \left(\frac{14}{2}\right)^2} = 9$ ferri $\Rightarrow A_{s\,reale} = 1385 \text{ mm}^2$

INTERASSE BARRE

$$i = \frac{2100 - 2 \cdot 50}{9 - 1} = 250 \text{ mm}$$

ALTEZZA PIEGO

$$\max\left(\frac{1}{3} l_b, 200 \text{ mm}, 10\phi\right) = \max\left(\frac{1}{3} \cdot 36 \cdot 14, 200 \text{ mm}, 10 \cdot 14\right) =$$

$$= \max\left(168 \text{ mm}, 200 \text{ mm}, 140 \text{ mm}\right) = 200 \text{ mm}$$

Ora si passa al calcolo dell'armatura longitudinale. Il momento agente nella sezione A-A a filo pilastro è pari a:

$$M_{Ed,rif,AA} = \sigma_{rif,AA} \cdot \frac{v^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{rif,AA})}{2} \cdot v \left(\frac{2}{3} v\right) =$$

$$= 342{,}4 \cdot \frac{1{,}275^2}{2} + \frac{433{,}2 - 342{,}4}{2} \cdot 1{,}275 \cdot \frac{2}{3} 1{,}275 = 328\ kN\,m$$

Ponendo $M_{Rd} = M_{Ed}$ si ricava l'area d'armatura strettamente necessaria per soddisfare la verifica a momento:

$$A_{s,nec} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0{,}9 d} = \frac{328 \cdot 10^6}{391{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 550} = 1693\ mm^2$$

Scelgo di porre ferri $\phi 16 \Rightarrow \frac{1693}{\pi \left(\frac{16}{2}\right)^2} = 9$ ferri $\Rightarrow A_{s,reale} = 1809\ mm^2$

L'interasse è pari a:

$$i = \frac{B - 2c}{n^{\circ} ferri - 1} = \frac{2400 - 2 \cdot 50}{9 - 1} = 287{,}5\ mm \quad (100 < i < 300)$$

Lunghezza di ancoraggio:

$$l_b = n \cdot \phi = 36 \cdot 16 = 576\ mm$$

per C25/30 $\Rightarrow n = 36$

$$l_{b,eff} = \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} l_b = 539\ mm$$

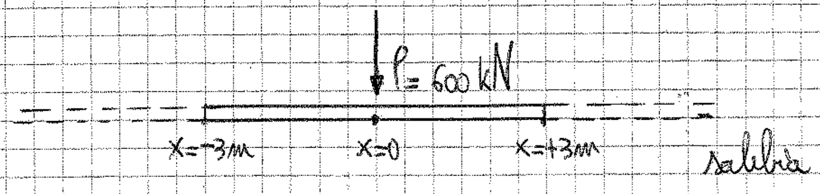
Si deve verificare se la lunghezza di ancoraggio disponibile è maggiore di $l_{b,eff}$:

$$l_{b,disp} = v - d = 1{,}275 - 0{,}55 = 0{,}725 = 725\ mm$$

Poiché $l_{b,disp} > l_{b,eff} \Rightarrow$ non è necessario effettuare il piego dei ferri.

ESERCIZIO 30 TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

trave ∞-∞



$B = 0{,}90\ m$; $J = 0{,}0176\ m^4$; $E(cls) = 25 \cdot 10^9 \ \frac{N}{m^2} = 25000 \ \frac{MN}{m^2}$

da prova di carico su piastra si è ottenuto: $K_1 = 55\ MN/m^3$

DOMANDA

1. Calcolare y, M, V della trave nei punti $x = 0\ m$, $x = \pm 3\ m$

Svolgimento

Si determina il modulo di reazione K. Prima di far ciò, si corregge il K_1 ottenuto da prova di carico su piastra, considerando che siamo su un terreno sabbioso:

$$K_1 = K_{1\,\text{carico su piastra}} \cdot \left(\frac{B+\phi}{2B}\right)^2 = 55 \cdot \left(\frac{0{,}90+0{,}30}{2 \cdot 0{,}90}\right)^2 = 24{,}4\ MN/m^3$$

$$K = K_1 \cdot B = 24{,}4 \cdot 0{,}90 = 22\ MN/m^2$$

Si verifica ora se la trave è rigida o flessibile:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}} = \sqrt[4]{\frac{22\,[MN/m^2]}{4 \cdot 0{,}0176\,[m^4] \cdot 25000\,[MN/m^2]}} = 0{,}33\ m^{-1}$$

$$\rightarrow \frac{1}{\lambda} = 3\ m$$

$\frac{\pi}{4\lambda} = 2{,}35\ m < L = 3\ m \rightarrow$ la trave non può considerarsi rigida.

