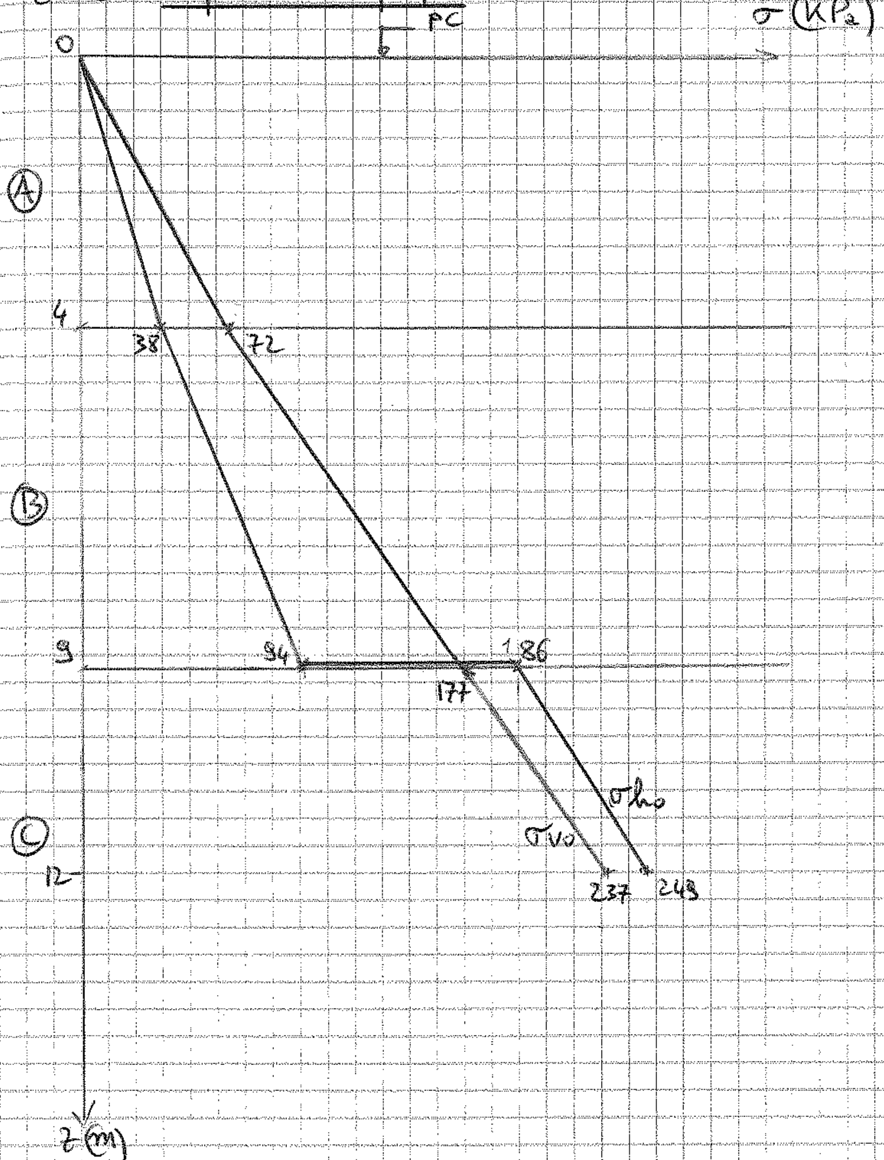
NUMERO : 468 DATA : 18/02/2013

A P P U N T I

STUDENTE : Di Maria

MATERIA : Fondazioni I
Prof. Costanzo

ES 1 Profilo stratigrafico



NO FALDA

$\phi'_A = 28°$ $\gamma_A = 18\ kN/m^3$ N

$\phi'_B = 28°$ $\gamma_B = 21\ kN/m^3$ N

$\phi'_C = 32°$ $\gamma_C = 20\ kN/m^3$ OC

Scala:

(z) 1cm = 1

(σ) 1cm = 3

- Calcolare σ_{vo}, σ'_{ho}
- Diagrammare σ_{vo}, σ'_{ho}

z (m)	$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo}$ (kPa)	K_o	σ'_{ho} (kPa)
4	$18 \times 4 = 72$	$1 - \text{sen}\,28 = 0{,}53$	$72 \times 0{,}53 = 38$
9	$72 + 21 \times 5 = 177$	$1 - \text{sen}\,28 = 0{,}53$ $(1-\text{sen}\,32) \times 5^{0,5} = 1{,}05$	$177 \times 0{,}53 = 94$ $177 \times 1{,}05 = 186$
12	$177 + 3 \times 20 = 237$	$(1 - \text{sen}\,32) \times 5^{0,5} = 1{,}05$	$237 \times 1{,}05 = 249$

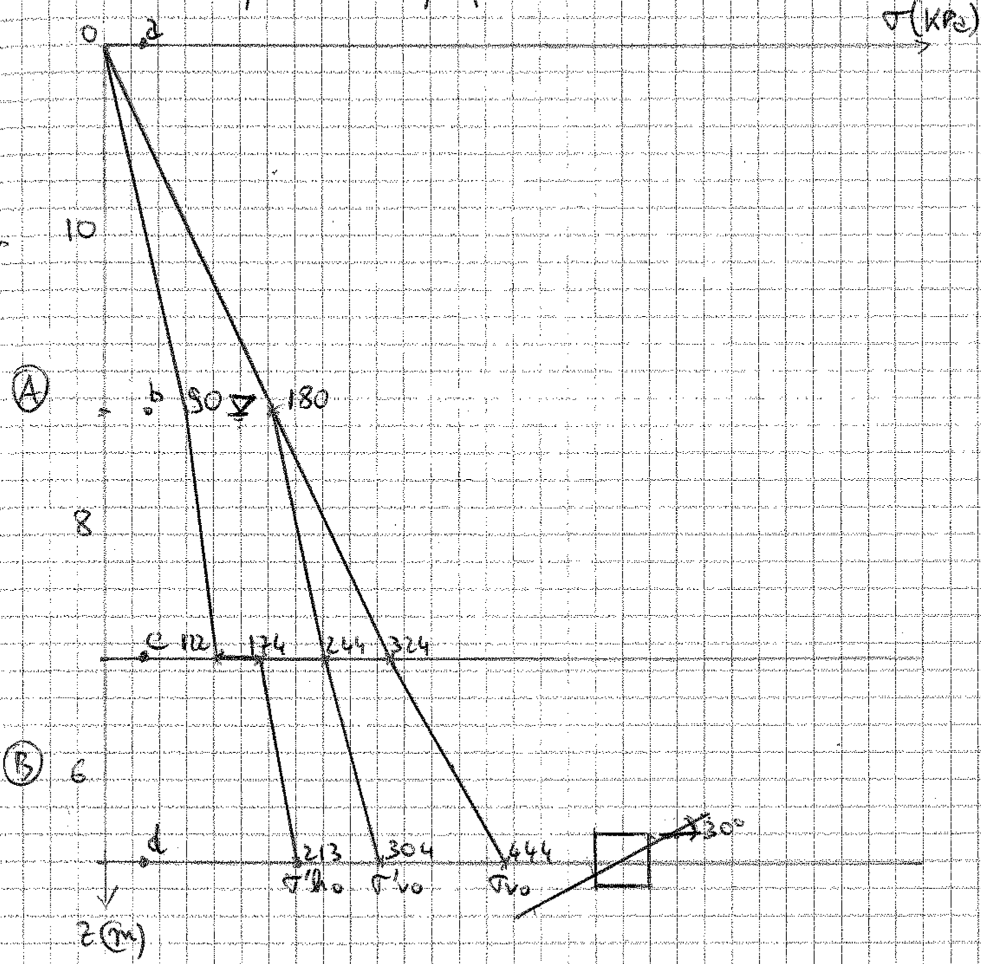
Dove:

$\sigma_{vo} = \gamma \cdot z$ tensioni verticali TOTALI

$K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$ (Per $z = 9$ m considero il cambio di strato ed ho 2 differenti K_o)

$\sigma'_{ho} = \sigma_{vo} \cdot K_o$ Tensioni orizzontali (che si calcolano con il coefficiente di spinta a riposo K_o, poiché non è immediata la loro valutazione come invece lo è per le σ_{vo})

ES 3 Profilo stratigrafico e Cerchio di Mohr

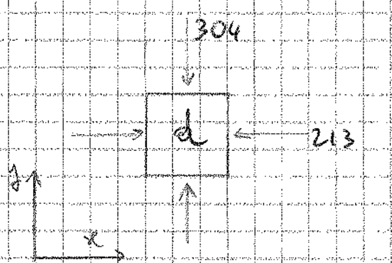


$\gamma_w = 10$ kN/m
$\gamma_A = 18$ kN/m³
$\gamma_B = 20$ kN/m
$K_{0,A} = 0,5$
$K_{0,c} = 0,7$

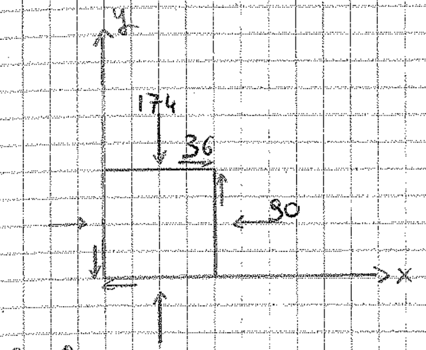
Scale
z (m) 1cm=
σ (kPa) 1cm=

- Calcolare σ_{vo}, σ'_{vo}, σ'_{ho}
- Diagrammare σ_{vo}, σ'_{vo}
- Studiare le tensioni dell'elemento in d con il cerchio di Mohr

z (m)	σ_{vo} (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	K_0	σ'_{ho} (kPa)
a = 0	0	0	0	0,5	0
b = 10	18 × 10 = 180	0	180	0,5	90
c = 18	18 × 18 = 324	8×10=80	324−80=244	0,5 0,7	122 171
d = 24	324+6×20 = 444	14×10=140	444−140=304	0,7	213

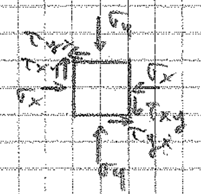


ES 4 Cerchio di Mohr



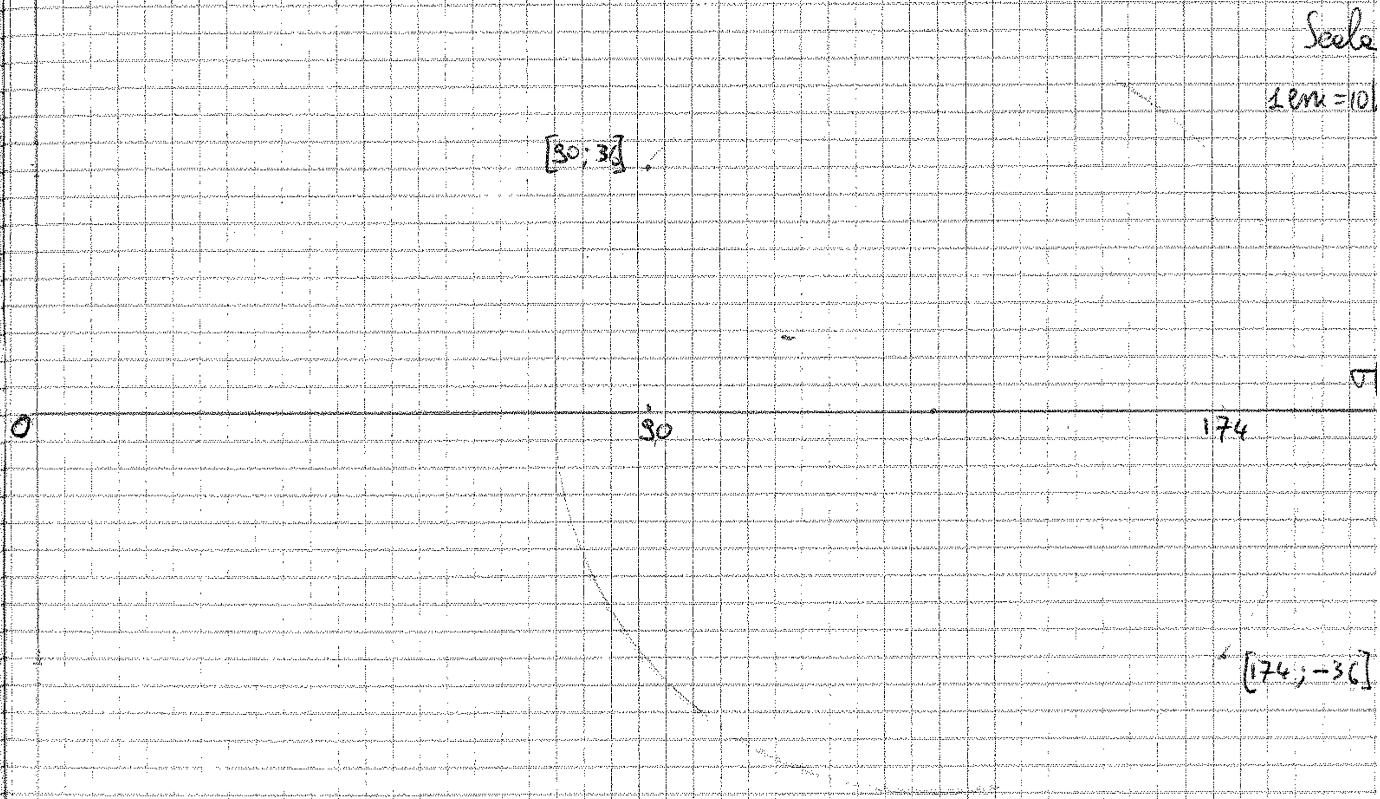
$$[\sigma] = \begin{bmatrix} 90 & -36 \\ -36 & 174 \end{bmatrix}$$

Per il tensore degli sforzi le convenzioni positive sono:

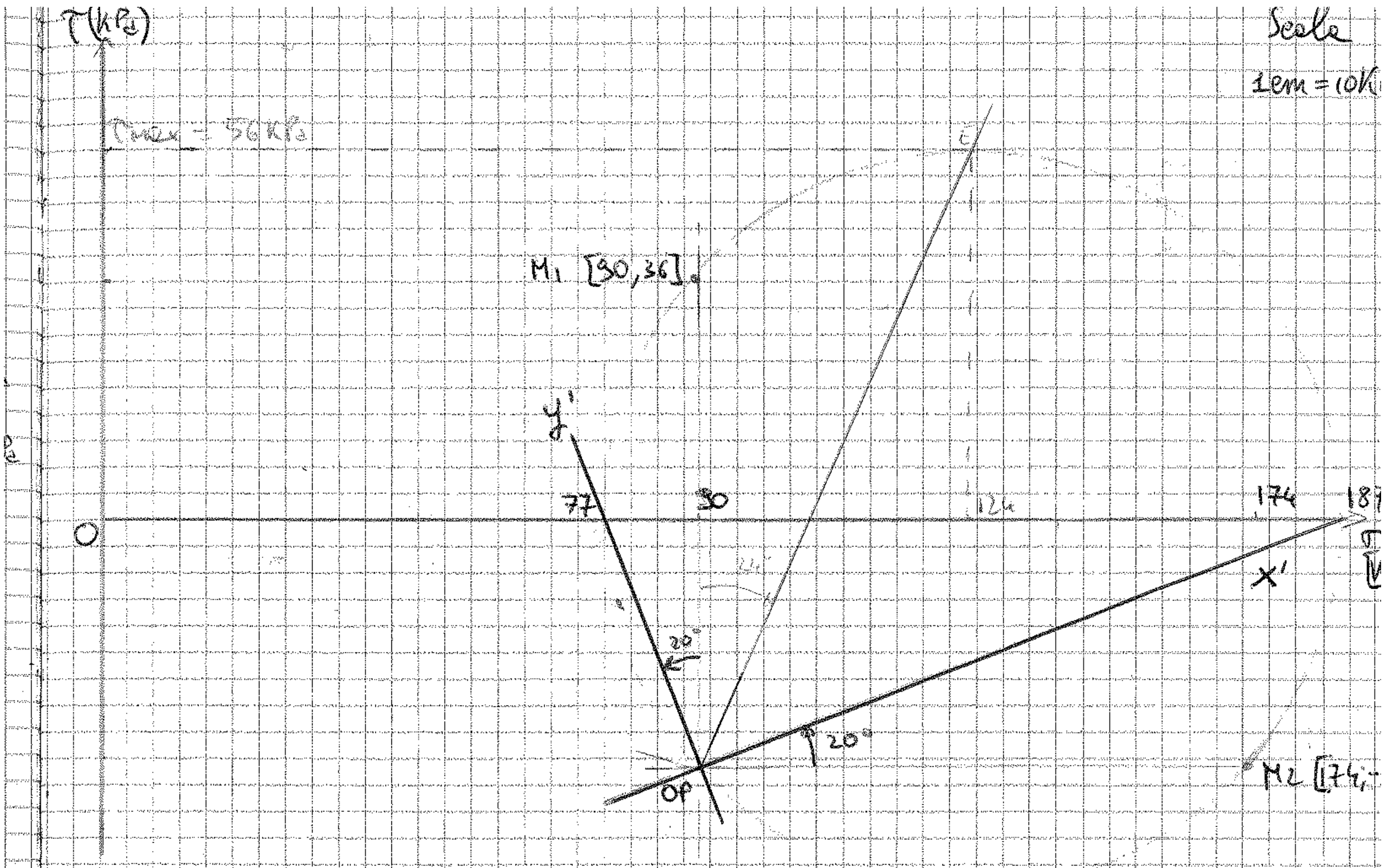


τ[kPa]

Rappresentando sul cerchio di Mohr le τ, esse avranno segno opposto e quelle scritte nel tensore; $\tau > 0$ x senso antiorario $\rightarrow \tau_{xy} = -\tau_{yx}$

