

DISPENSE - COSTRUZIONI  
A.S. 2017/18 - 5A - C.A.T.  
MURI DI SOSTEGNO

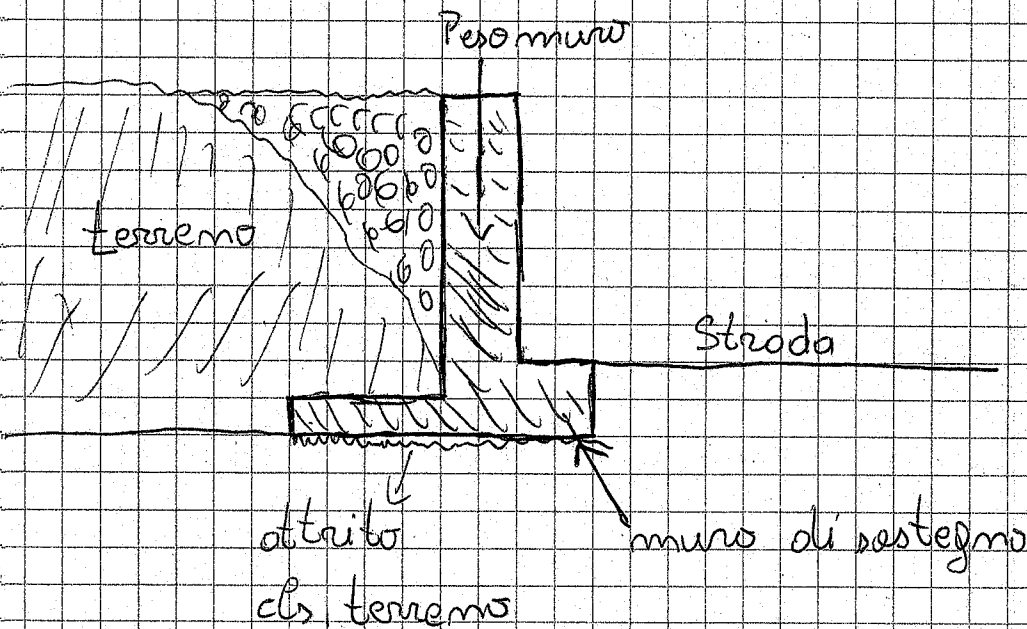


ITG 'HERVI' - ALTAMURA

26/11/2015

## MURI DI SOSTEGNO

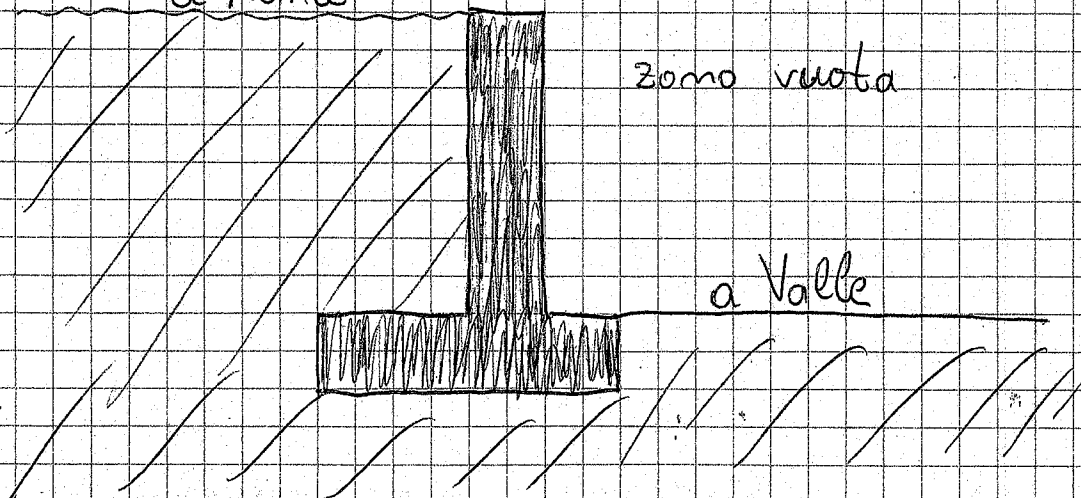
Un muro di sostegno è un elemento strutturale che serve a sostenere un terrapieno.



Il muro è soggetto a ribaltamento, rotazione, traslazione, rottura o compressione.