$\frac{\pi}{\lambda} = 9{,}4\ m > L = 3\ m \rightarrow$ la trave non può considerarsi flessibile.

Comunque, la trave ha un comportamento abbastanza assimilabile a quello di trave rigida.

Le formule da utilizzare sono le seguenti:

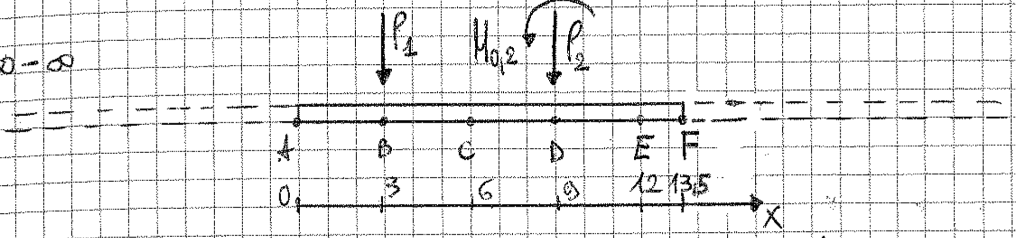
$$y = A \cdot \frac{\lambda P}{2K}$$

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

$$V = -D \cdot \frac{P}{2}$$

ESERCIZIO 31 TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Trave $\infty - \infty$



$B = 0{,}90\ m$; $EJ = 440\ MN \cdot m^2$, K(fondazione) $= 22\ MN/m^2$; $\frac{1}{\lambda} = 3$

$P_1 = 700\ kN$, $P_2 = 500\ kN$, $|M_{0,2}| = 200\ kN \cdot m$

DOMANDA

1. Calcolare M e V nei punti A, B, C, D, E, F.

Svolgimento

Utilizzo il principio di sovrapposizione degli effetti per calcolare M e V (siamo in campo elastico - lineare).

Per prima cosa vedo se la trave è rigida o flessibile:

$\frac{\pi}{4\lambda} = 2{,}4\ m < L = 12\ m \Rightarrow$ la trave non può considerarsi rigida.

$\frac{\pi}{\lambda} = 9{,}4\ m < L = 12\ m \Rightarrow$ la trave può considerarsi flessibile.

Calcolo il momento M:

- carico P_1: $M = C \cdot \frac{P_1}{4 \cdot \lambda}$

- in B: $\lambda x = 0 \Rightarrow M = 1 \cdot \frac{700 \cdot 3}{4} = 525\ kN \cdot m$

- in C: $\lambda x = 1 \Rightarrow M = -0{,}111 \cdot \frac{700 \cdot 3}{4} = -58{,}3\ kN \cdot m$

- in A: sfrutto la simmetria $\Rightarrow M_A = M_C = -58{,}3\ kN \cdot m$

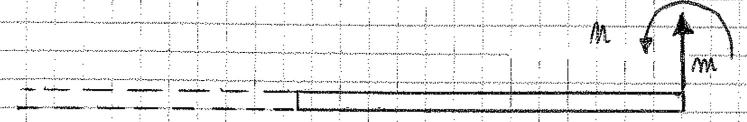
- in D: $\lambda x = 2 \Rightarrow M = -0{,}179 \cdot \frac{700 \cdot 3}{4} = -94{,}0\ kN \cdot m$

- in E: $\lambda x = 3 \Rightarrow M = -0{,}056 \cdot \frac{700 \cdot 3}{4} = -29{,}4\ kN \cdot m$

- in F: $\lambda x = 3{,}5 \Rightarrow M = -0{,}018 \cdot \frac{700 \cdot 3}{4} = -9{,}45\ kN \cdot m$