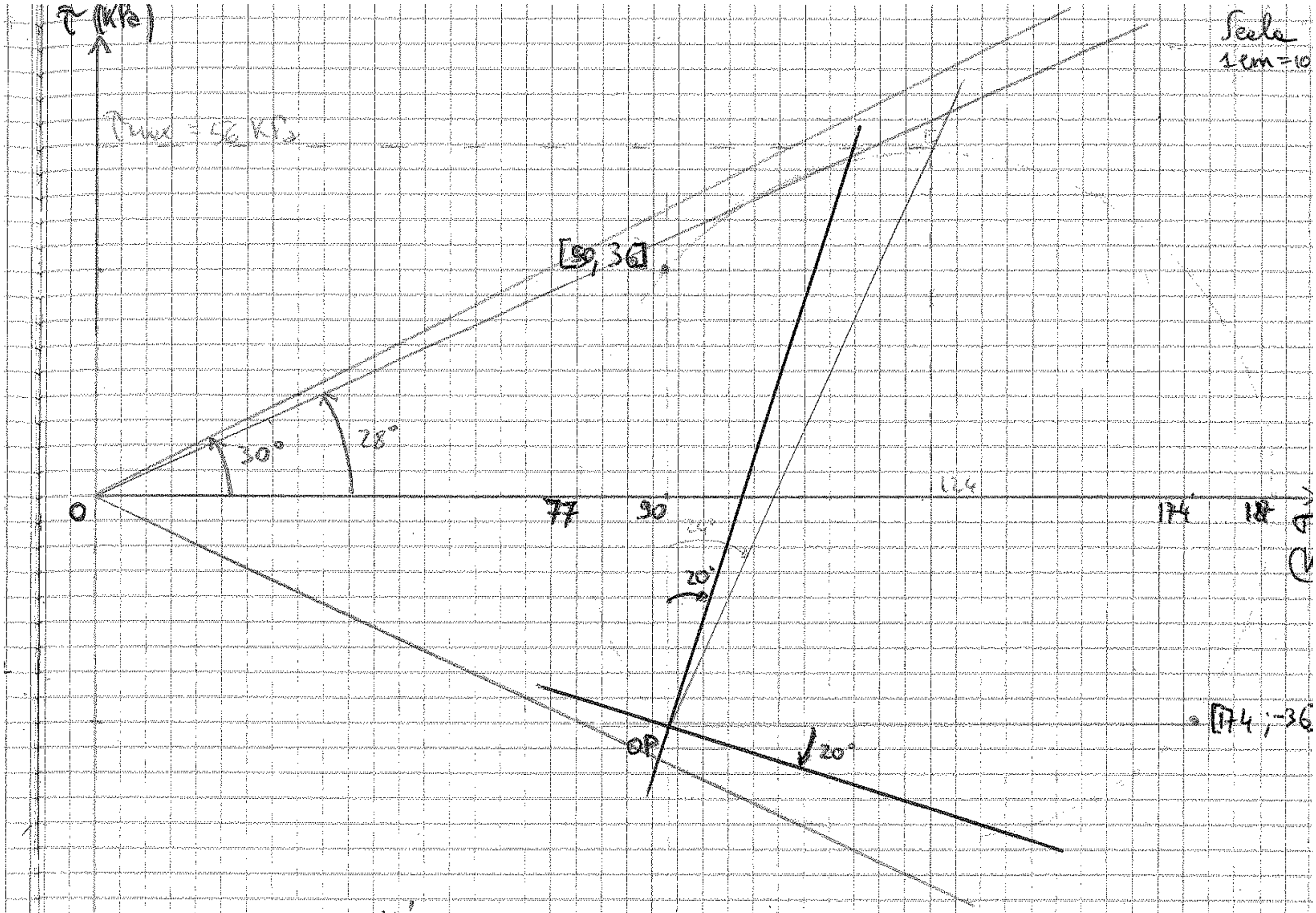


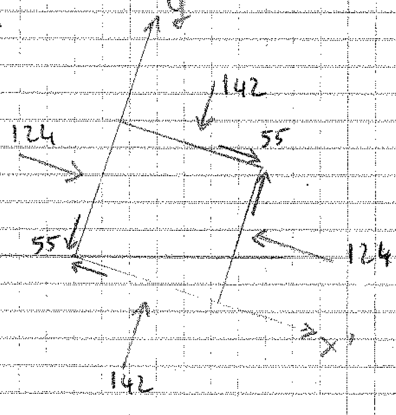
• Calcolare e rappresentare graficamente il nuovo stato tensionale considerando una Rotazione Antioraria di 20°



Per costruire il cerchio di Mohr, individuo i 2 punti indicati dal tensore degli sforzi dell'elementino non ruotato [σ]: $M_1(30,36)$ e $M_2(174,-36)$. Traccio il cerchio con centro in $C(132,0)$. Per individuare l'origine dei piani OP traccio la verticale passante per M_1 (perché il piano su cui agisce la σ di M_1 è appunto verticale) e traccio l'orizzontale per M_2 (analogamente il piano su cui agisce la σ di M_2 è orizzontale, vedi elementino non ruotato). L'interseca[zione] delle 2 rette così disegnate è l'OP (che coincide con un punto sul cerchio).

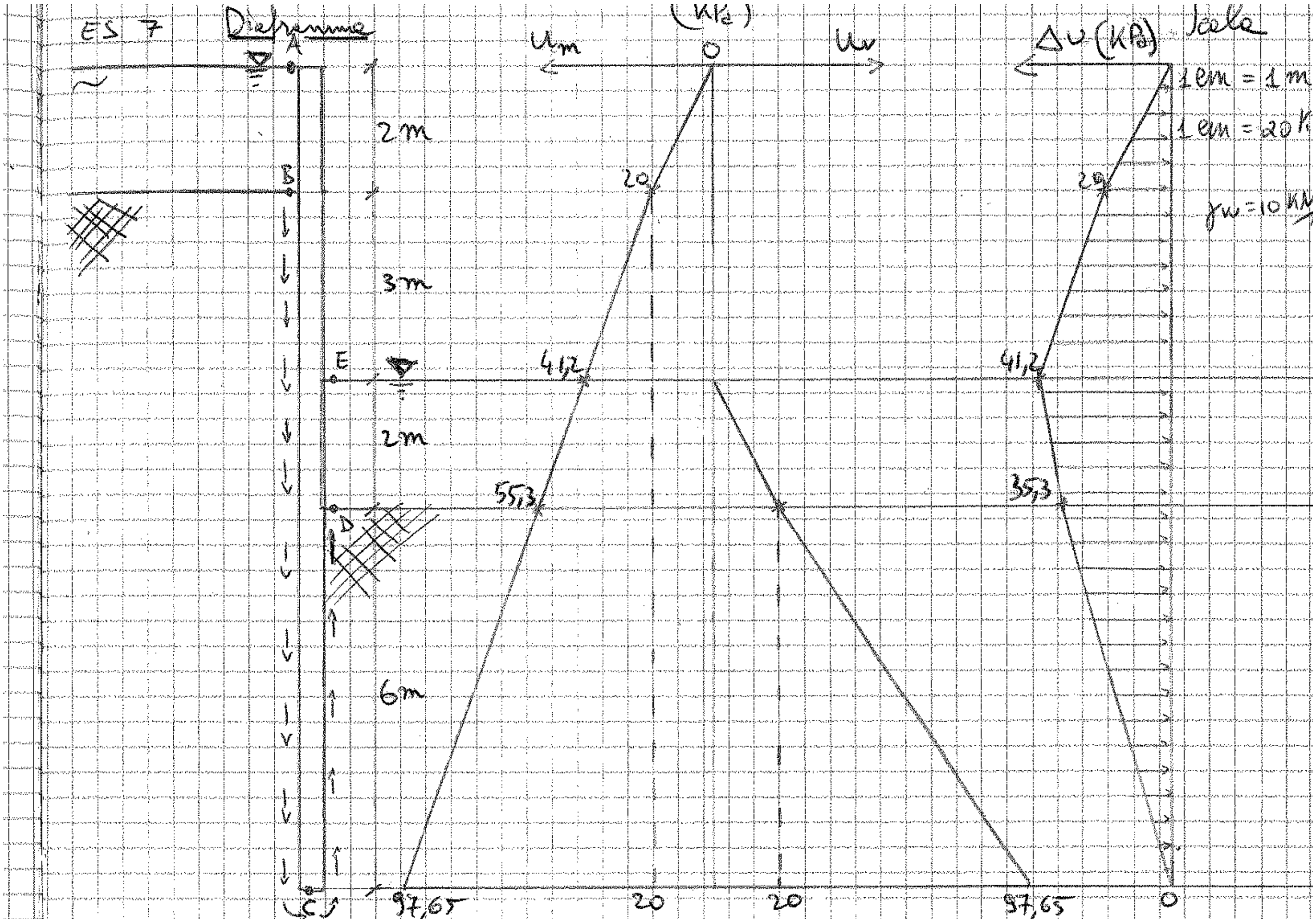
OP ha coordinate $(30,-36)$. Da OP traccio 2 rette inclinate di $+20°$, come richiesto dall'esercizio, e trovo che in questo caso l'intersezione di esse con il cerchio avviene proprio per i punti per cui il cerchio interseca l'asse delle σ. Ciò significa che i piani inclinati di 20° rispetto agli assi orizzontali e verticali sono PRINCIPALI.





Lo Stato di tensione è compatibile con $\phi'=30°$ e c'= Questo perché la rottura avviene per $\phi'=28°$ come ricavato dalle rette che partono da O e tangono il cerchio

ES 7 Diaframma



• Calcolo il gradiente idraulico $i = \frac{\Delta h}{L_{AB}+L_{BC}} = \frac{5}{11+6} = 0,29$

Svolte infatti la lunghezza del percorso delle particelle è la somma del tratto a monte e a valle del terreno.

	z (m)	u (kPa)	Δu (kPa)
A_m	0	0	0
B_m	2	2·10=20	20
C	13	97,65	0
D_v	7	2·10=20	55,3−20=35,3
E_v	5	0	41,2

Calcolo la u_C sia a monte che a valle:

$u_C^m = (1-i)\gamma_w \cdot (11) = (1-0,29)\cdot 10 \cdot 11 = 77,65+20 = 97,65$

$u_C^v = (1+i)\gamma_w \cdot 6 = (1+0,29)\cdot 10 \cdot 6 = 77,65 + 20 = 97,65$

La pressione u in C è la stessa sia a monte che a valle.

Questo perché la larghezza del diaframma è trascurabile rispetto alla sua lunghezza

Calcolo la risultante

Per trovare il modulo della risultante R, semplicemente calcolo l'area del triangolo della ΔU:

$$\text{Area } \Delta U = R = \frac{28{,}6 \cdot (4+5)}{2} = 128{,}7 \text{ KPa}$$

Il suo punto di applicazione si calcola con l'equilibrio dei momenti. Scompongo il triangolo in 2 per facilitare i calcoli e scelgo come polo il punto P.

triangolo 1

Posizione del baricentro rispetto a z: $4 \cdot \frac{2}{3} + 3 = 5{,}67\,m = X_1$

Risultante R_1: $\frac{4 \cdot 28{,}6}{2} = 57{,}2$ KPa

triangolo 2

Posizione del baricentro rispetto a z: $5 \cdot \frac{1}{3} + 4 + 3 = 8{,}67\,m = X_2$

Risultante R_2: $\frac{28{,}6 \cdot 5}{2} = 71{,}5$ KPa

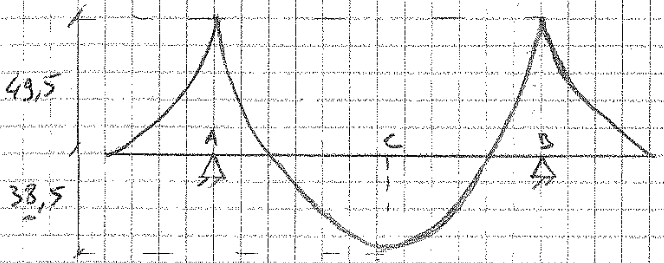
Posizione della risultante R (Equilibrio attorno a P)

$$Rx = R_1 x_1 + R_2 x_2 \implies x = \frac{57{,}2 \cdot 5{,}67 + 71{,}5 \cdot 8{,}67}{128{,}7} = 7{,}33\,m$$

M / kNm

A) $M_A = \frac{q l^2}{2} = \frac{11\cdot(3)^2}{2} = 49,5 = M_B$ [kNm]

C) $M_{C\,sx} = 9\cdot 7\cdot 3,5 - 77\cdot 4 = 11\cdot 7\cdot 3,5 - 77\cdot 4 = 269,5 - 308 = -38,5$ kNm



Il momento a rottura è

$M_{rott,d} = 2 M_{max} = 2\cdot 49,5 = 99$ kNm

Calcolo il
Momento ridotto (M negativo)

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{99}{0,2\cdot 0,4^2\cdot 11,8\cdot 10^3} = 0,262$$

$$\mu_{lim} = 0,285 > \mu_{sd} = 0,262$$

Dalle tabelle di Montoya ricavo il rapporto meccanico d'armatura ω_0.
Faccio l'interpolazione tra 2 valori non essendo questo μ_{sd} presente in tabella:

μ	ω_0
0,258	0,309
0,269	0,324

$$\omega_0 = 0,309 + \frac{(0,324-0,309)(0,262-0,258)}{(0,269-0,258)} =$$

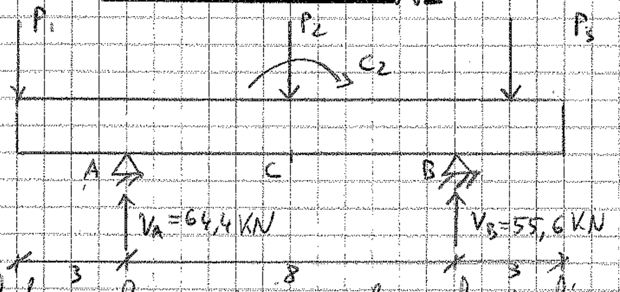
$$= 0,309 + 4,5\cdot 10^{-3} = 0,314$$

Calcolo l'armatura richiesta:

$$A_{s,0,req} = \frac{\omega_0\cdot b\cdot d\cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,314\cdot 200\cdot 400\cdot 11,8}{391} = 758,1\ cm^2$$

$$A_{s,0\,prov} = \frac{\pi d^2\cdot n}{4} = \frac{3,14\cdot 16^2\cdot 4}{4} = 803,84\ mm^2 \Rightarrow$$ utilizzo 4 ϕ16 per l'armatura agli sbalzi della trave

ES 10a **Trave su 2 appoggi**



$P_1 = P_2 = P_3 = 40$ KN

$C_2 = 25$ KNm

• Calcolare e Disegnare i diagrammi di M e V (senza peso pro

Per calcolare le reazioni vincolari faccio l'equilibrio alla traslazione verticale e l'equilibrio dei momenti attorno al polo A

$\uparrow)\ -P_1 - P_2 - P_3 + V_A + V_B = 0 \rightarrow -120 + V_A + V_B = 0$

$\overset{\curvearrowright}{A}\ -P_1 \cdot 3 + P_2 \cdot 4 + P_3 \cdot 9{,}5 + C_2 - V_B \cdot 8 = 0 \rightarrow V_B = \frac{1}{8}\left(40(-3+4+9{,}5)+25\right) = 55{,}6$ KN

$V_A = 120 - V_B = 120 - 55{,}6 = 64{,}4$ KN

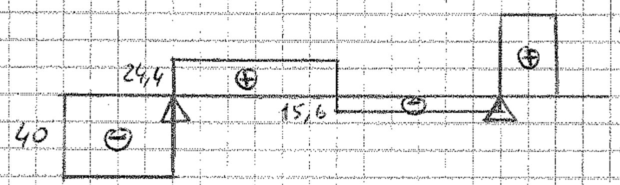
$M_{C_{DX}} = C_2 + P_3(1{,}5+4) - V_B \cdot 4 = 25 + 40(5{,}5) - 55{,}6 \cdot 4$

$M_{C_{SX}} = -P_1(3+4) + V_A \cdot 4 + C_2 = -280 + 257{,}6 + 25 = +2{,}6$ fibre tese verso l'alto

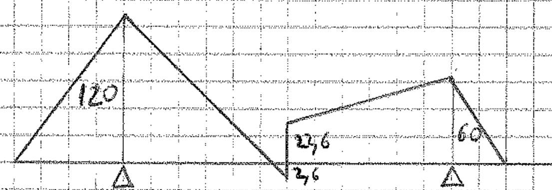
$M_A = qz = 40 \cdot 3 = 120$

(B) $M_B = 40 \cdot 1{,}5 = 60$

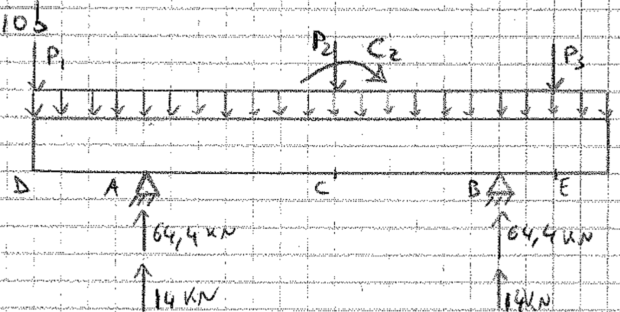
(T)



(M)



ES 10b



• Calcolare M e V
Compreso peso proprio $= 2$ KN/m

$T_A = 64{,}4 + 14 = 78{,}4$ KN

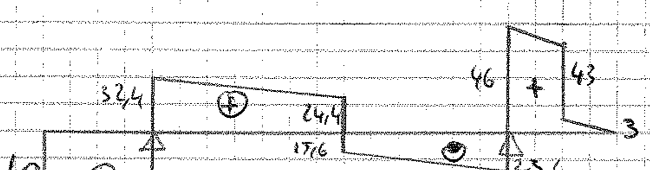
$T_D = 40$ KN

$T_{A_{SX}} = T_D + qz = 40 + 3 \cdot 2 = 46$ KN

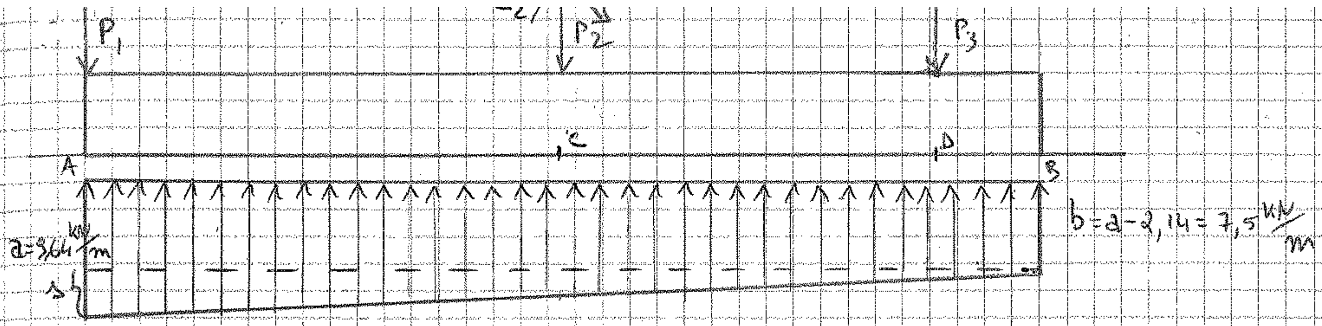
$T_{A_{DX}} = T_A - T_{A_{SX}} = 78{,}4 - 46 = 32{,}4$ KN

$T_E = P_3 + q \cdot z = 40 + 1{,}5 \cdot 2 = 43$ KN

(T)



© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 19 di 117



Per il Tracciamento dei Diagrammi T e M considero $s = a - b = 3,64 - 7,5 = 2,14$ ...
Perché il contributo restante è rappresentato da una reazione uniformemente distribuita poiché rettangolare.