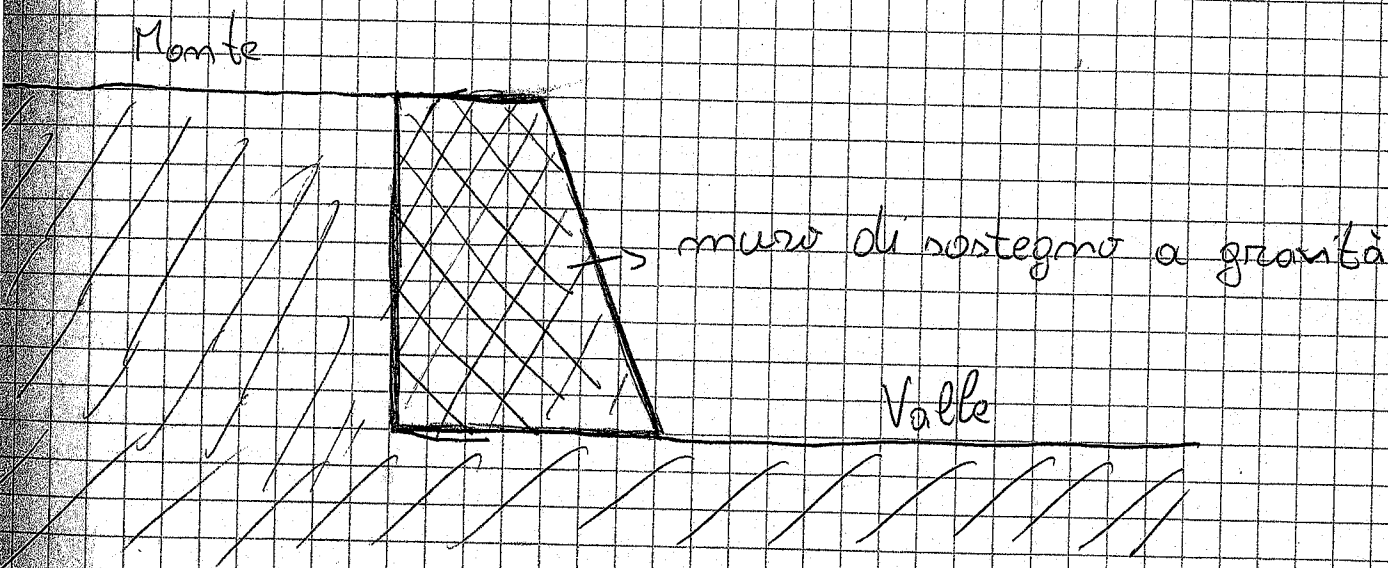
30/11/2015

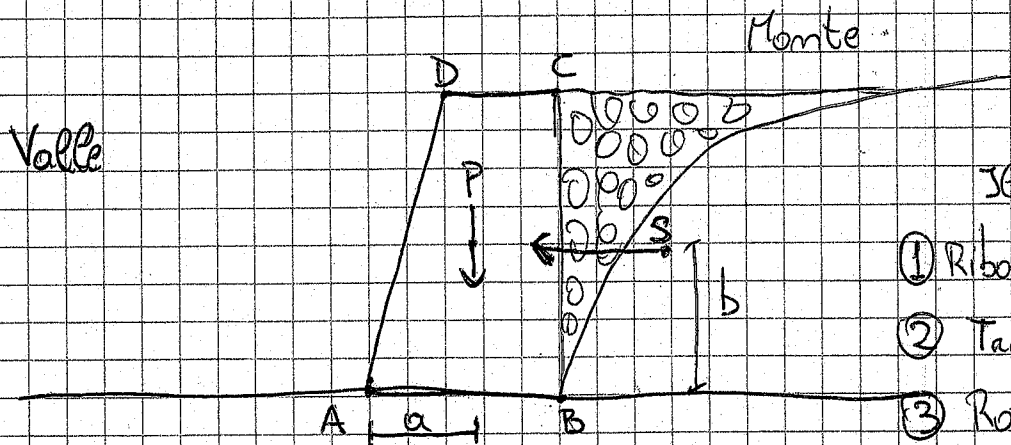
zona che spinge  
a Monte



→ muri si classificano in:

- muri di controripa che sostengono un manufatto
- muri di sottoripa che sostengono le terre sovrastanti il manufatto.
- in base al principio statico: muri a gravità (muri massicci in pietra, in cls che resistono in base al loro grande peso)
- muri a mensola (pareti in cemento armato che hanno un comportamento elastico e armatura di resistenza)





- Il muro è soggetto a:
- ① Ribaltamento o rotazione
  - ② Traslazione
  - ③ Rottura o compressioni

La rotazione avviene rispetto al punto **A**

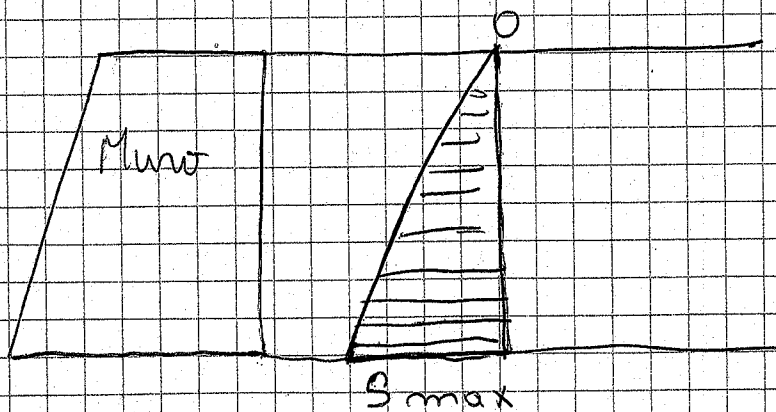
Momento stabilizzante

$$M_s = P \cdot a$$

Momento ribaltante

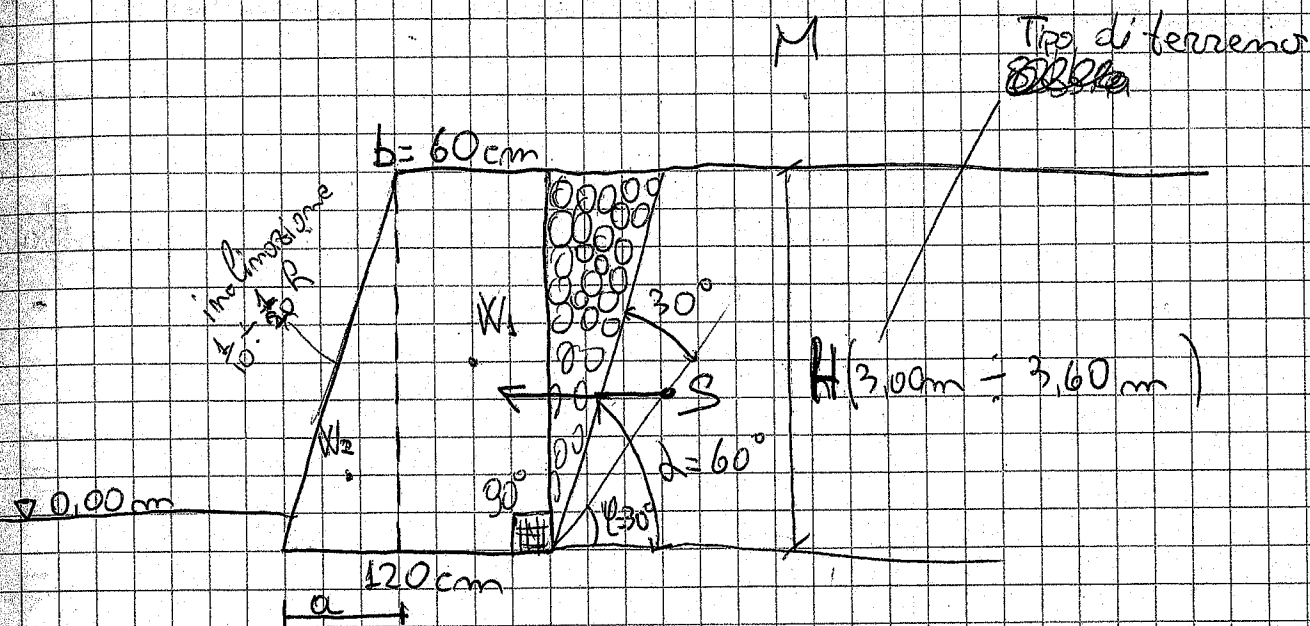
$$M_r = S \cdot b$$

Diagramma della Spinta





10/12/2015



$\varphi$  = angolo d'attrito del terreno  $\rightarrow 25^\circ \approx 40^\circ$