- in E: $\lambda x = 4 \Rightarrow V = -0,002 \cdot 56 - 2 \cdot (-0,014) \cdot \frac{84,2}{3} = 0,67$ kN
- in F: $\lambda x = 4,5 \Rightarrow V = -0,009 \cdot 56 - 2 \cdot (-0,011) \cdot \frac{84,2}{3} = 0,11$ kN

2° TRAVE SEMI INFINITA CHE SI INTERROMPE IN F



$m = 13,7$ kN ; $M = 88,7$ kN

Calcolo M dovuto a m e M: $M = -B \cdot \frac{P}{\lambda} + A \cdot M$

- in A: $\lambda x = -4,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 4,5$ e sfrutto la simmetria:

$$M = -(-0,011) \cdot (-13,7) \cdot 3 + (-0,013) \cdot (-88,7) \cdot (-1) = -1,6 \text{ kN} \cdot m$$

- in B: $\lambda x = -3,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 3,5$:

$$M = -(-0,011) \cdot (-13,7) \cdot 3 + (-0,039) \cdot (-88,7) \cdot (-1) = -3,9 \text{ kN} \cdot m$$

- in C: $\lambda x = -2,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 2,5$:

$$M = -0,049 \cdot (-13,7) \cdot 3 + (-0,017) \cdot (-88,7) \cdot (-1) = -0,5 \text{ kN} \cdot m$$

- in D: $\lambda x = -1,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 1,5$:

$$M = -0,223 \cdot (-13,7) \cdot 3 + 0,238 \cdot (-88,7) \cdot (-1) = 30,3 \text{ kN} \cdot m$$

- in E: $\lambda x = -0,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 0,5$:

$$M = -0,291 \cdot (-13,7) \cdot 3 + 0,823 \cdot (-88,7) \cdot (-1) = 85,0 \text{ kN} \cdot m$$

- in F: $\lambda x = 0 \rightarrow M = 0 + 1 \cdot 88,7 = 88,7$ kN · m

Calcolo V dovuto a m e M: $V = -C \cdot P - 2 \cdot B \cdot \lambda \cdot M$

- in A: $\lambda x = -4,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 4,5$ e sfrutto la simmetria:

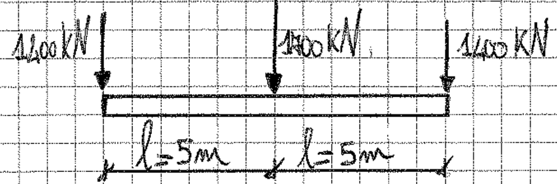
$$V = -0,009 \cdot (-13,7) \cdot (-1) - 2 \cdot (-0,011) \cdot \frac{(-88,7)}{3} = -0,77 \text{ kN}$$

- in B: $\lambda x = -3,5 \Rightarrow$ considero $\lambda x = 3,5$:

$$V = -(-0,018) \cdot (-13,7) \cdot (-1) - 2 \cdot (-0,011) \cdot \frac{(-88,7)}{3} = -0,40 \text{ kN}$$

ESERCIZIO 33 INTERAZIONE STRUTTURA - TERRENO

Dall'analisi effettuata con il metodo dei vincoli ausiliari



DOMANDA

1 Calcolare il momento che c'è nella trave di fondazione

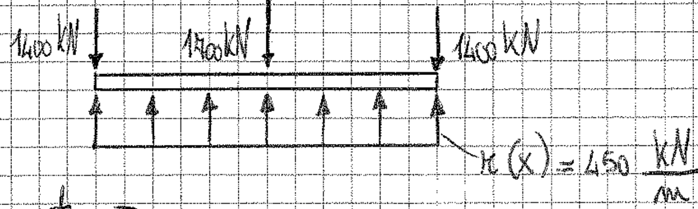
Svolgimento

CASO DI STRUTTURA FLESSIBILE

Se la struttura è flessibile, i carichi trasmessi non risultano influenzati dai cedimenti differenziali.