Per il taglio considero una legge quadratica perché la reazione diminuisce da sinistra verso destra. Valuto il taglio = 0 per conoscere la distanza secondo cui si annulla

Calcolo il coefficiente di crescita della funzione lineare

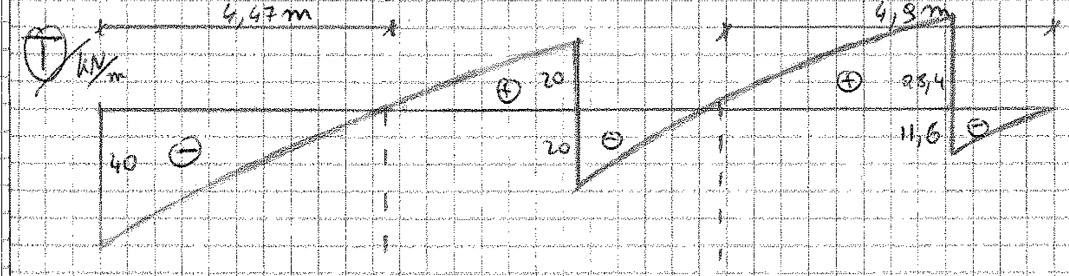
$$m = \frac{s}{L} = \frac{2,14}{14} = 0,153$$

La legge da destra verso sinistra è:

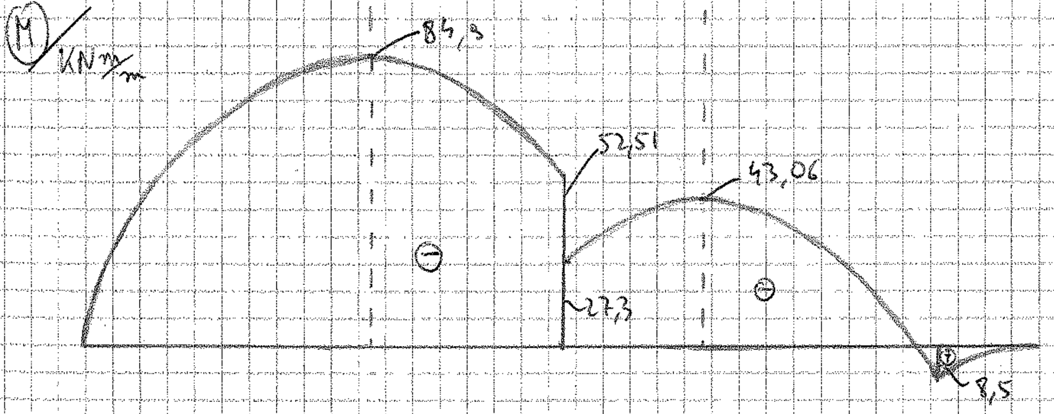
$$T = 0 = (b + (x\,m))x - P_3 = (7,5x + x^2\,0,153) - 40 = 0 \qquad X = 4,9\ m$$ misurato da B verso sx

Analogamente da sinistra verso destra:

$$T = 0 = (9,64 - (0,153x))x - P_1 = (9,64 - (0,153x))x - 40 = 0 \qquad X = 4,47\ m$$ misurato da A verso dx



$T_C(sup) \cong 20$ KN/m
$T_C(inf) \cong 20$ KN/m
$T_D(sup) \cong 28,4$ KN/m
$T_D(inf) \cong 11,6$ KN/m



ES 13 a

Visto l'es 12, Ripeto i calcoli con $\begin{cases} \phi' = 30° \\ c' = 8\ KPa \\ d = 1,1\ m \end{cases}$

$N_q = \tan^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi'} = 18,4$

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' = 30,14$

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' = 22,4$

Il sovraccarico risulta è

$q' = 1,1 \cdot 18 = 19,8\ KPa$

$q'_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma B + c' N_c + q' N_q = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 22,4 \cdot 1,5 + 8 \cdot 30,14 + 19,8 \cdot 18,4 =$

$= 302,4 + 241,12 + 364,32 = 907,84\ KN/m^2$

$N_{lim} = q'_l B = 907,84 \cdot 1,5 = 1361,76\ KN/m$

$F_S = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{1361,76}{650} = 2,09 < 3$ La verifica NON è soddisfatta

$N_{AMM} = \frac{N_{lim}}{F_{S,min}} = \frac{1361,76}{3} = 453,92$

ES 13 b

Visto l'es 12, Ripeto i calcoli con $\begin{cases} \phi' = 30° \\ c' = 0\ KPa \\ d = 1,1\ m \end{cases}$

$N_q = 18,4$

$N_c = 30,14$

$N_\gamma = 22,4$

$q' = 1,1 \cdot 18 = 19,8\ KPa$

$q'_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma B + c' N_c + q' N_q = \frac{1}{2} 18 \cdot 22,4 \cdot 1,5 + 19,8 \cdot 18,4 = 302,4 + 364,32 = 666,72$

$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B = 666,72 \cdot 1,5 = 1000\ KN/m$

$F_S = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{1000}{650} = 1,54 < 3$ La verifica NON è soddisfatta

$N_{AMM} = \frac{N_{lim}}{F_{S,min}} = \frac{1000}{3} = 333,3\ KN/m$

ES 14b

L'esercizio è lo stesso del 14a. L'unico dato da cambiare è l'angolo di resistenza al taglio ϕ' che in questo caso vale 34°.
Il calcolo seguente verrà svolto unicamente per il caso di sforzo normale centrato.

$$N_q = \tan^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan 34} = 29,44$$
$$N_\gamma = 2(29,44+1) \tan \phi' = 41,06$$

$$q'_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 41,06 \cdot 1,5 + 18 \cdot 1,5 \cdot 29,44 = 554,31 + 794,88 = 1349,2 \text{ KPa}$$

$$N_{lim} = 1,5 \cdot 1349,2 = 2023,8$$

$$F_S = \frac{2023,8}{566} = 3,58 > 3 \quad \text{VERIFICATO}$$

ES 14e

Come 14a e 14b. Considero però $\phi' = 38°$

$$N_q = \tan^2\left(45° + \frac{38}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} = 48,93$$
$$N_\gamma = 2(N_q+1)\, tg\, 38° = 78,02$$

$$q'_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma B + q' N_q = \frac{18}{2} \cdot 78,02 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 48,93 \cdot 18 = 1053,27 + 1321 = 2374,27$$
$$N_{lim} = B \cdot q'_{lim} = 1,5 \cdot 2374,27 = 3561,4 \text{ KN/m}$$
$$F_S = \frac{N_{lim}}{N_{ES}} = \frac{3561,4}{566} = 6,29 > 3 \quad \text{VERIFICATO}$$

Visti gli esercizi 14 (a, b, e) si può notare come un aumento del ϕ' cioè dell'angolo di resistenza al taglio migliori le prestazioni del terreno aumentandone il coefficiente di sicurezza. Un aumento seppur piccolo dell'eccentricità invece, può portare al NON soddisfacimento delle verifiche F_S come dimostrato in 14a.1. L'esempio mostra come a parità di tutto il resto, sia importante centrare il carico sull'asse baricentrico del plinto.

2) CARICO VERTICALE ECCENTRICO $N_{es} = 1100\ KN$; $M_y = 660\ KN \cdot m$; M_x

Prima di tutto trovo l'eccentricità sull'asse y rispetto al baricentro G:

$$e_y = \frac{M_y}{N_{es}} = \frac{660}{1100} = 0{,}6\ m$$

Calcolo le Basi ridotte che sarà minore della base reale per via dell'eccentricità lungo y

[LATO L] $B_{rid} = L - 2 \cdot e = 3 - 2 \cdot 0{,}6 = 1{,}8\ m$

La calcolo solo per il lato L perché non ho M_x e dunque $e_x = 0$
Inoltre, poiché $B_{rid}[L] < B_{reale}$ assegno $B_{rid}[L] \to B$ perché la B, cioè la base, deve essere sempre il lato più piccolo. L ora è pari a 2
Tenendo conto dei coefficienti di forma per via della sezione rettangolare

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0{,}1 \frac{B}{L} \frac{1+\operatorname{sen}\phi'}{1-\operatorname{sen}\phi'} = 1 + 0{,}1 \frac{1{,}8}{2} \frac{1+\operatorname{sen}34}{1-\operatorname{sen}34} = 1{,}32$$

Si ha:

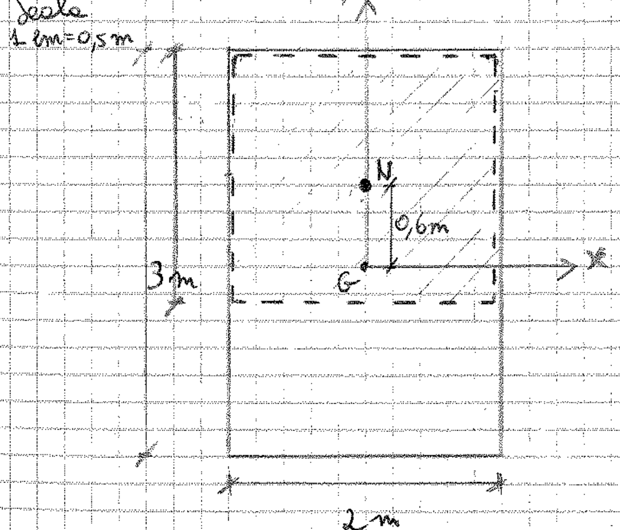
$$q'_{LIM} = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma' B \cdot N_\gamma + q' N_q \cdot s_q = \frac{1}{2} 18 \cdot 1{,}8 \cdot 41{,}6 + 10 \cdot 1{,}32 \cdot 29{,}44 =$$

$$= 878 + 389 = 1267\ KPa$$

$$N_{LIM} = q'_{LIM} \cdot B \cdot L = 1267 \cdot 1{,}8 \cdot 2 = 4561\ KN$$

$$F_s = \frac{4561}{1100} = 4{,}15 > 3 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

(Scavalta x $q' = 0$ si avrebbe un $F_s = 2{,}87$ e non sarebbe verificata la fondazione)



4) CARICO INCLINATO

$$\begin{cases} N_{es} = 1100\ KN \\ H_x = 60\ KN \\ H_y = -80\ KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_x = 0 \\ M_y = -310\ KNm \end{cases}$$

$N_\gamma = 41{,}06$

$N_q = 23{,}44$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{60^2 + (-80)^2} = 100\ KN$$

In questo esercizio suppongo una forza orizzontale decomposta lungo x e y. Nei calcoli della q'_{lim} bisogna dunque includere un coefficiente i (i_γ e i_q) perché la presenza di questa è sollecitazione e a sfavore di stabilità.

La formula completa per i_γ e i_q

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + \underbrace{B L c' \cot g\, \varphi'}_{\text{questo contributo è nullo poiché } c'=0 \text{ non c'è adesione}}}\right]^{m+1}$$

si ha allora $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N}\right]^{m+1}$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N}\right]^m$$

con $m = \dfrac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ rapporto geometrico tra i lati della fondazione

Prima di tutto trovo le eccentricità:

$e_x = 0$

$e_y = \frac{M_y}{N} = -\frac{310}{1100} = -0{,}28\ m$

NB H non influisce nel calcolo delle ridotte

Calcolo la lunghezza ridotta solo di L (poiché ho solo $H_y \neq 0$)

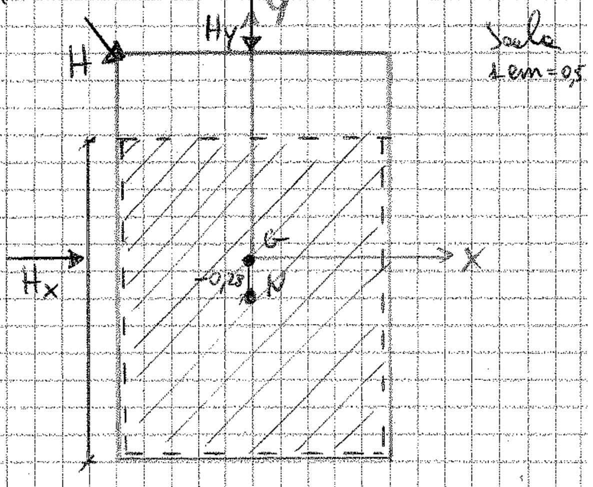
$B_{rid}[L] = L - 2\,|e_y| = 3 - 2\cdot(0{,}28) = 2{,}44 \longrightarrow \begin{cases} B \to B \\ L \to L \end{cases}$

Calcolo i coefficienti di forma

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0{,}1\,\frac{B}{L}\,\frac{1+\text{sen}\,\varphi'}{1-\text{sen}\,\varphi'} = 1 + 0{,}1\,\frac{2}{2{,}44}\,\frac{1+\text{sen}34}{1-\text{sen}34} = 1{,}29$$

Calcolo il rapporto geometrico m

$$m = \frac{2 + \frac{2}{2{,}44}}{1 + \frac{2}{2{,}44}} = 1{,}55$$



e le i:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{100}{1100}\right]^{1{,}55+1} = 0{,}91^{2{,}55} = 0{,}784$$

$$i_q = \left[1 - \frac{100}{1100}\right] = 0{,}91^{1{,}55} = 0{,}864$$

Trovo q'_{lim} e N_{lim}, F_s:

$$q'_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma i_\gamma s_\gamma B + q' N_q i_q s_q = \frac{1}{2}\cdot 18\cdot 2\cdot 1{,}29\cdot 0{,}78 + 10\cdot 23{,}44\cdot 1{,}29\cdot 0{,}861 = 1075{,}6\ kPa$$

$N_{lim} = q'_{lim}\cdot B\, L = 1075{,}6\cdot 2\cdot 2{,}44 = 5249\ KN$

$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{ES}} = \frac{5249}{1100} = 4{,}77 > 3$ VERIFICATO

Trovo ora il punto di applicazione e il modulo della risultante R

$d = \frac{M_0}{N_{es}} = \frac{603}{500} = 1,2\ m$ la cui base è $B = 2d = 2 \cdot 1,2 = 2,4\ m$

$R = \sqrt{N_{es}^2 + H^2} = \sqrt{N_{es}^2 + P_{2H}^2} = \sqrt{250000 + 38025} = 536,7\ KN/m$

La sua inclinazione rispetto alla verticale si trova con qualche accorgimento di trigonometria

$R \cos\psi = W \longrightarrow \psi = \arccos\frac{W}{R} = \arccos\frac{500}{536,7} = 21,3°$

Fs capacità portante

Calcolo i coefficienti di capacità portante

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\,tg\,\phi' = 56,4$

$N_q = tg^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)e^{\pi\,tg\,\phi'} = 37,8$

$N_c = (N_q - 1)\cot g\,\phi' = 50,7$

Trovo la qlim

$q'_{lim} = \frac{1}{2} N_\gamma\, \gamma\, B\, i_\gamma + q' N_q\, i_q = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 3 \cdot 56,4 \cdot 0,23 + 10 \cdot 37,8 \cdot 0,37 = 389 + 140 = 529\ KPa$

con $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N_{es}}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{195}{500}\right]^3 = 0,23$

e $i_q = \left[1 - \frac{H}{N_{es}}\right]^m = \left[1 - \frac{195}{500}\right]^2 = 0,37$

Ho preso $m = 2$ perché le fondazioni sono infinitamente estese in quanto NASTRIFORMI dunque $L >> B \rightarrow \frac{B}{L} = 0$ per $m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$

Inoltre per q' sovraccarico, si considera esclusivamente il terreno a sinistra della fondazione perché è quello con lo spessore più piccolo ed essendo a favore di sicurezza il suo contributo, si prende il caso peggiore: $q' = 0,5 \cdot 20 = \gamma \cdot z = 10\ K$

$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B = 529 \cdot 3 = 1587\ KN/m$

$F_S = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{1587}{500} = 3,174$

Calcolo la qservizio:

$q_s = \frac{N_{es}}{B} = \frac{500}{2,4} = 208\ KPa$

e il corrispondente coefficiente di sicurezza per la capacità portante:

$F_S = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{529}{208} = 2,5 > 2$ <u>VERIFICATO</u>