Terrreno Vegetale  $\varphi = 25^\circ$

$\gamma_t = 18 \text{ KN/m}^3$

Sabbia  $\varphi = 30^\circ$

$\gamma_t = 18 \text{ KN/m}^3$

Argilla bagnata  $\varphi = 30^\circ$

$\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3$

Chiaia  $\varphi = 35^\circ$

$\gamma_t = 18 \text{ KN/m}^3$

Argilla compatta  $\varphi = 40^\circ$

$\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3$

~~W1 = b \* 1m \* H \* gamma\_1m~~

$W_1 = b \cdot 1 \text{ m} \cdot H \cdot \gamma_{1m}$

$W_2 = \frac{a \cdot 1 \text{ m} \cdot H \cdot \gamma_{2m}}{2}$

$S = \frac{1}{2} R^2 \cdot \gamma_t \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

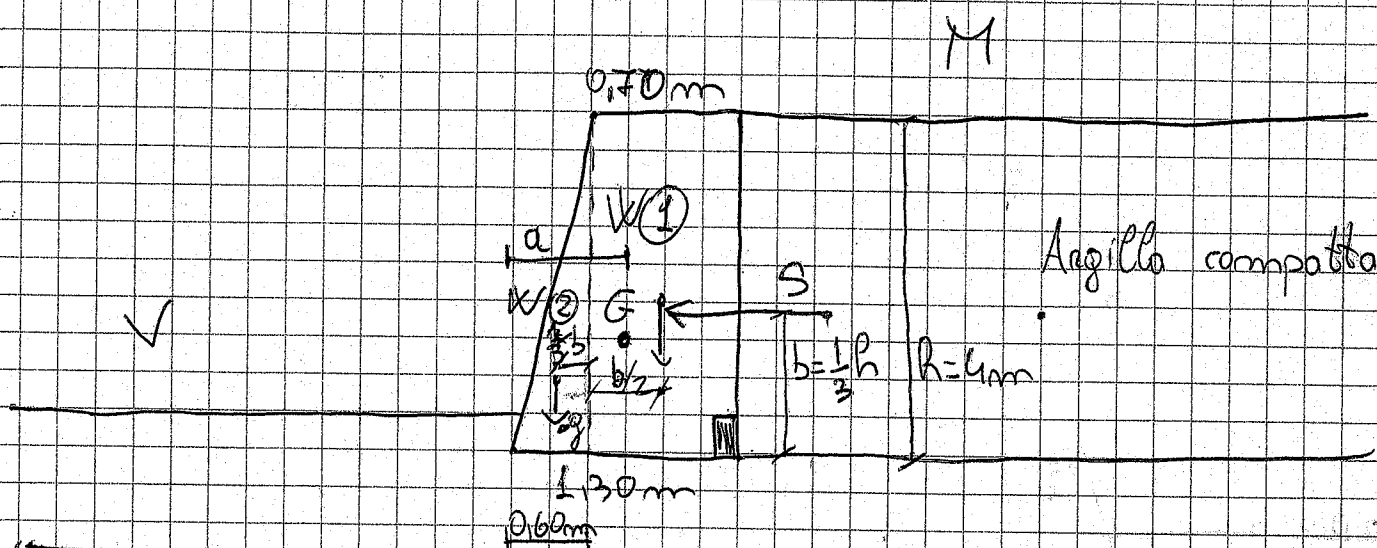
spinta attiva

KA  $\rightarrow$  si può trovare sulle tabelle

57

16/12/2015

$\varphi = 40^\circ$



## ① Ribaltamento

$$S = \frac{1}{2} h^2 \cdot \gamma_t \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow K_A \rightarrow \text{per } \varphi = 40^\circ$$

$$K_A = 0,217$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot (4,00 \text{ m})^2 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,217 = 34,78 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{MUR}0_1} = 0,70 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 67,20 \text{ kN}$$

$$W_{\text{MUR}0_2} = \frac{0,60 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{2} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 28,80 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tot}} = 96,00 \text{ kN}$$

$$X_G = \frac{28,80 \cdot 0,40 + 67,20 \cdot 0,95}{67,20 + 28,80} = 0,78 \text{ m}$$

$$M_r = S \cdot b = 34,78 \cdot \frac{1}{3} \cdot 4 = 46,39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