Considerando la trave rigida si può determinare la distribuzione delle tensioni di contatto con la formula della pressoflessione:

$$r(x) = \frac{N}{L} = \frac{1400 \cdot 2 + 1700}{10} = 450 \frac{kN}{m}$$



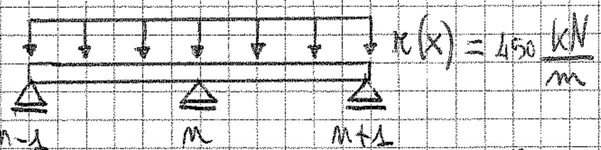
Il momento in campata è:

$$M(x=5m) = -1400 \cdot 5 + 450 \cdot 5 \cdot \frac{5}{2} = -1375 \, kN \cdot m$$

CASO DI STRUTTURA RIGIDA

In questo caso va considerata l'interazione tra la trave e il terreno.

Considero la trave caricata con $r(x)$:



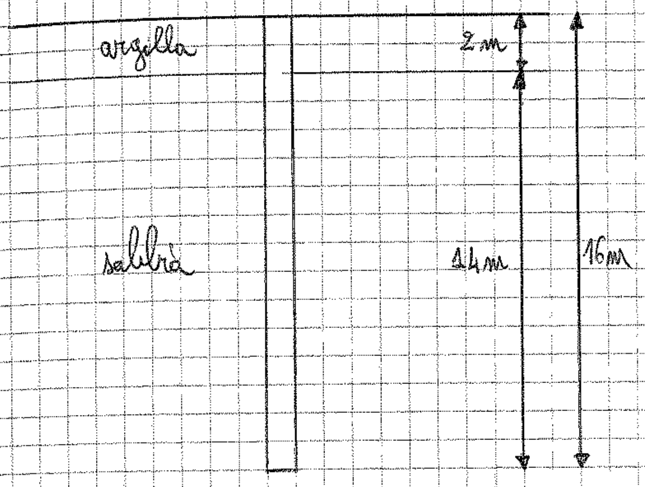
Per determinare le reazioni agli appoggi utilizzo l'equazione dei tre momenti:

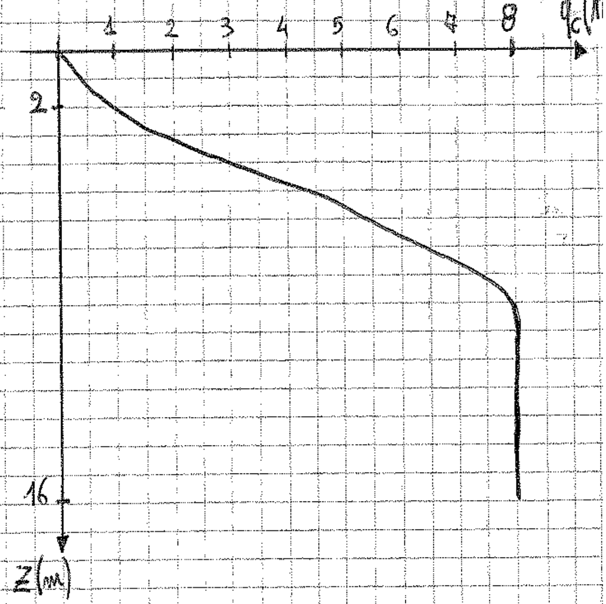
$$\frac{1}{24}\left(l_{n-1}^3 \cdot p_{n-1} + l_n^3 \cdot p_n\right) = \frac{1}{6}\left(\underbrace{\cancel{l_{n-1} \cdot M_{n-1}} + \cancel{l_n \cdot M_{n+1}}}_{\text{zero} = 0 \text{ in questo caso (ho appoggi)}}\right) + \frac{1}{3}\left(l_{n-1} + l_n\right) M_n$$

$$\Rightarrow \frac{1}{24}\left(5^3 \cdot 450 + 5^3 \cdot 450\right) = \frac{1}{3}(5+5) \cdot M_n \Rightarrow M_n = 1406 \, kN \cdot m$$

ESERCIZIO 34 a CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

PALO INFISSO IN SABBIA





$D_{palo} = 0{,}50\ m$, $\gamma_{CLS} = 24\ kN/m^3$

$\gamma_{sabbia} = 20\ kN/m^3$, NON C'È PRESENZA DI FALDA

$\varphi'_{CV} = 34°$

DOMANDA

1. Calcolare Q_{LIM} del palo

Svolgimento

$$Q_{LIM} = Q_B + Q_S - W$$

CALCOLO DELLA PORTATA DI BASE Q_B

$$Q_B = q_{lim} \cdot A_B$$

Poiché si hanno i risultati di prove CPT, si assume $q_{lim} = q_{c_{CPT}}$, dunque:

$$Q_B = q_c \cdot A_B = 8000\ [kPa] \cdot \pi \cdot \left(\frac{0{,}5}{2}\right)^2 [m^2] = 1571\ kN$$

Poiché il palo è immorsato nello strato di sabbia per un tratto superiore a $10 \cdot D_{palo}$ (= 5 m), il valore di q_{lim} non va ridotto.