Fs capacità portante

Essendo in presenza di una base inclinata per il calcolo della q lim devo includere i coefficienti b che si calcolano come:

$$b_\gamma = b_q = (1-\alpha \tan \phi')^2 = (1-0{,}174 \tan 36°)^2 = 0{,}76$$ con α in RADIANTI

$$q'_{lim} = \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma i_\gamma b_\gamma + q' i_q b_q N_q = \frac{1}{2}\cdot 20 \cdot 2{,}3 \cdot 56{,}4 \cdot 0{,}76 \cdot 0{,}51 +$$
$$+ 10 \cdot 0{,}64 \cdot 0{,}76 \cdot 37{,}8 = 502{,}8 + 183{,}8 = 687 \text{ KPa}$$

con i coefficienti di inclinazione i ricalcolati:

$$i_\gamma = \left(1-\frac{T'}{N'}\right)^{m+1} = \left(1-\frac{105{,}2}{526{,}3}\right)^3 = 0{,}51$$

$$i_q = \left(1-\frac{T'}{N'}\right)^{m} = \left(1-\frac{105{,}2}{526{,}3}\right)^2 = 0{,}64$$

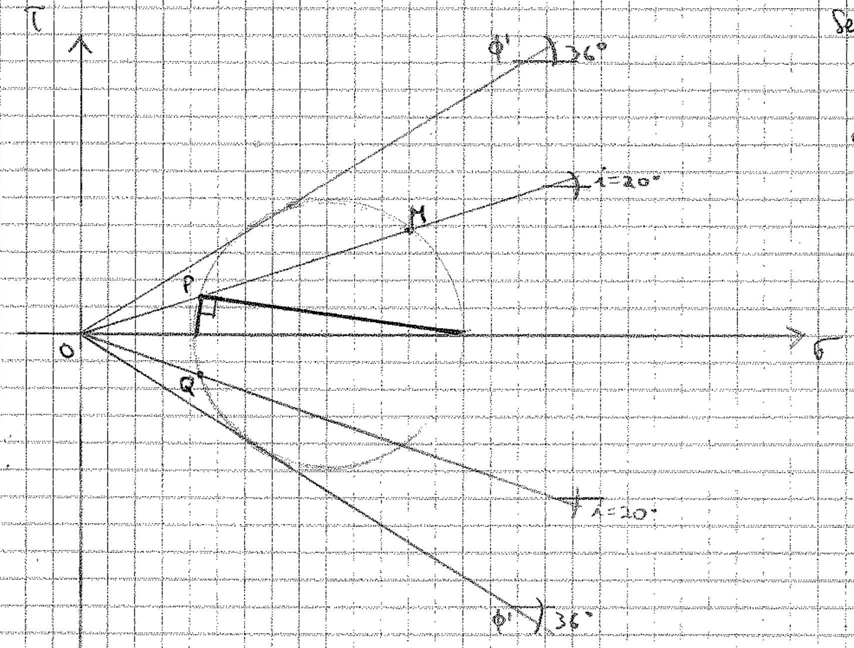
con $m=2$ perché la fondazione è nastriforme $\left(\frac{B}{L}\to 0\right)$

e N_γ, N_q e q' come calcolati in ES 16.1

Calcolo la N_{lim} per cui è presente solo la base perché fondazione nastriforme

$$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B = 687 \cdot 2{,}3 = 1578 \text{ KN/m}$$

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{1578}{526} = 3 > 2$$ **VERIFICATO**



Scala:

$\sigma'_{v0} = \overline{OM} = 94\ KPa \rightarrow 5\ cm$

$\sigma'_A = \overline{OQ} = 1{,}8\ cm \rightarrow 33\ KPa$

Per il tracciamento del cerchio e la conoscenza delle tensioni principali:

1) traccio sul piano $\tau - \sigma$ due rette inclinate di $\phi' = 36°$ dall'orizzontale a partire da O
2) traccio 2 rette inclinate di $i = 20°$ dal piano orizzontale
3) Misuro sulla retta superiore $i = 20°$ a partire da O in scala 5 cm (ad esempio) e dico che equivalgono a 94 KPa ($= \sigma'_{v0}$)
4) Conoscendo la distanza $\overline{OM}$, conosco allora il punto M e traccio il cerchio con centro sull'asse delle σ e tangente alle 2 rette ϕ' che definiscono la rottura e lo faccio passare per M.
5) Misuro col righello la distanza $\overline{OQ}$. Essa rappresenta la σ'_A

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 35 di 117

Le tensioni principali le ricavo sul cerchio di Mohr.

$\sigma_{I} = 113\ KPa$

$\sigma_{II} = 31\ KPa$

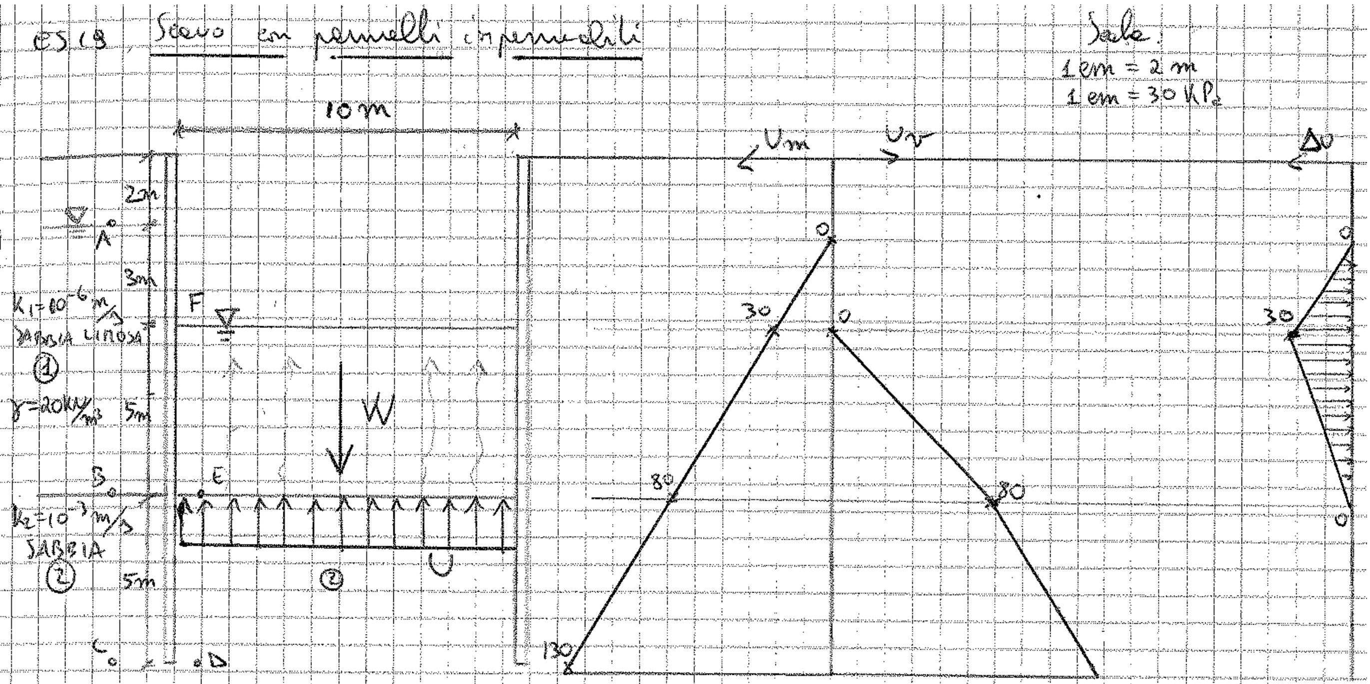
x', y' sono le direzioni principali

$\overline{PB}$ è parallela al paramento inclinato di 20°

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 37 di 117

ES 19 Scavo con panelli impermeabili

Scale:
1 cm = 2 m
1 cm = 30 kPa



Sotto lo scavo è presente un acquifero, dunque L per il gradiente idraulico è solo nello scavo. Il percorso delle particelle è dunque L=5 mentre a monte si considera un andamento idrostatico - non c'è moto di filtrazione

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{3}{5} = 0,6$$

- Tracciare i diagrammi di U_m, U_v e ΔU
- Determinare il fattore di sicurezza di sollevamento di fondo scavo F_s.

$$U_D = (1+i) \cdot 10 \cdot 5 + 10 \cdot 5 = 130\ \text{kPa}$$

	z(m)	U_m (kPa)	U_v (kPa)	ΔU (kPa)
A	2	0	—	0
B	10	8 · 10 = 80	—	$U_B - U_E$ = 80 - 80 = 0
C	15	13 · 10 = 130	—	—
D	10	—	130	0
E	5	—	80	—
F	0	—	0	30

$U_E = (1+i) \cdot 10 \cdot 5 = 80$ kPa

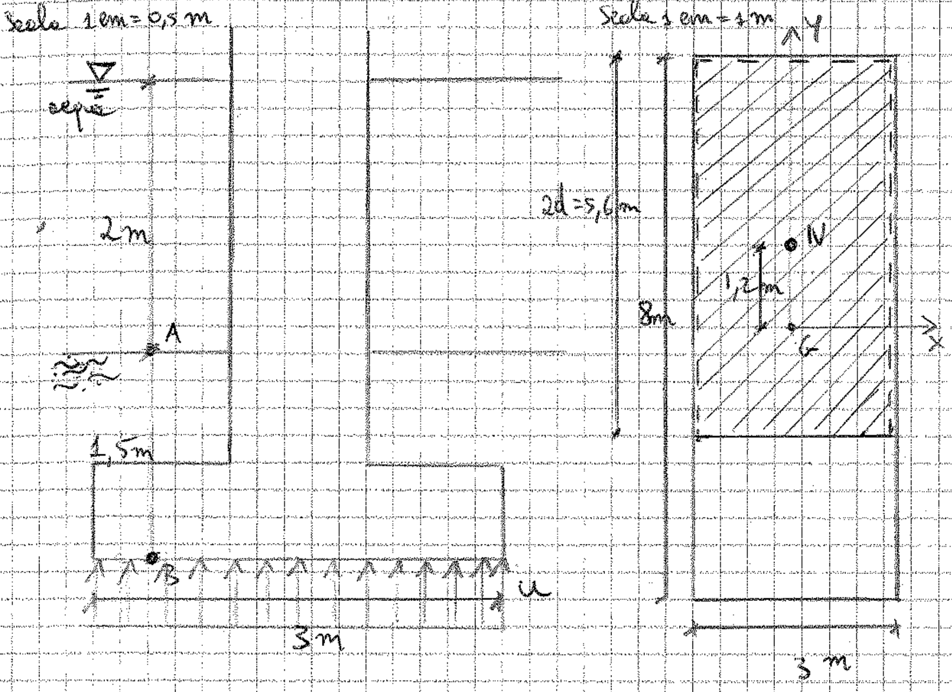
In E la pressione deve essere la stessa di B e dunque $U_E = 80$ kPa

Per il calcolo di F_s considero il peso del terreno $W = \gamma \cdot 10 \cdot 5 = 1000$ kN/m del primo strato

Calcolo la pressione U lungo tutto lo scavo $U = 80 \cdot 10 = 800$ kN/m

$$F_s = \frac{W}{U} = \frac{1000}{800} = 1,25 < 1,5$$ NON VERIFICATO

ES 21. Plinto in condizioni drenate (su limo sabbioso)



$\phi' = 32°$ $c' = 0$

$\gamma = 18\ KN/m^3$

- Calcolare F_s

per 32° si ha

$N_\gamma = 30,2$

$N_q = 23,2$

Carichi in esercizio totali riferiti al punto G:

$H_y = 487\ KN$; $H_x = 0\ KN$

$N = 2870\ KN$

$M_x = 0\ KN$; $M_y = 2436\ KN$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{2436}{2870} = 0,85^{(*)}$$

$e_x = 0$

$B_{rid}[L] = L - 2e_y = 8 - 2 \cdot 0,85 = 6,3\ m \implies \begin{cases} B \to B = 3\ m \\ L \to L = 6,3\ m^{(*)} \end{cases}$

(*) Da ricalcolare per via della presenza della sottospinta da parte dell'acqua

Calcolo la tensione in B verticale

$\sigma_{vo}(B) = \gamma_w \cdot z_A + \gamma \cdot AB = 10 \cdot 2 + 18 \cdot 1,5 = 47\ KPa$

I coefficienti N_γ e N_q valgono:

$N_q = tg^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi\, tg\, \phi'} = 23,2$

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\, tg\, \phi' = 30,2$

Siamo in presenza d'acqua. La pressione dell'acqua in B vale

$u = \gamma_w \cdot z_B = 3,5 \cdot 10 = 35\ KPa$

Ci sarà una sottospinta su TUTTA la superficie della base della fondazione

$U = u \cdot a_1 \cdot a_2 = 35 \cdot 8 \cdot 3 = 840\ KN$ con a_1 e a_2 lati della fondazione

Infatti la pressione dell'acqua agisce su tutta la fondazione, non solo sulla base ridotta.

Il valore di U lo detraggo dunque da N

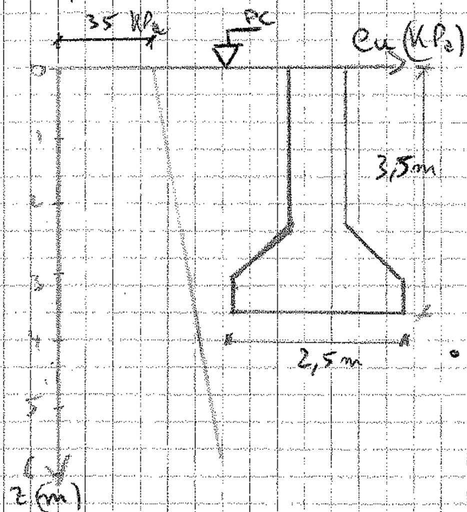
$N' = N - U = 2870 - 840 = 2030\ KN$

Inoltre non ci sono componenti tangenziali e la U è baricentrica, quindi dunque momento nullo

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 41 di 117

ES 22 **Edificio Telaio**

Siamo in Argille poco sovraconsolidate. Il piano di posa si trova a −3,5 m dal PC. Le fondazioni sono costituite da plinti quadrati e anche qui si pongono delle cupole a peso unitario (≅0) per evitare gli effetti del gelo e su queste si pone la soletta. Dunque NON c'è sovraccarico q' attorno ai plinti



Scala 1 cm = 1 m

$$c_u = 35 + 6 \cdot z$$
(KPa) (m)

Il plinto è quadrato di lato 2,5 m

- Calcolare per:
  1) $N_{es} = 770$ KN ; $e = 0$
  2) $N_{es} = 770$ KN ; $e = 0{,}32$

  i coefficienti di sicurezza F_s

1) $N_{ES} = 770$; $e = 0$

La c_u la valuto per $\frac{B}{2}$:

$$c_u = 35 + 6\left(3{,}5 + \frac{B}{2}\right) = 36 + 6\left(3{,}5 + \frac{2{,}5}{2}\right) = 36 + 28{,}5 = 63{,}5$$

Calcolo la q_{lim} in condizioni non drenate:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 + \cancel{q} = 63{,}5 \cdot (2+\pi) \cdot 1{,}2 = 391{,}67$$

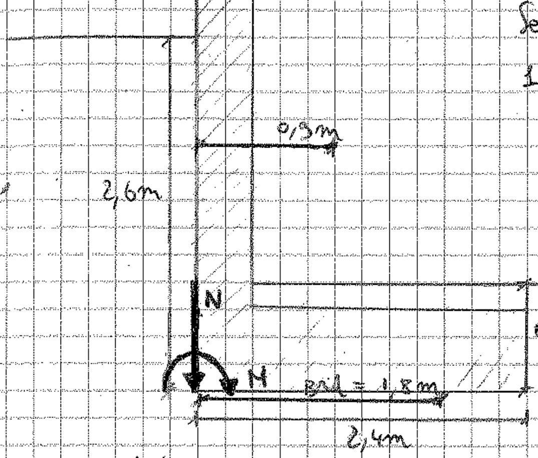
con $s_c^0 = 1 + 0{,}2\frac{B}{L} = 1 + 0{,}2 \cdot 1 = 1{,}2$

$$q_{amm} = q + \frac{q_{lim} - q}{F_s} = \frac{q_{lim}}{F_s} = \frac{391{,}67}{3} = 130{,}56$$ (non c'era bisogno di calcolare q_{amm})

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot B \cdot L = 391{,}67 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5 = 2448 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{2448}{770} = 3{,}18 > 3$$ **VERIFICATO**

ES 23 Fondazione di un muro perimetrale di un edificio



$\gamma_R = 16\ kN/m^3$

$\gamma_t = 19\ kN/m^3$; $\phi'_k = 30°$; $c'_k = 0$

- Se si utilizza l'approccio A1 è:

$Nd = 490\ kN/m$; $Md = 441\ kN\frac{m}{m}$

- Se si utilizza l'approccio A2 è:

$Nd = 392\ kN/m$; $Md = 353\ kN\frac{m}{m}$

- Effettuare le verifiche a capacità portante agli SLU con approccio 1 - combinazione 1 ; approccio 1 - combinazione 2 e con l'approccio 2

1) APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1 (DA1 - C1)

M1 agisce sui parametri del terreno. Dalla tabella 6.2 II è:

$\tan\phi'_d = \frac{\tan\phi'_k}{\gamma_{\phi'}}$ con M1 $\gamma_{\phi'} = 1,0$ dunque

$\tan\phi'_d = \tan\phi'_k \Rightarrow \phi'_d = \phi'_k = 30°$ Da cui $N_c = 30,14$; $N_q = 18,40$; $N_\gamma = 22,40$

$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}$ con M1 $\gamma_{c'} = 1,0$ e $c'_d = c'_k = 0$

$\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$ con M1 $\gamma_\gamma = 1,0$ e $\gamma_d = \gamma = 19\ kN/m^3$

Calcolo la $q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma_t B_{rid} \cdot N_\gamma + q' N_q = \frac{1}{2} 19 \cdot 1,8 \cdot 22,40 + 12,8 \cdot 18,40 =$

$= 383 + 236 = 619\ kPa$

Con un'eccentricità di

$e = \frac{Md(A1)}{Nd(A1)} = \frac{441\ (kN/m)m}{490\ kN/m} = 0,9\ m$

E dunque Base ridotta di $B_{rid} = 2 \cdot e = 2 \cdot 0,9 = 1,8\ m$

Dalla tabella 6.4.I leggo γ_R

$$N_{lim,d} = \frac{N_{lim}}{\gamma_R (R_2)} = \frac{N_{lim}}{1,8} = \frac{580}{1,8} = 322 \ kN/m$$

Dovendo essere

$E_d \leq R_d$ si ha: $N_d \leq N_{lim,d} \Rightarrow 332 > 322$ [kN] <u>NON VERIFICATO</u>

3) <u>APPROCCIO 2 - DA2 A1 + M1 + R3</u>

Poiché l'approccio è un A1 utilizzo $N_d = 480 \ kN/m$, $M_d = 441 \ kN\frac{m}{m}$

$M_1 \Rightarrow \phi'_d = \phi'_k = 30° \Rightarrow N_\gamma = 22,40$; $N_q = 18,40$

$$e = \frac{M_d(A_1)}{N_d(A_1)} = \frac{441}{480} = 0,9 \ m \quad e \quad B_{rid} = 2e = 2 \cdot 0,9 = 1,8$$ come in caso DA1-C

$q_{lim} = 618 \ kPa$ come in DA1-C1

$N_{lim} = 1114 \ kN/m$ come in DA1-C1

La differenza sta nel considerare un valore di coefficiente parziale γ_R diverso dalla tabella 6.4.I e $\gamma_R = 2,3$ si ha:

$$N_{lim,d} = \frac{N_{lim}}{\gamma_R (R_3)} = \frac{1114}{2,3} = 484,4 \ kN/m$$

Di nuovo deve essere:

$E_d \leq R_d$ cioè $N_d(A1) \leq N_{lim,d} \rightarrow 480 > 484,4$ <u>NON VERIFICATO</u>

Le verifiche DA1-C2 e DA2 NON sono soddisfatte inoltre la DA1-C2
1Pe è quella più favorevole perché è molto lontana dal valore limite.
Tra tutte e 3 le verifiche geotecniche però si dovrebbe usare la DA2 per uniformità con gli strutturisti e perché i calcoli per la verifica a capacità portante sono più agevoli. In più se la verifica non è soddisfatta il modo migliore per sopperire al problema è quello di aumentare la base B della fondazione.