58

$$M_s = P \cdot a = 96,00 \cdot 0,78 = 74,88 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

## ② Trasloziamo

$$F_p = W \cdot f$$

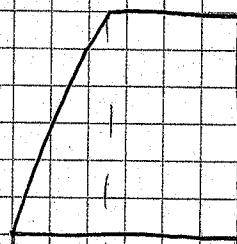
$f$  = coefficiente d'attrito  
muro-terreno

$$F_p = 96,00 \cdot 0,71 = 67,20 \text{ KN}$$

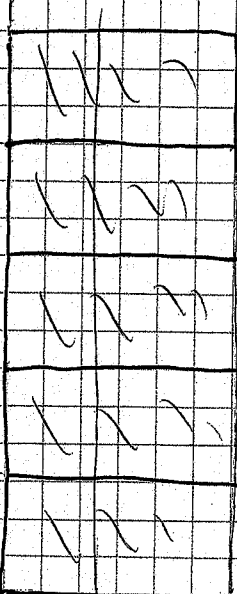
$$G_s \geq 1,30$$

$$G_s = \frac{F_p}{S} = \frac{67,20}{34,79} = 1,93$$

## ③ Compressione



Muro in piombo



100mm

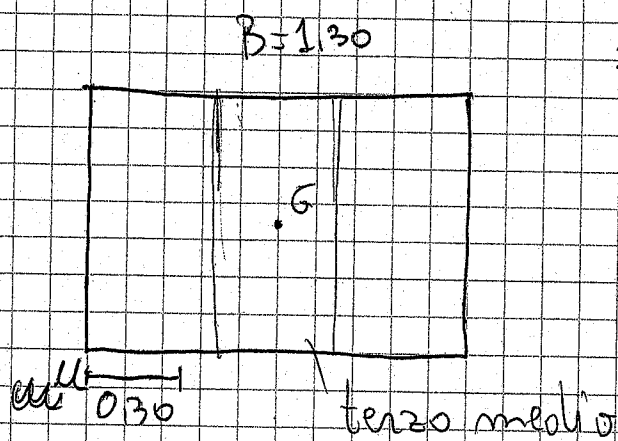
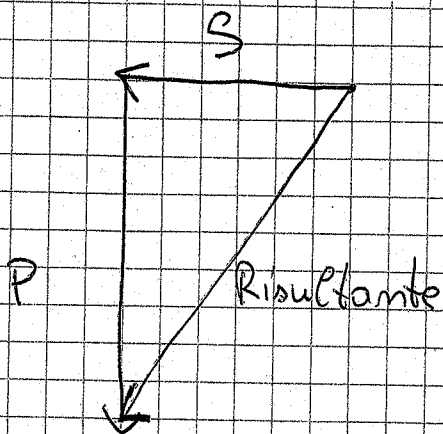
distanza dal bordo

$$u = \frac{M_a - M_s}{W}$$

$$u = \frac{46,38 - 78,88}{96,00} = 0,30 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - u$$