CALCOLO DELLA PORTATA LATERALE Q_S : $Q_S = f_s \cdot A_s$

1° modo per calcolare f_s

L'attrito laterale che può essere mobilitato alla generica profondità z all'interfaccia palo - terreno è:

$$f_z = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan\delta$$

Dunque, in definitiva, la capacità portante del palo vale:

$$Q_{LIM} = Q_B + Q_S - W$$

con $Q_S = 1759\ kN \rightarrow Q_{LIM} = 1571 + 1759 - 85 = 3245\ kN$

con $Q_S = 1034\ kN \rightarrow Q_{LIM} = 1571 + 1034 - 85 = 2520\ kN$

CALCOLO DELLA PORTATA LATERALE Q_S : $Q_S = f_S \cdot A_S$

1° modo per calcolare f_S

l'attrito laterale che può essere mobilitato alla generica profondità z all'interfaccia palo - terreno è:

$f_z = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan\delta$

palo trivellato $\Rightarrow$ considero $K = \frac{2}{3} K_0 = \frac{2}{3}(1-\sin\varphi') = \frac{2}{3}(1-\sin 36°) = 0{,}27$

considero $\delta = \varphi'$

$z_{\text{media palo}} = 10\,m \Rightarrow \sigma'_{v0} = 20 \cdot 10 = 200$ KPa

Dunque:

$f_S = 0{,}27 \cdot 200 \cdot \tan 36° = 39$ KPa

$Q_S = f_S \cdot A_S = 39 \cdot \pi \cdot 0{,}80 \cdot 20 = 1960$ KN

2° modo per calcolare f_S

$$\begin{cases} f_S = \frac{q_c}{200} & \text{se } q_c \geq 20 \text{ MPa} \\ f_S = \frac{q_c}{150} & \text{se } q_c \leq 10 \text{ MPa} \end{cases}$$

Considerando come rappresentativo un valore di $q_c = 6$ MPa, si ha:

$f_S = \frac{6000}{150} = 40$ KPa

$Q_S = 40 \cdot \pi \cdot 0{,}8 \cdot 20 = 2011$ KN

CALCOLO DEL PESO DEL PALO W

$W = \gamma_{cls} \cdot A_B \cdot L = 24 \left[\frac{kN}{m^3}\right] \cdot \frac{\pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot 20 = 241$ kN

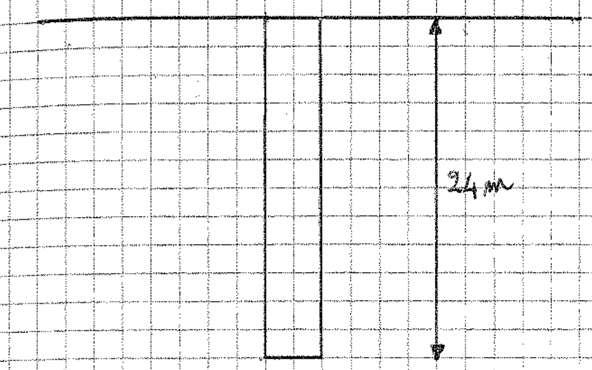
Dunque:

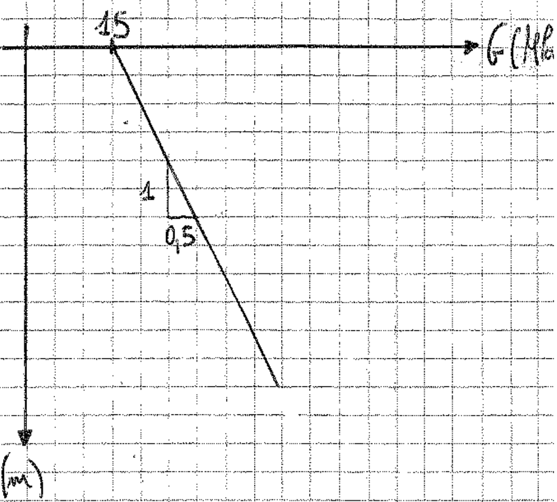
$Q_{LIM} = Q_B + Q_S - W$

con $Q_S = 1960$ KN $\Rightarrow Q_{LIM} = 339 + 1960 - 241 = 2058$ KN

con $Q_S = 2011$ KN $\Rightarrow Q_{LIM} = 339 + 2011 - 241 = 2109$ KN

ESERCIZIO 35 CALCOLO DELLA RIGIDEZZA ASSIALE DI UN PALO DI FONDAZIO





$D_{palo} = 1\ m$, $E_{cls} = 25'000\ MPa$

$G_{terreno} = 15 + 0{,}5 \cdot z\ (MPa)$, $\nu_{terreno} = 0{,}15$

DOMANDA

1.) Calcolare la rigidezza assiale del palo

Svolgimento

Per prima cosa verifico se il palo è rigido o flessibile:

PALO RIGIDO se: $\frac{L}{R_0} \leq \frac{1}{2}\sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \Rightarrow \frac{24}{0{,}5} \leq \frac{1}{2}\sqrt{\frac{25'000}{24}} \Rightarrow \cancel{48 \leq 15}$

$\Rightarrow$ il palo non è rigido

PALO FLESSIBILE se: $\frac{L}{R_0} \geq 3\sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \Rightarrow 48 \geq 3\sqrt{\frac{25'000}{24}} \Rightarrow \cancel{48 \geq 91}$

$\Rightarrow$ il palo non è flessibile

Calcolo ora la lunghezza massima per la quale il palo è rigido:

- ipotizzo $L = 10\ m \Rightarrow G_L = 20\ MPa$ $(15 + 0{,}5 \cdot 10)$

  verifico $\Rightarrow L = R_0 \cdot \frac{1}{2}\sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} = 0{,}5 \cdot \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{25'000}{20}} = 8{,}84\ m$

- ipotizzo $L = 8{,}84\ m \Rightarrow G_L = 19{,}42\ MPa$

  verifico $\Rightarrow L = 0{,}5 \cdot \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{25'000}{19{,}42}} = 8{,}97\ m$

Posso considerare di essere giunto a convergenza; dunque, la lunghezza massima per la quale il palo può essere considerato rigido è pari a 8,97 m.

$$\alpha_{12} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{6}{0,5}\right)}{\ln\left(\frac{8}{0,5}\right)} = 0,35$$

$$\alpha_{13} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{6}{0,5}\right)}{\ln\left(\frac{8}{0,5}\right)} = 0,10$$

$$\alpha_{21} = \alpha_{12}$$

Dunque $w_1 = w_2$ diventa:

$$\frac{P_1}{K_V} + \alpha_{12}\frac{P_2}{K_V} + \alpha_{13}\frac{P_1}{K_V} = \frac{P_2}{K_V} + 2 \cdot \alpha_{21} \cdot \frac{P_1}{K_V}$$

semplificando K_V si ha:

$$P_1 + 0,35 \cdot P_2 + 0,10\, P_1 = P_2 + 2 \cdot 0,35 \cdot P_1$$

$$0,40\, P_1 = 0,65\, P_2$$

$$P_1 = 1,625\, P_2$$

Mettendo insieme l'equazione di equilibrio delle forze in direzione verticale e quest'ultima equazione si ha:

$$\begin{cases} P_1 = 1,625 P_2 \\ 2P_1 + P_2 = 40 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} / \\ 2 \cdot 1,625\, P_2 + P_2 = 40 \end{cases} \Rightarrow P_2 = 9,41 \text{ MN} \rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_1 = 15,29 \text{ MN} \\ P_2 = 9,41 \text{ MN} \end{cases}$$

Il cedimento della palificata sarà dunque:

$$w = \frac{9,41}{508,9} + 2 \cdot 0,35 \cdot \frac{15,29}{508,9} = 0,040 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

uso l'equazione di w_2 (avrei potuto usare anche quella di w_1, tanto so che $w_1 = w_2 = w$)

cedimento del plinto rigido

$$K_{12} = K_{21} = \frac{-6{,}63^2}{0{,}0771 \cdot (2{,}88 - 1{,}2)} = -339 \ MN$$

$$K_{22} = \frac{6{,}63^3}{0{,}0771 \cdot (6{,}4 - 2{,}66)} = 1011 \ MN \cdot m / rad$$

Per calcolare la rigidezza assiale del palo devo dapprima verificare se è rigido o flessibile.