$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 + q = 30 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}14 + 20 = 186\ KPa$

$N_{lim} = q_{lim} \cdot B_r \cdot L = 186 \cdot 1{,}4 \cdot 2 = 543\ KN$

$$N_{lim,d} = \frac{N_{lim}}{\gamma_R(R3)} = \frac{543\ KN}{2{,}3} = 239\ KN$$

$E_d \leq R_d \Rightarrow N_d \leq N_{lim,d} \Rightarrow 200 < 239$ [KN] **VERIFICATO**

2) ANALISI A LUNGO TERMINE

Si svolge in termini di tensioni efficaci. L'approccio è sempre il DA2 = A1+M1+R3

Dall'angolo $\varphi'_d = \varphi'_k = 26$ ricavo $N_\gamma = 12{,}54$; $N_q = 11{,}85$

Mentre:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0{,}1\, \frac{1+\text{sen}\,\varphi'_d}{1-\text{sen}\,\varphi'_d}\, \frac{B_{rid}}{L} = 1 + 0{,}1\, \frac{1+\text{sen}26}{1-\text{sen}26} \cdot \frac{1{,}4}{2} = 1{,}18$$

Poiché $B_{rid} = 1{,}4\ m$ come già calcolato.

$$q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma\, B_{rid} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q N_q s_q = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1{,}4 \cdot 12{,}54 \cdot 1{,}18 + 20 \cdot 11{,}85 \cdot 1{,}18$$

$= 207 + 280 = 487\ KPa$

$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B_{rid} \cdot L = 487 \cdot 1{,}4 \cdot 2 = 1364\ KN$

$$N_{lim,d} = \frac{N_{lim}}{\gamma_R(R3)} = \frac{1364}{2{,}3} = 593\ KN$$ con $\gamma_R(R3) = 2{,}3$ da tabelle

$E_d \leq R_d$ deve essere $N_d \leq N_{lim,d} \rightarrow 200 < 593$ [KN] **VERIFICATA LARGAMENTE**

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Deve essere $E_d \leq R_d$ per la capacità portante è $N_d \leq N_{lim,d}$

$200 < 208$ VERIFICATO
[kN]

VERIFICA A SCORRIMENTO

Si utilizza la condizione:

$$H_d \leq V_{R,d} = \frac{N_d \, tg \, \delta_d}{\gamma_R(R_3)}$$

Per la verifica a scorrimento deve essere $\gamma_R(R3) = 1,1$

Mentre l'angolo dell'interfaccia fondazione-terreno δ_d vale

$\delta_d = \phi'_d = \phi'_k = 26°$ questo perché lo scorrimento avviene in realtà tra terreno e terreno dato che si forma una pellicola di terreno intorno al plinto.

Segue che

$$40 \, kN \leq \frac{200 \, kN \cdot tg(26°)}{1,1} = 88,7 \, kN$$

Ed essendo

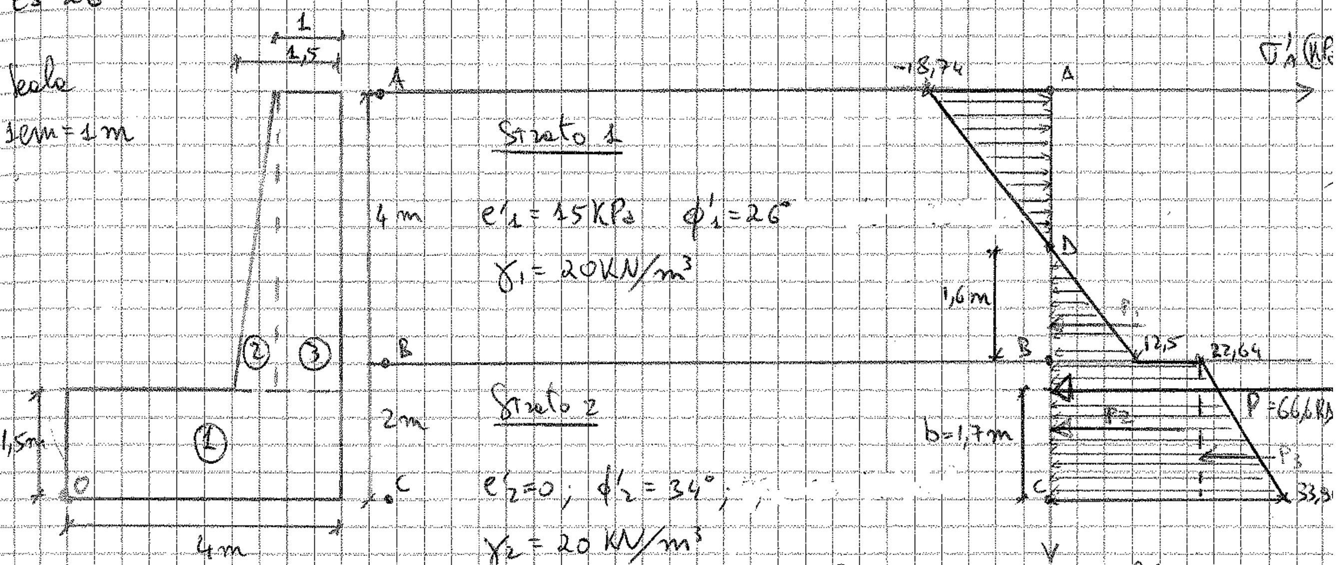
$40 \, kN \leq 88,7 \, kN$ la verifica è SODDISFATTA

$$N = \frac{V_1 + V_2 + V_3 + V_4}{L} = \frac{640 + 800 + 710 + 600}{13,2} = 147,4\ KN/m$$

per avere il carico lungo tutta la base

Deve essere $N \leq N_{lim} \rightarrow 147,4 < 152,3$ VERIFICATO

ES 26



$\gamma_{muro} = 25\ KN/m^3$

- Disegnare il diagramma delle spinte (σ'_A) e calcolare modulo inclinazione e punto di applicazione della risultante R

$$K_A = \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2\phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \quad \text{con } i = 0 \text{ si ha } K_A = \frac{1 - sen\,\phi'}{1 + sen\,\phi'} = tg^2\left(45° - \frac{\phi'}{2}\right)$$

Calcolo i K_A per entrambi gli strati

$$K_{A,1} = \frac{1 - sen\,\phi'_2}{1 + sen\,\phi'_2} = \frac{1 - sen 36}{1 + sen 36} = 0,39$$

$$K_{A,2} = \frac{1 - sen 34}{1 + sen 34} = 0,283$$

$\sigma'_{v0}(A) = 0$

$\sigma'_A = \underbrace{\cancel{K_{A,1}\, \sigma'_{v0}}}_{\sigma'_{v0} = 0} - 2c'\sqrt{K_{A,1}} = -2 \cdot 15\ KPa \sqrt{0,39} = -18,74\ KPa$

$\sigma'_{v0}(B) = \gamma_1 \cdot 4m = 20 \cdot 4 = 80$

$\sigma'_A(B\ sup) = K_{A,1}\,\sigma'_{v0} - 2c_1\sqrt{K_{A,1}} = 0,39 \cdot 80 - 2 \cdot 15 \sqrt{0,39} \Rightarrow \sigma'_A = 12,5\ KPa$

$\sigma'_A(B\ inf) = K_{A,2}\,\sigma'_{v0} - \underbrace{\cancel{2c'_2\sqrt{K_{A,2}}}}_{c'_2 = 0} = 0,283 \cdot 80 = 22,64\ KPa$

$M_0 = M_0(W) - M_0(P_A) = 773{,}3 \frac{kNm}{m} - 77{,}9 \frac{kNm}{m} = 653{,}4\, kN \frac{m}{m}$

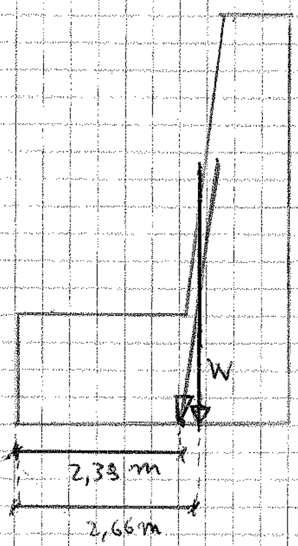
$R = \sqrt{W^2 + P_A^2} = 238{,}13\, kN/m$

$\psi = \arctan \frac{P_A}{W} = 12{,}9° = 13°$ è l'obliquità della risultante rispetto alla vertica

Calcolo il braccio di W rispetto ad O

$b_R = \frac{M_0}{W} = \frac{695{,}4}{290{,}6} = 2{,}39\, m$

E nel disegno la R sarà inclinata di ψ e la sua distanza con O del punto di applicazione è $b_R = 2{,}39\, m$



l'eccentricità è rispetto al centro $e = 2{,}39 - 2 = 0{,}39\, m$

$B_{rid} = B - 2e = 4 - 2 \cdot 0{,}39\, m = 3{,}22\, m$

Per trovare il punto di applicazione della forza P_a devo prima trovare le coordinate del baricentro G:

Triangolo	Area	X_{G_i} (SDR in D)	Y_{G_i} (SDR in D)
A'DE	$\frac{4,97 \cdot 7,1}{2} = 17,64\,m^2$	$4,97/3 = 1,66\,m$	$-7,1/3 + (+7,1) = 4,73\,m$
A'BA	$\frac{3 \cdot 2,1}{2} = 3,15\,m$	$3/3 = 1\,m$	$(-2,1/3) + (+7,1) = 6,4\,m$

$$X_G = \frac{A_{A'DE} \cdot X_{G\,A'DE} - A_{A'BA}\, X_{G\,A'BA}}{A_{A'DE} - A_{A'BA}} = \frac{17,64 \cdot 1,66 - 3,5 \cdot 1}{17,64 - 3,15} = 1,78\,m$$

$$y_G = \frac{A_{A'DE} \cdot y_{G\,A'DE} - A_{A'BA}\, y_{G\,A'BA}}{A_{A'DE} - A_{A'BA}} = \frac{17,64 \cdot 4,73 - 3,15 \cdot 6,4}{17,64 - 3,15} = 4,37\,m$$

Ora ricavo il tratto $\overline{X^I X^{II}}$ dalla coordinata X_G:

$$\overline{X^I X^{II}} = X_G \, tg\,55 = 1,78 \, tg\,55 = 2,54\,m$$

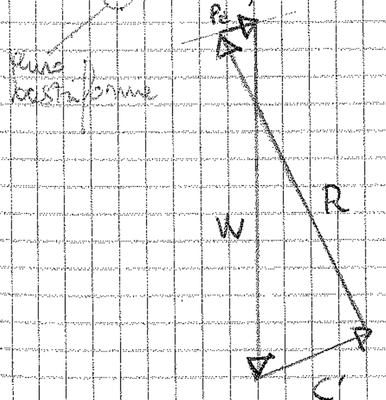
e trovo la distanza x del punto D lungo y. (PUNTO DI APPLICAZIONE DI P_A)

$$x = \overline{AD} - \overline{X^I X^{II}} - (\overline{AD} - y_G) = 5 - 2,54 - (5 - 4,37) = 1,83\,m$$

Caso $c' = 10\,kPa$

Inserisco la coesione nel metodo di Coulomb (Inclinata sempre di 35° rispetto alla vert

$$C' = \overline{ED} \cdot 1 \cdot c' = 8,67 \cdot 1 \cdot 10 = 86,7\,KN/m \rightarrow 1,73\,cm$$



Misuro $R = 4,9\,cm \rightarrow 245\,KN/m$

R è diminuita

Misuro $P_a = 0,5\,cm \rightarrow 25\,KN/m$

P_a è anch'essa diminuita. È circa un quarto della situazione in cui trascurava la coesione

NB Il punto di applicazione di P_A ovviamente è lo stesso della situazione precedente perché è un discorso geometrico.

[illegible]

$\sigma_A = 46\ kPa$; $\psi = 20°$

$$\overline{DC} = \frac{6}{\cos 10} = 6{,}09\ m$$

$$P_A = \frac{\overline{DC} \cdot \sigma_A}{2} = \frac{6{,}09 \cdot 46}{2} = 140{,}1\ KN/m$$

Scompongo P_A:

$\psi = 30°$

$P_{AH} = P_a \cos 30 = 121{,}3\ kN/m \longrightarrow$

$P_{AV} = P_a \,\text{sen}\, 30 = 70{,}1\ kN/m \longrightarrow$

P (kN/m)	d (m)	M (kNm/m)
121,3	$\frac{6}{3} = 2$	242,6 (+)
70,1	$3{,}6 - 2\cos 10 = 3{,}24$ ~~= 3,27~~	228,8 (−)

$M_R = 242{,}6 - 228{,}8 = 13{,}8\ kNm/m$

$$F_S = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{633{,}4}{13{,}8} = 46$$

2) VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE

$$N_q = tg^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi'} = 18{,}38$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\, tg\, \phi' = 22{,}37$$

$m = 2$ poiché $L = \infty$

$$\text{Dunque}\quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N}\right]^{(m+1)} = \left[1 - \frac{P_{AH}}{(W_{muro} + P_{AV})}\right]^3 = \left[1 - \frac{121{,}3}{351{,}9 + 70{,}1}\right]^3 = 0{,}36$$

Calcolo M depurato del contributo ribaltante

$$M = M_{stab} - M_{rib} = 633{,}4 - 13{,}8 = 619{,}6\ kNm/m$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{619{,}6}{(351{,}8 + 70{,}1)} = 1{,}47\ m \rightsquigarrow B' = 2e = 2 \cdot 1{,}47 = 2{,}94\ m$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + q\, N_q = \frac{1}{2}\, 20 \cdot 2{,}94 \cdot 22{,}37 \cdot 0{,}36 + 18{,}38 \cdot 0 = 236{,}8\ KPa$$

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot B' = 236{,}8 \cdot 2{,}94 = 696\ kN/m$$

$$N_{es} = W_{muro} + P_{AV} = 351{,}9 + 70{,}1 = 422\ kN/m$$

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{696}{422} = 1{,}65 < 2 \quad \text{NON VERIFICATO}$$

3) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$F_s = \frac{H_{lim}}{H_{es}} = \frac{N_{es} \tan\delta}{F_h} = \frac{422 \cdot \tan 30}{P_a \cos 30} = \frac{243{,}6}{121{,}3} = 2 > 1{,}5 \quad \text{VERIFICATO}$$

Utilizzo $\delta = \phi' = 30°$

Siamo in fondazione circolare dunque uso la formula:

$$\Delta\sigma_v = \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_{STRATO}}\right)^2} \right]^{1,5} \right\} \Delta q$$

con:

$\Delta q = q - \sigma_{v0} = 163,85 - 57 = 113 \ KPa$

$q = \frac{N}{A} = \frac{30000}{\pi \frac{D^2}{4}} = \frac{30000}{\frac{3,14 \cdot 15^2}{4}} = 163,85 \ KPa$

$\sigma_{v0} = \gamma \cdot z = 3 \cdot 19 = 57 \ KPa$

Mentre per i cedimenti dipende se sono in OC o NC

OC uso:

$$\Delta S = \Delta H \cdot \varepsilon = \Delta H \left(RR \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

NC uso:

$$\Delta S = \Delta H \cdot \varepsilon = \Delta H \left(CR \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right)$$

Inoltre se $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v = \sigma_f) > \sigma'_p$ e $\sigma'_{v0} < \sigma'_p \implies$ uso:

$$\varepsilon_c = RR \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \log \frac{\sigma_f}{\sigma_p}$$

Per il coefficiente di sicurezza considero esclusivamente il terreno sotto il piano di posa

$$F_s = \frac{W}{U} = \frac{\gamma_A \cdot h_A + \gamma_B \, h_B}{130} = \frac{4 \cdot 19 + 6 \cdot 18}{130} = 1,42 < 1,5$$ NON VERIFICATO

LA CONSIDERO: VERIFICATA

con $U = (1 + i) \gamma_w \cdot z_{falda}$

NB: La verifica al fondo scavo non è soddisfatta. Siamo però in fase di progetto temporanea quindi la considero comunque verificata perché è di poco inferiore al limite di 1,5 in questo caso.

1) VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{S_{MB}} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{1337,32}{396,1 - 126,7} = 4,96 > 1,5$$ VERIFICATO

2) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$F_S = \frac{V \tan\delta}{H} = \frac{525,6 \tan 26°}{159,5} = 1,61 > 1,5$$ VERIFICATO

3) VERIFICA ALLA CAPACITÀ PORTANTE

$$M_0 = M_{stab} - M_{rib} = 1068,7 \ KN \cancel{m}/m$$

$$d = \frac{M_0}{V_{TOT}} = \frac{1068,7}{525,6} = 2,03 \ m$$

$$B_{rid} = 2 \cdot d = 2 \cdot 2,03 = 4,06 \ m$$

Calcolo la q_{lim}:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' = 30,18$$

$$N_q = tg^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi'} = 23,15$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N}\right]^{(m+1)} = \left[1 - \frac{159,5}{525,6}\right]^3 = 0,337$$ con $m = 2$ perché $L \to \infty$

$$q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma_t \cdot B_{rid} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 4,06 \cdot 30,18 \cdot 0,337 = 375 \ KPa$$

Calcolo q_s per effettuare la verifica

$$q_s = \frac{V_{TOT}}{B_{rid}} = \frac{525,6}{4,06} = 129 \ KPa$$

$$F_S = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{375}{129} = 2,9 > 2$$ VERIFICATO

Prendo il punto dato:

$z_i = B^{0,7} = 22^{0,7} = 9 \; m$ (con B lato più piccolo)

$q' = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{308'000}{22 \cdot 40} = 350 \; kPa$

$z_{piano\,di\,posa} + \frac{15}{2} = 11 + 5 = 16 \; m$

$\bar{z} = \frac{16+5}{2} = 10,5$

Dal graf. si estrapola per $\bar{z}$ dell'area di influenza il valore di $N_{spt} = 27$

Coefficiente di forma della fondazione per $\frac{L}{B} > 1$

$$f_s = \left[\frac{\frac{1,25 \cdot L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2 > 1 \rightarrow f_s = 1,21$$

$f_t = \left(1 + R_3 + R \lg \frac{t}{3}\right) =$ con t = anni $R_3 = 0,7$ e $R = 0,8$ per carichi ciclici

$R_3 = 0,3$ e $R = 0,2$ per carichi statici

$= 1,54$ per $t = 50$ anni

Calcolo il cedimento iniziale:

$$S_{in} = f_s \left[\left(q' - \frac{2}{3}\sigma'_{v0}\right) \cdot \frac{1,71}{N_{AV}^{1,4}} \cdot B^{0,7} \right] \simeq 51,2 \, mm$$

$$= 1,21 \left[\left(350 - \frac{2}{3} \cdot 85\right) \cdot \frac{1,71}{27^{1,4}} \cdot 22^{0,7} \right]$$

con $\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z_{piano\,posa} = 17 \cdot 5 = 85 \; kPa$

(NB) La formula del S_{in} deriva da:

$$W = \sigma'_{v0} B^{0,7} \frac{I_c}{3} + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) B^{0,7} I_c$$

presa con $I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1,4}}$ nel nostro caso

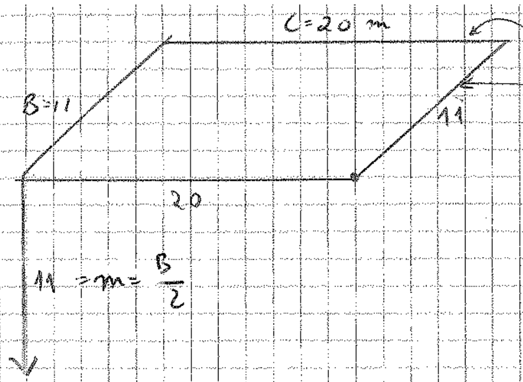
$S_{50\,anni} = f_t \cdot S_{in} = 51,2 \cdot 1,54 = 78,8$

METODO BERARDI CANCELLOTTA

Per il calcolo della densità relativa uso $D_r^2 = \frac{N_1}{60}$

dove $N_1 = C_N \cdot N_{spt}$

e
$$C_N \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{per sabbie fini} \quad \text{usiamo questa} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{per sabbie grosse} \end{cases}$$



$m \cdot z \rightarrow m = 1$; $n \cdot z \rightarrow n = 1,82$ } Dall'abaco a pg 42 ricavo $f = 0,196$

Calcolo dunque:

$$\Delta\sigma_v = 4 \cdot f \cdot \Delta p = 4 \cdot 0,196 \cdot 255 = 200 \text{ KPa}$$

Trovo il modulo medio di influenza:

$$\sigma'_{v0} \Rightarrow z = 5 + 11 = 16\,m \longrightarrow \sigma'_{v0} = 16 \cdot 19 = 304 \text{ KPa}$$

$$E'_{0,1} = K_E\, p_a \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} + \frac{\Delta\sigma_v}{2}}{p_a}} = 600 \cdot 100 \sqrt{4,04} = 120,6 \text{ MPa}$$

con p_a pressione atmosferica $= 100$ KPa

$$\frac{\Delta q'}{E_{0,1}} = \frac{1}{125 \cdot I_R (1-0,2^2)} \left(\frac{w}{B}\right)^{0,3} \longrightarrow \frac{255}{120\,600} = \frac{1}{125 \cdot 0,69 (1-0,2^2)} \left(\frac{w}{22}\right)^{0,3} \rightarrow$$

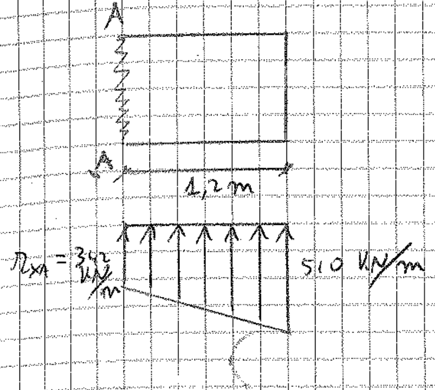
ricavo il cedimento immediato w

$w = 66$ mm

Risultante $\frac{(r_{xmax} + r_{xmin}) \cdot L}{2} = 900 \text{ kN}$

$(510-90) : 3 = \Delta r_x : (3-1,2)$

$$\Delta r_x = \frac{(3-1,2)(510-90)}{3} = 252 \text{ kN/m}$$

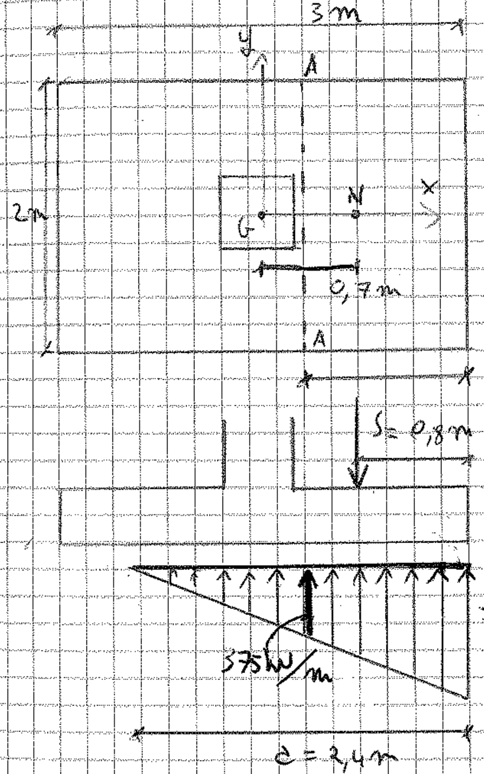


$r_{xA} = 252 + r_{min} = 252 + 90 = 342 \text{ kN/m}$

$$V = \frac{r_{xA} + r_{xmax}}{2} \cdot 1,2 = 511,2 \text{ kN}$$

$$M = \underbrace{r_{xA} \cdot 1,2 \cdot \frac{1,2}{2}}_{\text{rettangolo}} + \underbrace{\frac{(510-342) \cdot 1,2}{2} \cdot \frac{2 \cdot 1,2}{3}}_{\text{triangolo}} = 326,88 \text{ kNm}$$

ES 32C



$N = 900 \text{ kN}$

$M_x = 630 \text{ kNm}$

$r_y = 0$

• Calcolare V e M in $\overline{AA}$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{630}{900} = 0,7 \text{ m} > \frac{L}{6} = 0,5 \text{ m}$$

grande eccentricità

$$S = \frac{L}{2} - e_x = 1,5 - 0,7 = 0,8 \text{ m}$$

$c = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ m}$

$$r_{max} = \frac{2N}{c} = \frac{2 \cdot 900}{2,4} = 750 \text{ kN/m}$$

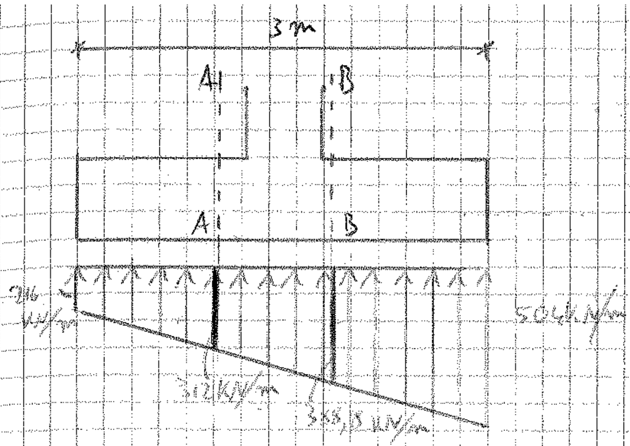
mi riempio

$$\left(\sigma_{max} = \frac{2N}{cb} = \frac{2 \cdot 900}{2,4 \cdot 2} = 375 \text{ kN/m}^2\right)$$

$$r_{AA} = r_{max} - \frac{r_{max}}{c} \cdot 1,2 = 375 \text{ kN/m}$$

$$V_{AA} = 375 \cdot 1,2 + (750-375) \cdot \frac{1,2}{2} = 675 \text{ kN}$$

$$M_{AA} = \underbrace{375 \cdot \frac{1,2^2}{2}}_{\text{rettangolo}} + \underbrace{375 \cdot \frac{1,2}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,2}_{\text{triangolo}} = 450 \text{ k}$$



$$\sigma_t(E) = 200 + 53{,}33\left(\frac{3}{2} - 1{,}2\right) - 73{,}97\left(\frac{1{,}8}{2}\right) = 149{,}4 \text{ KPa}$$

$$\sigma_t(F) = 200 + 53{,}33\left(\frac{3}{2} - 1{,}2\right) - 73{,}97\left(-\frac{1{,}8}{2}\right) = 282{,}6 \text{ KPa}$$

$$\sigma_t(G) = 200 + 53{,}33\left(-\frac{3}{2} + 1\right) - 73{,}97\left(\frac{1{,}8}{2}\right) = 106{,}8 \text{ KPa}$$

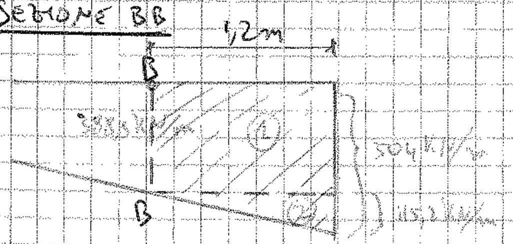
$$\sigma_t(H) = 200 + 53{,}33\left(-\frac{3}{2} + 1\right) - 73{,}97\left(-\frac{1{,}8}{2}\right) = 239{,}3 \text{ KPa}$$

$$r(EF) = \frac{(\sigma_t(E) + \sigma_t(F)) \cdot 1{,}8}{2} = \frac{(149{,}4 + 282{,}6) \cdot 1{,}8}{2} = 388{,}8 \text{ KN/m}^2$$

$$r(GH) = \frac{(\sigma_t(G) + \sigma_t(H)) \cdot 1{,}8}{2} = \frac{(106{,}8 + 239{,}3) \cdot 1{,}8}{2} = 312 \text{ KPa}$$

Sono i trapezi uscenti dal foglio

<u>SEZIONE BB</u>



$$V = \frac{r_{max}(x) + r(CF)}{2} \cdot 1{,}2 = 535{,}68 \text{ KN} = \frac{(504 + 388{,}8)}{2}$$

$$M = r(1)\, d(1) + r(2) \cdot d(2) = 279{,}9 + 55{,}3 = 335{,}2 \text{ KN}$$

calcolato rispetto al punto B superiore

$r(1) = 388{,}8 \cdot 1{,}2 = 466{,}56 \quad d(1) = 0{,}6 \text{ m}$

$r(2) = \frac{115{,}2 \cdot 1{,}2}{2} = 69{,}12 \quad d(2) = 0{,}8 \text{ m}$

<u>SEZIONE AA</u>

$$V = \frac{r(GH) + r_{min}}{2} \cdot 1{,}0 = \left(\frac{312 \cdot 216}{2}\right) = 264 \text{ KN}$$

$$M = r(1) \cdot d(1) + r(2)\, d(2) = 123{,}84 \text{ KNm}$$

rispetto al punto A superiore

$r(1) = 216 \quad d(1) = 0{,}5 \text{ m}$

$r(2) = \frac{96 \cdot 1}{2} = 48 \quad d(2) = 0{,}33 \text{ m}$

Calcolo la $\sigma(A)$ con le proporzione:

$$\frac{1,8}{1,56} = \frac{x}{(2-1,56)} \longrightarrow \frac{1,8}{1,56} = \frac{x}{0,44} \longrightarrow x = 0,51\ m$$

$$\overline{EB} = 3 + x = 3 + 0,51 = 3,51\ m$$

$$420 : \overline{EB} = x : 0,51 \longrightarrow x = \sigma(A) = \frac{420 \cdot 0,51}{3,51} = 61\ KPa$$

Calcolo la $\sigma(C)$ con le proporzione:

$$\frac{1,8}{1,56} = \frac{1,2}{x} \longrightarrow x = 1,04\ m$$

$$\overline{BF} = 1,04 + 2m = 3,04\ m$$

$$420 : 3,04 = x : 1,04 \Rightarrow x = \frac{420 \cdot 1,04}{3,04} = 143,7\ KPa = \sigma(C)$$

Calcolo le r. Poiché le tensioni in $\overline{AA}$ sono rappresentate da un triangolo mentre del fogl
calcolo la $\sigma(G)$

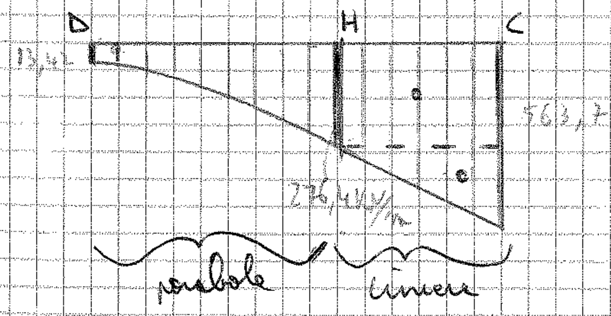
$$\sigma(G) \Rightarrow 420 : 3,51 = x : (3,51 - 1,2) \longrightarrow \sigma(G) = x = 276,4\ KPa$$

$$r_x(GH) = \frac{\sigma(G) \cdot 2}{2} = 276,4\ KN/m$$

$$r_x(BC) = \frac{\sigma(C) + \sigma(B)}{\cancel{2}} \cdot \cancel{2} = 420 + 143,7 = 563,7\ KN/m$$

$$r_x(AI) = \frac{(\sigma(A) + 0) \cdot (2 - 1,56)}{2} = \frac{61 \cdot (2 - 1,56)}{2} = 13,42\ KN/m$$

In presenza dell'asse neutro l'andamento delle r è parabolico e poi è lineare



$$M(H) = (276,4 \cdot 1,2) \cdot \frac{1,2}{2} +$$

$$+ (563,7 - 276,4) \cdot \frac{1,2}{2} \cdot 0,8 =$$

$$= 189 + 137,9 = 336,8\ KNm$$

$$V = \frac{563,7 + 276,4}{2} \cdot 1,2 = 504,1\ KN$$

Dimensiono l'altezza del plinto:

$h = d + c$ c copriferro = 5 cm ; d = altezza utile

Per sapere l'altezza utile effettuo una verifica a taglio lungo il lato x perché più vincolante

Bisogna verificare che $V_{ED} < V_{Rd}$

V_{Ed} si calcola alla distanza d dal filo del pilastro

$V_{Rd} = \nu_{min} \cdot b_w \cdot d$ con $\nu_{min} = 0{,}035\, k^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$