$$B = 0,6 \text{ H}$$

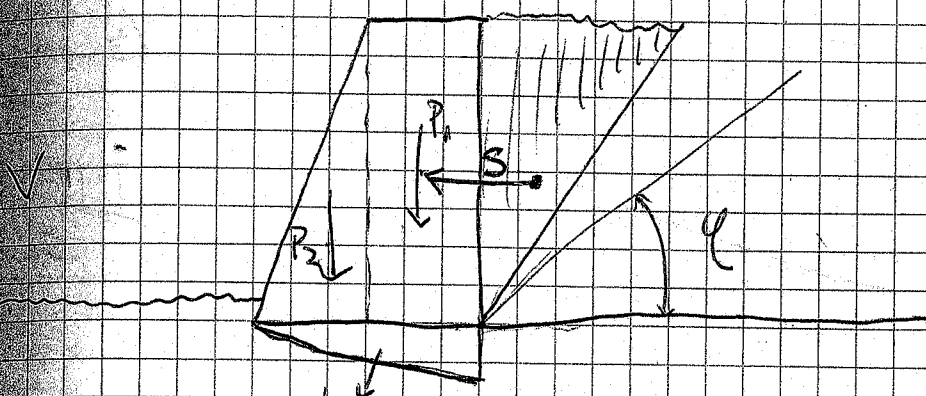


$$\frac{1,30}{3} = 0,43$$

11/01/2016

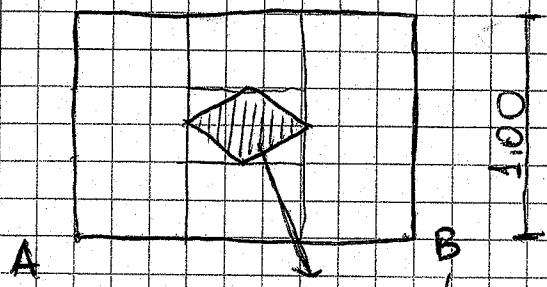
# Muri a gravità con sovraccarico

M



per aumentare la forza d'attrito tra muro e terreno si potrebbe fare questa soluzione.

$$X_G = \frac{(P_1 \cdot X_1) + (P_2 \cdot X_2) + (S \cdot \frac{1}{3}H)}{P_1 + P_2 + S}$$

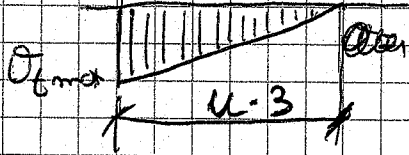
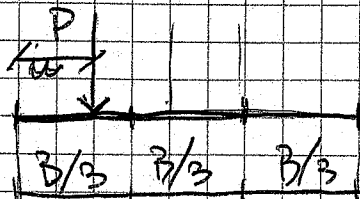


zona terzo medio



caso (a)

$$u < B/3$$

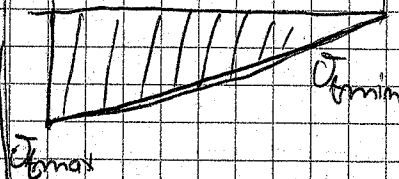
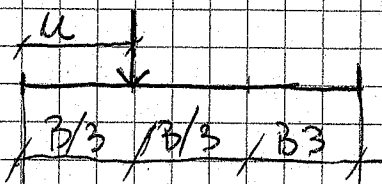


$$\sigma_{t_{max}} = \frac{2P}{3u \cdot 100}$$

$$\sigma_{t_{min}} = 0$$

caso (b)

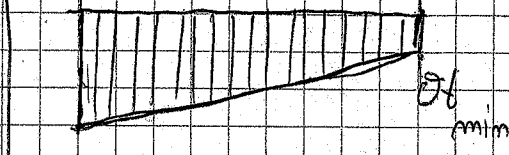
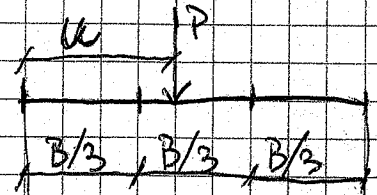
$$u = B/3$$



$$\sigma_{t_{max}} = \frac{2P}{B \cdot 100}$$

$$\sigma_{t_{min}} = 0$$

caso (c)



$$\sigma_{t_{max}} = \frac{P}{B \cdot 100} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

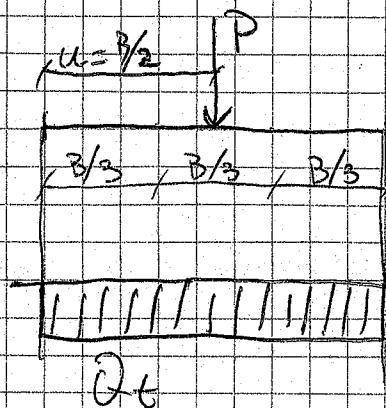
$$\sigma_{t_{min}} = \frac{P}{B \cdot 100} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma_{t_{max}} \leq \sigma_{t_{amm}}$$

coefficiente sicurezza  $> 2$

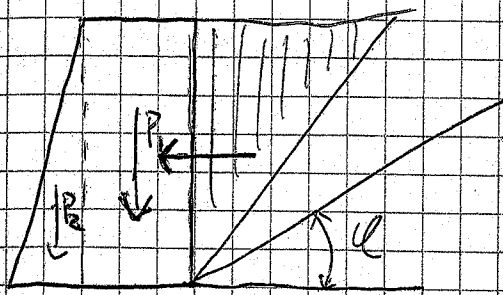
esempio con carico perfettamente baricentrico



$$\sigma_t = \frac{P}{A}$$

(62)