- PALO FLESSIBILE se: $\frac{L}{R_0} \geq 3 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \Rightarrow \frac{28}{0{,}5} \geq 3 \sqrt{\frac{25'000}{30}} \Rightarrow 56 \not\geq 86$

$\Rightarrow$ il palo non è flessibile

- PALO RIGIDO se: $\frac{L}{R_0} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} \Rightarrow \frac{28}{0{,}5} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{25000}{30}} \Rightarrow 56 \not\leq 14$

$\Rightarrow$ il palo non è rigido

Calcolo ora la lunghezza per la quale il palo è rigido:

$$L = \frac{1}{2} \cdot R_0 \cdot \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{25'000}{30}} = 7{,}2 m$$

Calcolo la lunghezza attiva per la quale il palo è flessibile:

$$L_a = 3 \cdot R_0 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}} = 3 \cdot 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{25'000}{30}} = 43{,}3 m$$

Nel caso di palo rigido, la rigidezza vale:

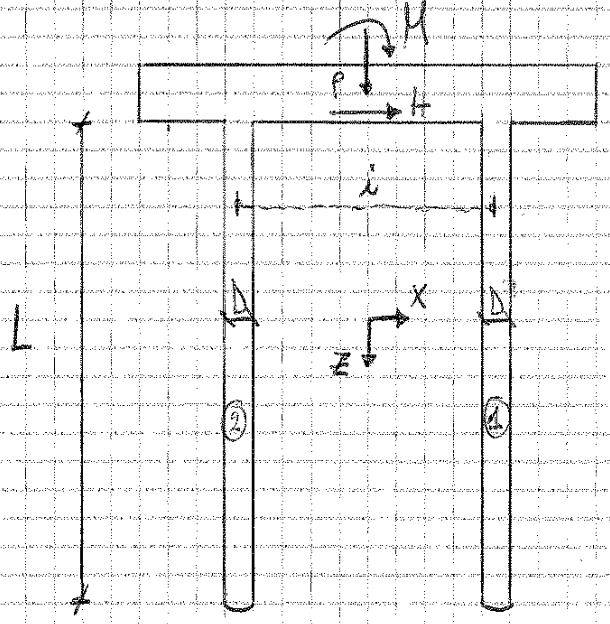
$$\frac{Q}{W} = \frac{1}{2} (\pi \cdot L \cdot G) + \frac{4 R_b G_b}{(1-\nu)} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 7{,}2 \cdot 30 + \frac{4 \cdot 0{,}5 \cdot 30}{1 - 0{,}15} = 410 \frac{MN}{m}$$

Nel caso di palo flessibile, la rigidezza vale:

$$\frac{Q}{W} = \pi \cdot R_0 \cdot G_{av} \sqrt{\frac{E_{palo}}{2 \cdot G_L}} = \pi \cdot 0{,}5 \cdot 30 \sqrt{\frac{25'000}{2 \cdot 30}} = 962 \frac{MN}{m}$$

Posso ora calcolare la rigidezza del palo in esame.

ESERCIZIO 38 CALCOLO DI UN PLINTO SU DUE PALI SOGGETTO A FORZE ASSIALI E ORTOGONALI ALL'ASSE DEI PALI



$i = 3\,m$, $D = 0{,}80\,m$,
$L = 15\,m$

$G_{terreno} = 25\,MPa$, $\nu = 0{,}15$

$E_{palo} = 25000\,[MPa]$ o $[MN/m^2]$

$$\begin{cases} P = 2500\,kN \\ H = 400\,kN \\ M = 1000\,kN\cdot m \end{cases}$$

DOMANDA

1) Determinare le caratteristiche di sollecitazione relative alla sezione di incastro dei due pali e gli spostamenti del plinto