$\nu_{min} = 0{,}035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$ $f_{ck} = 25$ del cls 25/30

d [mm]	$r_x(d)$ [kN/m]	V_{ED} [kN]	k	ν_{min} [N/mm²]	V_{Rd} [kN]
450	440,4	442,4	1,67	0,377	406,7
500	452,1	420,1	1,63	0,365	438,0

calcolato dopo

Verif soddisf

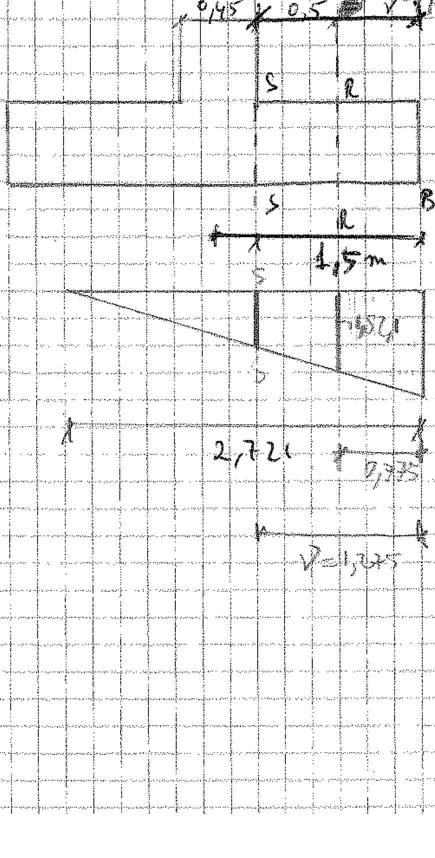
$$V_{Rd} = \left\{ \left(\frac{0{,}18k}{\gamma_c} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right) \right\} \geq \nu_{min} \cdot b_w \cdot d$$

non considerato al lato per ottenere così V_{Rd}

con $\gamma_c = 1{,}5$ coeff. di sicurezza parziale $f_{ck} = 25\ N/mm^2$

$d = 500\ mm = 0{,}5\ m \rightarrow h = 550\ mm = 0{,}55\ m$

con $d = 500\ mm = 0{,}5\ m$



$x = 1{,}5 - \frac{0{,}45}{2} - 0{,}5 = 0{,}775$

$r_x(d)$

$632{,}1 : 2{,}721 = r_x(d) : (2{,}721 - 0{,}775)$

$r_x(d) = 452{,}1\ kN/m$

$V_{Ed}(d) = V_{Ed}(RR)$

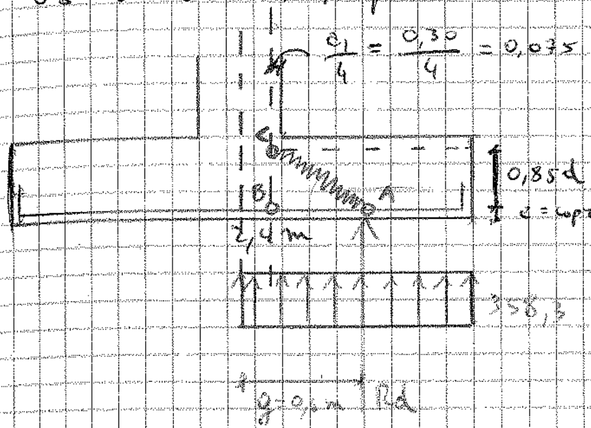
$V_{Ed}(RR) = 452{,}1 \cdot 0{,}775 + (632{,}1 - 452{,}1) \cdot \frac{0{,}775}{2}$

$V_{Ed}(RR) = 420{,}1\ kN < V_{Rd} = 438\ kN$

VERIFICATA LUNGO x

Mentre prima luogo x dovevo considerare la mensola a destra (SB) perché rappresenta sollecitata, ora è indifferente se considero la mensola a sinistra o a destra del pilastro in quanto sono caricate allo stesso modo.

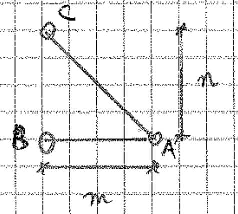
Uso il metodo semplificato STRUT AND TIE Puntone-Tirante



Metto la cerniera A in corrispondenza della risultante Rd, e ad una distanza pari a $0,85 \cdot d$ e $\frac{a_1}{4}$ dal pilastro B sempre a $\frac{a_1}{4}$ dal pilastro

$\Rightarrow \begin{cases} CA: \text{ puntone compresso} \\ BA: \text{ barre tese} \end{cases}$

Considero nello specifico il triangolo ABC

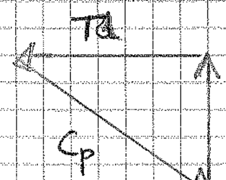


$n = 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 500 \text{ mm} = 425 \text{ mm}$

$m = g - \frac{a_1}{4}$ (vedi disegno)

$\Rightarrow m = 0,6 \text{ m} - 0,075 \text{ m} = 0,525 \text{ m}$

Disegno il poligono delle forze (nella cerniera A)



data la similitudine tra i triangoli posso scrivere:

$$\frac{Td}{m} = \frac{Rd}{n} \rightarrow Td = \left(\frac{Rd}{n}\right) \cdot m$$

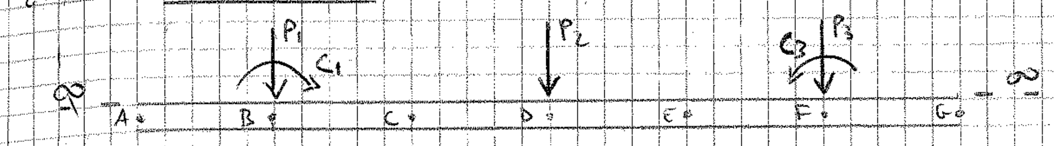
$$Td = \left(\frac{358,3 \cdot 1,2 m}{0,425}\right) \cdot 0,525 = 531,13 \text{ kN}$$

$$Af = \frac{Td}{fyd} = \frac{(531,13 \cdot 10^3)}{391,3} = 1357,34 \text{ mm}^2$$ Scelgo $13 \phi 12$ ($A_s = 1469 \text{ mm}^2$)

Nel caso di plinti rettangolari posso utilizzare barre con diametri ϕ differenti nelle 2 direzioni; nei plinti quadrati è preferibile usare barre con lo stesso diametro nelle 2 direzioni per evitare errori in cantiere

$$i = \frac{L - 2c}{n-1} = \frac{3000 - 2 \cdot 50}{12} = 242 \text{ mm}$$

ES 36 Trave $\infty - \infty$



$P_1 = P_3 = 500$ kN

$P_2 = 700$ kN

$|C_1| = |C_3| = 200$ kNm

trave $B = 0,9$ m

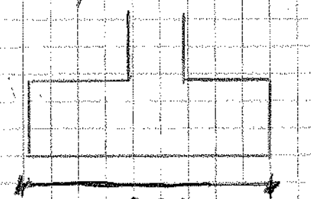
$EJ = 4,4 \cdot 10^{11}$ kg/cm²

terreno sabbia $k_1 (b=30)$ $= 5,5$ kg/cm³

Valutato su carico su piastra di 30 cm (piastra)

• Diagrammi M e V nei punti A, B ... G?

È una struttura simmetrica. Per simmetria e antisimmetria basta calcolare le metà.
Inoltre il taglio sarà praticamente nullo.
È il momento quello importante. Verifichiamo comunque che in A e G, M e V non siano nulli.



0,8 m

fattore di scala per le sabbie $K(B) = K_1 \left(\frac{B+b}{2B}\right)^2 =$

$\Rightarrow K_1 (b = 30 \text{ cm}) = 5,5$ kg/cm³

$= 55 \cdot 10^3 \left(\frac{0,9+0,3}{2 \cdot 0,9}\right)^2 =$

$= 24,4$ kN/m

modulo di reazione:

$K = K_1(B) \cdot B = 2,44 \cdot 90 = 219,6$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}} = \sqrt[4]{\frac{219,6}{4(4,4 \cdot 10^{11})}} = 0,0033 = 0,33 \frac{1}{m}$$

λ è il rapporto di rigidezza del terreno sulla trave (lunghezza caratteristica

	$A(\lambda x)$	$B(\lambda x)$	$C(\lambda x)$	$D(\lambda X)$
0	$A(0,33 \cdot 0) = 1$	$B(0,33 \cdot 0) = 0$	$C(0,33 \cdot 0) = 1$	$D(0,33 \cdot 0) = 1$
3	$A(0,33 \cdot 3) = 0,5064$	$B(0,33 \cdot 3) = 0,3092$	$C(0,33 \cdot 3) = -0,1120$	$D(0,33 \cdot 3) = 0,1972$
6	$A(0,33 \cdot 6) = 0,0652$	$B(0,33 \cdot 6) = 0,122$	$C(0,33 \cdot 6) = -0,1787$	$D(0,33 \cdot 6) = -0,0567$
9	$A(0,33 \cdot 9) = -0,0423$	$B(0,33 \cdot 9) = 0,0065$	$C(0,33 \cdot 9) = -0,0554$	$D(0,33 \cdot 9) = -0,0489$
12	$A(0,33 \cdot 12) = -0,0255$	$B(0,33 \cdot 12) = -0,0138$	$C(0,33 \cdot 12) = 0,0022$	$D(0,33 \cdot 12) = -0,0116$
15	$A(0,33 \cdot 15) = -0,0043$	$B(0,33 \cdot 15) = -0,0063$	$C(0,33 \cdot 15) = 0,0083$	$D(0,33 \cdot 15) = 0,0019$
18	$A(0,33 \cdot 18) = 0,0017$	$B(0,33 \cdot 18) = -0,0006$	$C(0,33 \cdot 18) = 0,0029$	$D(0,33 \cdot 18) = 0,0023$

Usando le formule:

$$A(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \operatorname{sen} \lambda x) \; ; \quad B(\lambda x) = e^{-\lambda x} \cdot \operatorname{sen}(\lambda x)$$

$$C(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \operatorname{sen} \lambda x) \; ; \quad D(\lambda x) = e^{-\lambda x} \cos(\lambda x)$$

$$M(D) = \underbrace{\frac{500}{4\cdot 0{,}33}(-0{,}1787) + \frac{200}{2}(-0{,}0567)}_{x=6} + \underbrace{\frac{700}{4\cdot 0{,}33}\cancel{\quad}}_{x=0} + \underbrace{\frac{500}{4\cdot 0{,}33}(-0{,}1787) + \frac{200}{2}(-0{,}0567)}_{x=6} =$$

$$= 383{,}6 \text{ KNm}$$

Formule per il Taglio:

$- \text{ se } x > 0$

$+ \text{ se } x < 0$

$$V = \mp \frac{P_0}{2}\cdot D - \frac{C_0\,\lambda}{2}\cdot A$$

$$V(A) = \underbrace{+\frac{500}{2}(0{,}1972) - \frac{200\cdot 0{,}33}{2}(0{,}5064)}_{x=3} \underbrace{+\frac{700}{2}(0{,}0489)}_{x=9} \underbrace{+\frac{500}{2}\,0{,}0019 - \frac{(-200)\,0{,}33}{2}(-0{,}0043)}_{x=15} =$$

$$= 250(0{,}1972) - 33(0{,}5064) + 350(-0{,}0489) + 250(0{,}0019) + 33(-0{,}0043) =$$

$$= 15{,}8 \text{ KN} = -V(G)$$

$$V(B^+) = \underbrace{-250\cdot 1 - 33\cdot 1}_{x=0} \underbrace{+350(-0{,}0567)}_{x=6} + \underbrace{250(-0{,}0116) + 33(-0{,}0255)}_{x=12} =$$

$$= -306{,}6 \text{ KN} = -V(F^-)$$

$$V(B^-) = V_B^{(+)} + P_1 = -306{,}6 + 500 = 183{,}6 \text{ KN} = -V(F^+)$$

$$V(C) = \underbrace{-250(0{,}1972) - 33(0{,}5064)}_{x=3} \underbrace{+350(0{,}1372)}_{x=3} + \underbrace{250(-0{,}0489) + 33(-0{,}0423)}_{x=9} =$$

$$= -10{,}61 = -V(E)$$

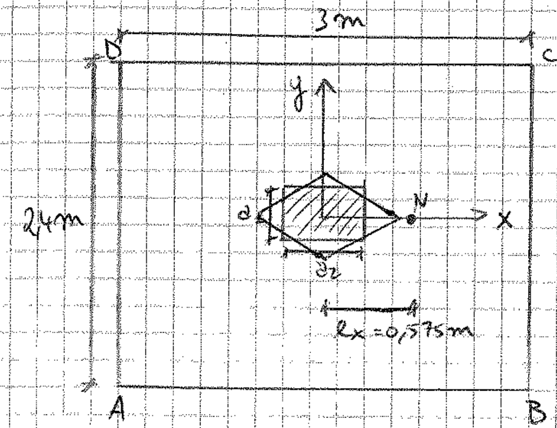
$$V(D^{dx}) = \underbrace{-250(-0{,}0567) - 33(0{,}0652)}_{x=6} \underbrace{-350\cdot 1}_{x=0} \underbrace{+250(-0{,}0567) + 33(0{,}0652)}_{x=6} =$$

$$= -350 \text{ KN}$$

$$V(D^{sx}) = V_D^{dx} + P_2 = -350 + 700 = 350 \text{ KN}$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 83 di 117

ES 37



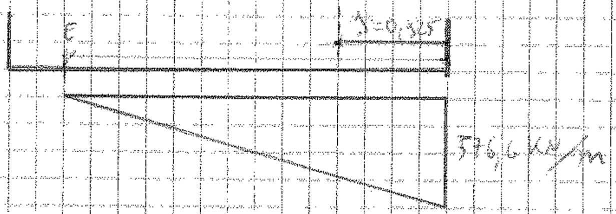
Pilastro $a_1 = 0{,}30m$; $a_2 = 0{,}45m$
CLS 25/30 $f_{ck} = 25\ N/mm^2$
ACCIAIO B450 C $f_{yd} = 391{,}3\ N/mm^2$
$N_d = 800\ KN$, $M_{x,d} = 460\ KN\ m$

- Calcolare e disegnare le armature nelle 2 direzioni

$$e_x = \frac{M_{x,d}}{N} = \frac{460}{800} = 0{,}575 > 0{,}5m = \frac{L}{6}$$

Il centro di pressione cade al di fuori del nocciolo di inerzia e dunque la sezione si parzializza.

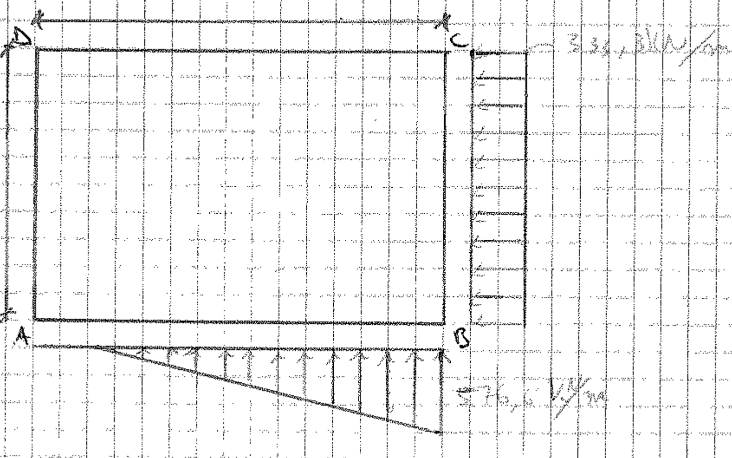
$$s = \frac{L}{2} - e_x = 1{,}5 - 0{,}575 = 0{,}925\ m \Rightarrow d = 3s = 3 \cdot 0{,}925 = 2{,}78\ m$$



$$r_{max} = \frac{2N}{3s} = \frac{2 \cdot 800}{3 \cdot 0{,}925} = 576{,}6\ KN/m$$

$$\sigma_{B,max} = \frac{r_{x,max}}{B} = \frac{576{,}6}{2{,}4} = 240\ KPa$$

$$r_y(BE) = \frac{\sigma_B + \sigma_E^{\,0}}{2} \cdot d = \frac{240{,}2}{2} \cdot 2{,}78 = 333{,}3\ KN/m$$



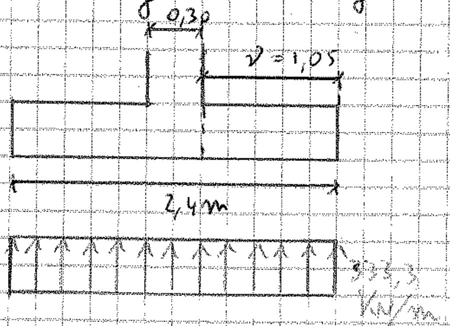
Ora determino l'altezza h del mio plinto: $h = d + e$ e = copriferro = 5cm = 50mm
"d" lo determino per tentativi attraverso una verifica a taglio: $V_{ed} \le V_{rd}$
V_{ed} si calcola da $r(x)$ mentre V_{Rd} si calcola:

$$V_{Rd} = \left\{ \left(\frac{0{,}18\ K}{\gamma_c} \right) \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck} \right)^{1/3} \right\} \ge v_{min} \cdot b_w \cdot d \qquad \text{con } K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$b_w = 2400\ mm$; $v_{min} = 0{,}035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

Lungo y

dato che $e_y = 0 \Rightarrow r_y$ ha distribuzione costante lungo tutto il lato 2,4 m



ho sempre $d = 450$ mm in favore di sicurezza $\rightarrow h = 500$ mm

$\nu = 1,2\,m - 0,15\,m = 1,05\,m$

$\frac{\nu}{h} = \frac{1,05}{0,500} = 2,1 > 2 \rightarrow$ plinto snello anche lungo y

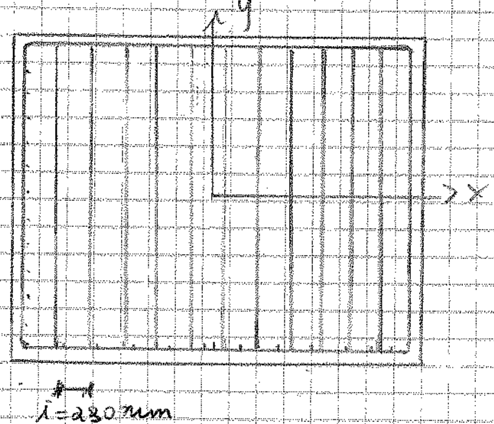
$M_d = (333,3 \cdot 1,05) \cdot \frac{1,05}{2} = 184$ kNm