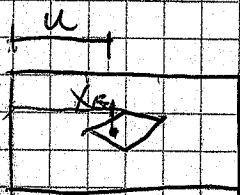
13/01/2016



$$S = \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \gamma \cdot \left( \frac{b}{3} \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) \right) \rightarrow KA$$

$$X_G = \frac{(P_1 \cdot X_1) + (P_2 \cdot X_2) + (S \cdot \frac{1}{3} H)}{P_1 + P_2 + S}$$

$$u = \frac{M_S - M_r}{P}$$



$$\sigma = \frac{P}{B \cdot 100} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Formula di presso flessione

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

e eccentricità

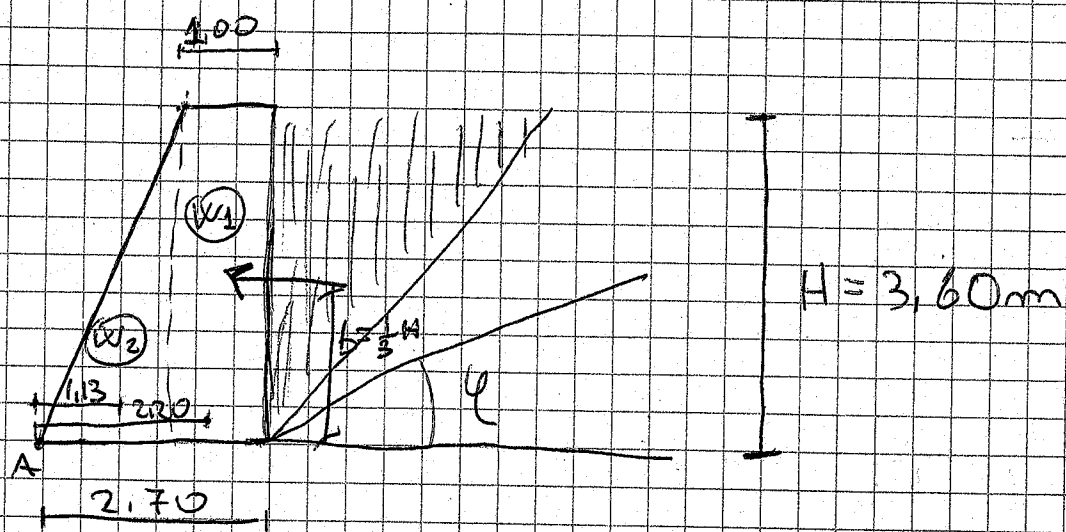
$$e = \frac{B}{2} - u$$

$$W = \frac{B \cdot 100^2}{6} = \frac{A \cdot 100}{6}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot 6 \cdot e}{A \cdot 100}$$

$$M = P \cdot e$$

# esercizio



$$\gamma_t = 18\text{ kN/m}^3 \quad \gamma_m = 22\text{ kN/m}^3 \quad \phi = 0.7 \quad \theta = 30^\circ$$

## ① Ribaltamento

$$S = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_t \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (3.60\text{ m})^2 \cdot 18\text{ kN/m}^3 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 67.34\text{ kN/m}$$

$$W_1 = 1\text{ m} \cdot 3.60\text{ m} \cdot 1\text{ m} \cdot 22\text{ kN/m}^3 = 79.20\text{ kN}$$

$$W_2 = \frac{1.70\text{ m} \cdot 3.60\text{ m}}{2} \cdot 1\text{ m} \cdot 22\text{ kN/m}^3 = 67.32\text{ kN}$$

$$W_{\text{tot}} = 146.52\text{ kN}$$

$$X_{G_{W_1}} = 1.7 \cdot \frac{1}{3} = 0.57\text{ m} \rightarrow X_{G_{\text{dal punto A}}} = 1.7 - 0.57 = 1.13\text{ m}$$

$$X_{G_{W_2}} = 1 \cdot \frac{1}{2} = 0.50\text{ m} \rightarrow X_{G_{\text{dal p. A}}} = 1.7 + 0.5 = 2.20\text{ m}$$