Svolgimento

Per prima cosa calcolo i coefficienti della matrice di rigidezza del palo singolo. Per fare ciò, mi serve calcolare dapprima la lunghezza critica:

$$l_c = D \cdot \left[\frac{E_{palo}}{G_c(1+0{,}75\nu)}\right]^{2/7} = 0{,}80 \left[\frac{25000}{25\,[1+0{,}75\cdot 0{,}15]}\right]^{2/7} = 5{,}58\,m$$

Calcolo F:

$$F = \left[\frac{E_{palo}}{G_c(1+0{,}75\nu)}\right]^{\frac{1}{7}} \Big/ \left[\rho\, G_c\,(1+0{,}75\nu)\right] = 0{,}095\ MPa^{-1}$$

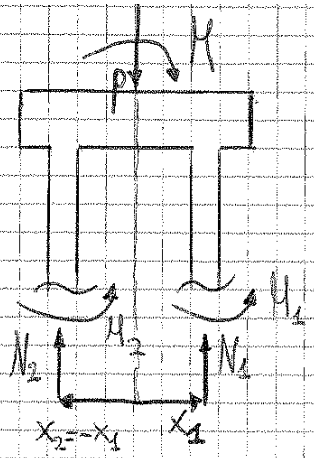
$\rho = 1$ (poiché G è costante con la profondità)

Calcolo dunque i termini della matrice di rigidezza:

$$K_{11} = \frac{0{,}5\, l_c}{F\left(0{,}27 - \frac{0{,}11}{\sqrt{\rho}}\right)} = 183{,}71\ \frac{MN}{m}$$

$$K_{12} = \frac{-l_c^2\,\sqrt{\rho}}{F\cdot(2{,}88\sqrt{\rho} - 1{,}20)} = -195{,}43\ \frac{MN}{rad} = K_{21}$$

$$K_{22} = \frac{l_c^3}{F\cdot(6{,}4\sqrt{\rho} - 2{,}66)} = 490{,}26\ \frac{MN\cdot m}{rad}$$



$$\Rightarrow M = M_1 + M_2 + N_1 \cdot x_1 + N_2(-x_1) =$$
$$= M_1 + M_2 + k_{33}(v + \alpha x_1) \cdot x_1 +$$
$$+ k_{33}(v - \alpha x_1) \cdot (-x_1) =$$
$$= M_1 + M_2 + \cancel{k_{33} v \cdot x_1} - \cancel{k_{33} \cdot v \cdot x_1} +$$
$$+ k_{33}\,\alpha x_1^2 + k_{33}\,\alpha x_1^2 =$$
$$= M_1 + M_2 + 2 k_{33}\,\alpha x_1^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v = \dfrac{P}{2k_{33}} = \dfrac{2500\,[kN]}{2 \cdot 407{,}10 \cdot 10^3 \left[\frac{kN}{m}\right]} = 3{,}07 \cdot 10^{-3}\ m \\ 2k_{11}\,u + 2k_{12}\,\alpha = 400\,[kN] \\ 2(k_{22}\,\alpha + k_{12}\,u) + 2k_{33}\,\alpha x_1^2 = 1000\ [kN \cdot m] \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} / \\ u = \dfrac{200 - k_{12}\,\alpha}{k_{11}} \\ k_{22}\,\alpha + k_{12}\,\dfrac{200 - k_{12}\,\alpha}{k_{11}} + k_{33}\,\alpha(1{,}5)^2 = \dfrac{500}{1000}\ MN \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} / \\ / \\ 490{,}26 \cdot \alpha + (-195{,}43) \cdot \left(\dfrac{200 + 195{,}43 \cdot \alpha}{183{,}71}\right) + 407{,}10\,\alpha \cdot 1{,}5^2 = 0{,}5 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v = 3{,}07 \cdot 10^{-3}\ m \\ u = \dfrac{200\,[kN] + 195{,}43 \cdot 10^3 \left[\frac{kN}{rad}\right] \cdot \frac{0{,}59}{1000}\,[rad]}{183{,}71 \cdot 10^3 \left[\frac{kN}{m}\right]} = 1{,}72 \cdot 10^{-3}\ m \\ \alpha = 0{,}59\ mrad \end{cases}$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 97 di 121