$A_f = \frac{M_d}{0,8\,d\,f_{yd}} = \frac{(184 \cdot 10^6)}{0,8 \cdot 450 \cdot 391,3} = 1161\ mm^2 \rightarrow$ prendo $11\phi12 \rightarrow A_s = 1243\ mm^2$

$i = \frac{L - 2c}{n-1} = \frac{3 - 2 \cdot 0,05}{10} = 0,29\,m = 280$ mm

d è lo stesso anche per y

Per i plinti snelli non c'è bisogno del piego



$h = d + e = 450 + 70 = 520\ mm \rightarrow \frac{v}{h} = 1,7$ il PLINTO è TOZZO $\left(\frac{v}{h} < 2\right)$

$V_{Rd} = \frac{(633 + V(d)) \cdot (v - d)}{2}$ area trapezio

Armature lungo x

$v_x = \frac{2,20}{2} - \frac{0,4}{2} = 0,9\ m$

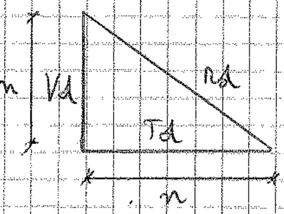
Vd va calcolato a filo pilastro

$g = \frac{B}{4} = \frac{2,2}{4} = 0,55$ $\quad r \times (BR) = K \quad 1,66 \div x = 2,56 \div 633 \quad x = 449,4\ kN$

$V_d = 449,4 \cdot 2g = 434,34 \quad d = 0,45\ m$

$m = 0,85 \cdot d = 0,38 \quad n = g - \frac{e}{4} = 0,45$

$T_d = V_d \cdot \frac{n}{m} = 449,4 \cdot \frac{0,45}{0,38} = 532,2$



$A f_y = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{532,2 \cdot 10^3}{391,3} = 1360\ mm^2$

$13\phi12 \rightarrow 6\pi^2 \cdot 13 = 1470\ mm^2$ no prendo $9\phi14 \rightarrow 7\pi^2 9 = 1385\ mm^2$

Il plinto è tozzo quindi il piego va realizzato necessariamente:

$\max \begin{cases} lb/3 = 560/3 = 187 \\ 200 \end{cases}$

$lb = n\phi = 40 \cdot 14 = 560$

prendo 200 mm di piego

$i = \frac{L - 2e}{n-1} = \frac{2,2 - 2 \cdot 0,07}{9-1} = 257\ mm$

Verifico lungo y

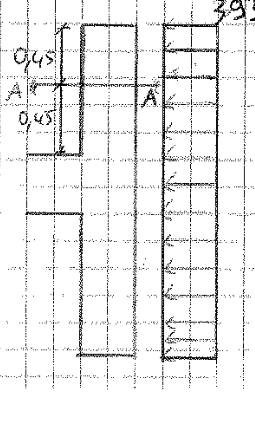
$r(y) = \frac{N}{L} = 395,5\ kN/m$ poiché NON c'è momento lungo y $\boxed{r_y = cost}$

$V_{min} = 0,337$ e $V_{Rd} = 333,63\ kN$

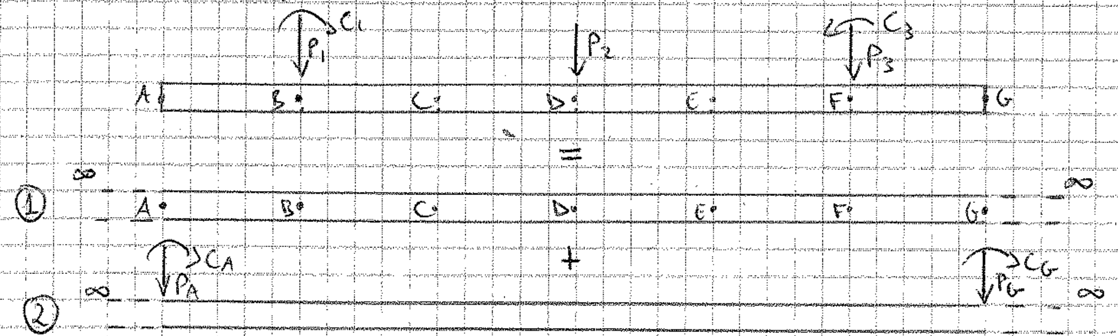
$r_y(AA) = 395,5\ kN/m$

$V_{AA} = V_{Ed} = 395,5 \cdot 0,45 = 177,97\ kN$

$V_{Ed} < V_{Rd} \Rightarrow 177,97 < 333,63$ VERIFICATO lungo y



ES 39 Trave finita Metodo Rigoroso (trave ∞-∞ opportunamente caricata)



• Calcolare e diagrammare M e V

Per simmetria è $P_G = P_A$; $C_G = -C_A$

$M_A = f_1(P_2, P_1, P_3, C_1, C_3, P_A, C_A, P_G, C_G) = 0$

$V_A = f_2(P_1, P_2, P_3, C_1, C_3, P_A, C_A, P_G, C_G) = 0$

$M_B = f_3(P_1, P_2, P_3, C_1, C_3, P_A, C_A, P_G, C_G) = 0$

$V_B = f_4(P_1, P_2, P_3, C_1, C_3, P_A, C_A, P_G, C_G) = 0$

Metto delle sollecitazioni fittizie in corrispondenza di A e di B che rendono equivalenti la trave ∞ alla trave reale

Le incognite sono P_A, C_A, P_G, C_G

Controllando nell'esercizio 36 (primo quaderno) i valori di A, B, C, D e dei momenti e dei tagli nelle varie sezioni ottengo:

$$M_A^{Dx} = 0 \Rightarrow M_A^{Dx} = M_A^{\infty-\infty}(\text{es.}36) + \underbrace{\frac{P_A}{4\lambda}\cdot C(x=0) + \frac{C_A}{2}\cdot D(x=0)}_{x=0} + \underbrace{\frac{P_G}{4\lambda}\left(-\frac{C_G}{2}\cdot D\right)}_{x=18} = 0$$

$$V_A^{Dx} = 0 \Rightarrow V_A^{Dx} = V_A^{\infty-\infty}(\text{es.}36) - \frac{P_A}{2}\cdot D(x=0) - \frac{C_A\cdot\lambda}{2}\cdot A(x=0) + \frac{P_G}{2}\cdot C(x=18) - \frac{C_G\lambda}{2}\cdot A(x=18)$$

Con le formule:

$$M = \frac{P_0}{4\lambda}\cdot C \pm \frac{C_0}{2}\cdot D \quad \begin{matrix} + \text{ se } x>0 \\ - \text{ se } x<0 \end{matrix} \qquad e \qquad V = \mp\frac{P_0}{2}\cdot D - \frac{C_0\lambda}{2}\cdot A \quad \begin{matrix} - \text{ se } x\geq 0 \\ + \text{ se } x<0 \end{matrix}$$

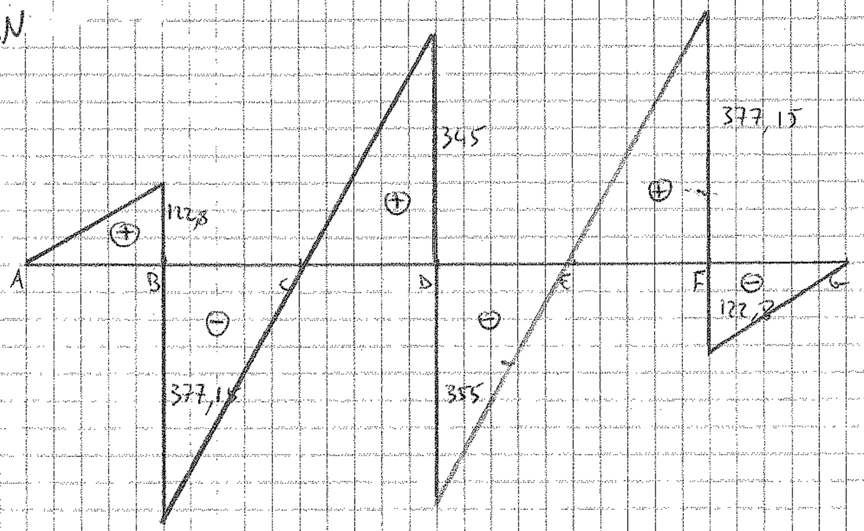
Risolvo il sistema: (Essendo $P_A = P_G$ e $C_A = C_G$ si ha un'unica soluzione):

$$\begin{cases} M_A^{Dx} = -88{,}2 + \dfrac{P_A}{4\cdot 0{,}33}\cdot 1 + \dfrac{C_A}{2}\cdot 1 + \dfrac{P_G}{4\cdot 0{,}33}(0{,}0023) - \dfrac{C_G}{2}\cdot 0{,}0017 = 0 \\ V_A^{Dx} = 15{,}8 - \dfrac{P_A}{2}\cdot 1 - \dfrac{C_A\cdot 0{,}33}{2}\cdot 1 + \dfrac{P_G}{2}\cdot 0{,}0023 - \dfrac{C_G\cdot 0{,}33}{2}\cdot 0{,}0017 = 0 \end{cases} \longrightarrow$$

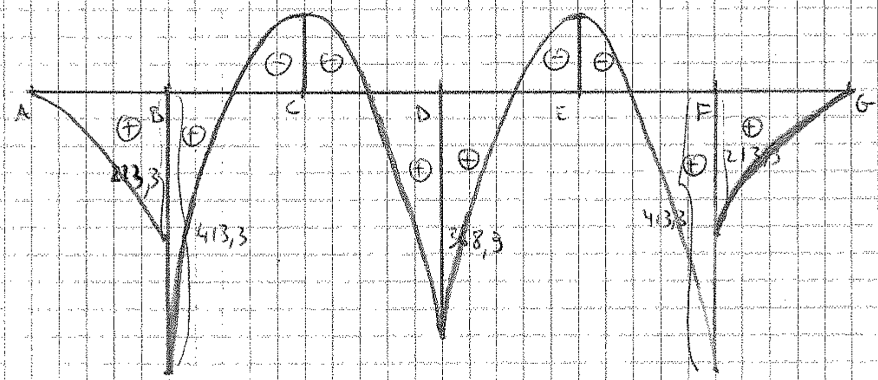
$$\longrightarrow \begin{cases} C_A\, 0{,}499 + P_A\, 0{,}760 = 88{,}2 \\ C_A\, 0{,}499 + P_A\, 1{,}506 = 47{,}7 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} P_A = -54{,}3\ kN = P_G \\ C_A = 258{,}5\ kNm = C_G \end{cases}$$

In A e in G taglio e momento sono nulli, devo calcolarmi gli altri punti.

T / KN


A
B
C
D
E
F
G
122,3
377,15
345
355
377,15
122,3

M / KN·m


A
B
C
D
E
F
G
213,3
413,3
388,9
413,3
213,3

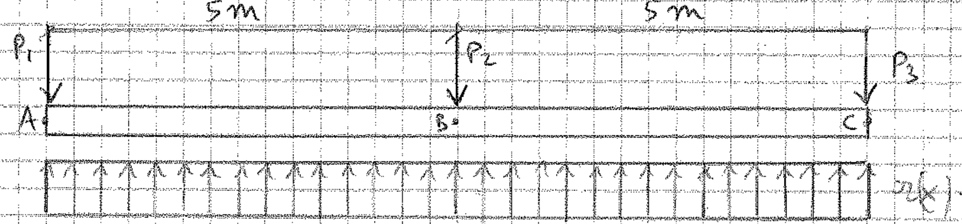
ES 40 Trave di Fondazione Rigida

$P_1 = P_3 = 1400\ KN$

$P_2 = 1700\ KN$

Si adotta un modello alla Winkler → le reazioni del terreno sono localmente proporzionali agli abbassamenti. Inoltre assumendo la trave rigida, in entrambe le situazioni limite questi profili sono lineari.

1) [EJ] = 0 SOVRASTRUTTURA ∞mente FLESSIBILE



[EJ] = 0 → Termini nulli (fondazioni soggette solo ai carichi noti)

$X_J = R_J$ caso delle strutture ISOSTATICHE

$$r(x) = \frac{(2P_1 + P_2)}{2 \cdot l} = \frac{(2 \cdot 1400 + 1700)}{10} = 450\ KN/m$$

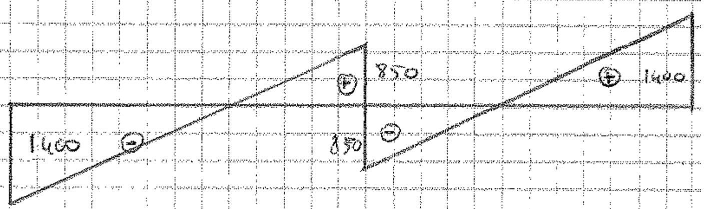
(T) / KN

A) $-P_1 + 450 \cdot z \overset{z=0}{=} -1400 + 0 = -1400$

B_{sx}) $-P_1 + 450\,z \overset{z=5}{=} -1400 + 2250 = 850$

C) $P_3 - r_x \cdot z_2 = 1400$

B_{Dx}) $P_3 - r_x \cdot z_2 \overset{z_2=5}{=} 1400 - 450 \cdot 5 = -850$

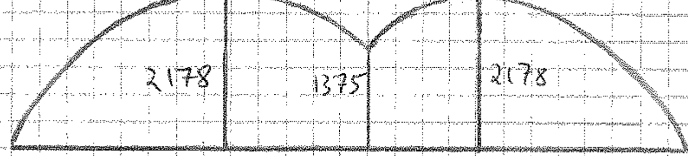


(M) / KN·m

$-P_1 + 450 \cdot z = 0 \quad z = + \frac{P_1}{450} = 3,\overline{11}$

$M = 450 \cdot \frac{z^2}{2} - P_1 \cdot z = 450 \cdot \frac{z^2}{2} - 1400 \cdot z$

Analizzo solo per la prima parte

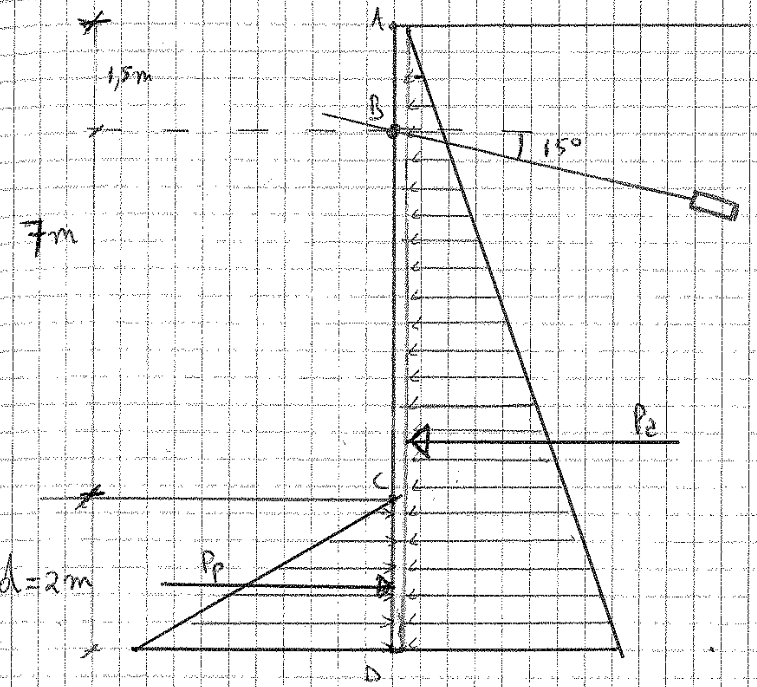


$z = 0 \longrightarrow M = 0$

$z = 5 \longrightarrow M = -1375\ KN \cdot m$

$z = 3,\overline{11} \longrightarrow M = -2178\ KN\,m$

ES 4/a



$\phi' = 36°$

$\gamma t = 19\ KN/m^3$

$i = 1,5\ m$

Coeff. Spinta ATTIVA [RANKINE]

$K_A = tg^2\left(45° - \frac{\phi'}{2}\right) = 0,26$

Coeff. Spinta PASSIVA [LANCELLOTTA]

$K_{ph} \cong 6,9$

• Calcolare il TIRO T del TIRANTE in B

$F_S = 2$

Calcolo la spinta Attiva nel punto più Basso (D)

$\sigma_A' = \gamma t \cdot \overline{AD} \cdot K_A = 19\,(7+x)\,0,26 \quad [KPa]$

$P_A = \frac{1}{2}\overline{AD} \cdot \sigma_A' = \frac{19}{2} \cdot 0,26\,(7+x)^2 \quad [KN/m]$

$P_p/F_s = \frac{1}{2}\overline{CD}^2 \gamma t \cdot \frac{K_{ph}}{F_s} = \frac{19}{2} \cdot 3,45 \cdot x^2 \quad [KN/m]$

$P_A \cdot b_A - \frac{P_p}{F_s} \cdot b_p = 0$

$\frac{19}{2} \cdot 0,26\,(7+x)^2\left[\frac{2}{3}(7+x-1,5)\right] - \frac{19}{2} \cdot 3,45 x^2\left[\frac{2}{3}x + 5,5\right] = 0$

Soluzione per tentativi e trovo $x = 2\ m$

Quindi calcolo

$P_A = 200\ KN/m$ e $\frac{P_p}{F_s} = 131\ KN/m$; $\sigma_A' = 44,46\ KPa$

Per calcolare il TIRO nella sola direzione orizzontale è: $T_h = P_A - \frac{P_{ph}}{F_S} = 69\ KN/m$

Tenendo conto dell'interasse e dell'inclinazione, ottengo il TIRO ad ogni singolo tirante:

$T_{max} = \frac{T_h}{\cos 15} i = \frac{1,5 \cdot 69}{\cos 15} = 107\ KN$

Però anche per il singolo tirante devo cautelarmi in favore di sicurezza:

$\tilde{T} = 1,25\ T_{max} = 1,25 \cdot 107 = 134\ KN$ (ovvero un trefolo di circa 15 t)