$$X_{G_{(1)}} = \frac{67,32 \cdot 0,517 + 79,20 \cdot 2,20 + 67,34 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,60}{67,32 + 79,20 + 67,34}$$

$$= 1,55 \text{ m}$$

$$M_r = S \cdot b = 67,34 \cdot \frac{3,60}{3} = 80,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = P \cdot a = 146,52 \cdot 1,55 = 227,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_s > M_r \rightarrow$  Verificato

$$G_s = \frac{227,11}{80,81} = 2,81 > 1,5 \rightarrow \text{Verificato}$$

## ② Traslazione

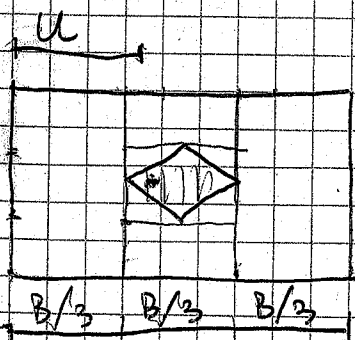
$$F_p = W \cdot f$$

$$F_p = 146,52 \cdot 0,7 = 102,56$$

$$G_s > 1,30$$

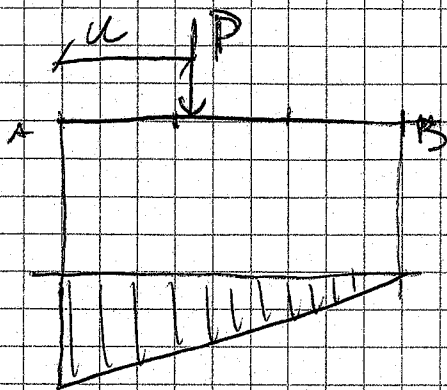
$$G_s = \frac{F_p}{S} = \frac{102,56}{67,34} = 1,52 \rightarrow \text{Verificato}$$

## ③ Rottura terreno



$$B/3 = \frac{2,70}{3} = 0,90$$

$$u = \frac{M_s - M_r}{W} = \frac{227,11 - 80,81}{146,52} = 0,998 \text{ m}$$

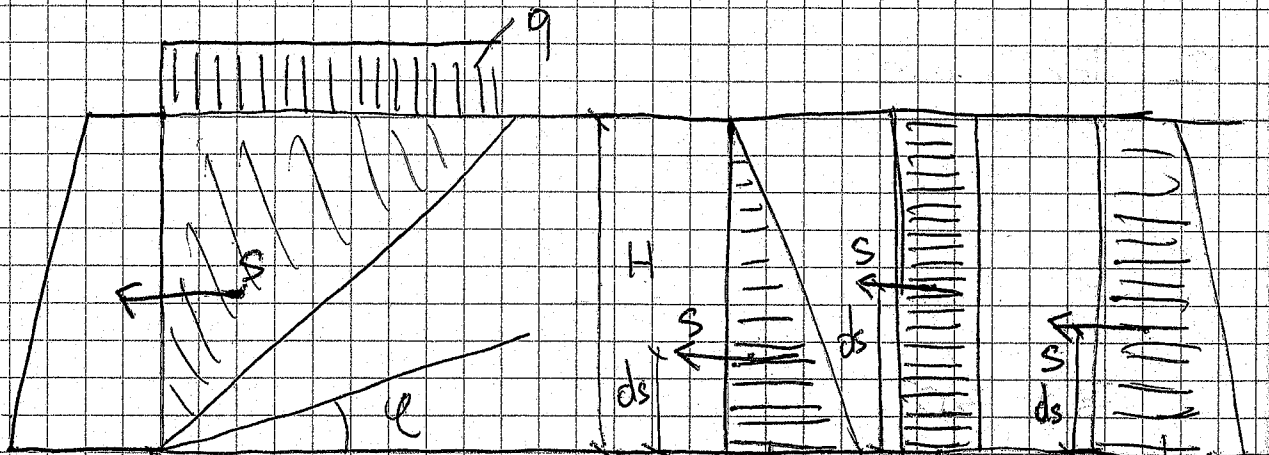


$$\sigma_b = \frac{2(P)}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 146,52}{2,70 \cdot 1,00} = 108,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 146,52 \cdot 10^3}{2700 \cdot 1000} = 0,108 \text{ N/mm}^2$$

20/01/2016

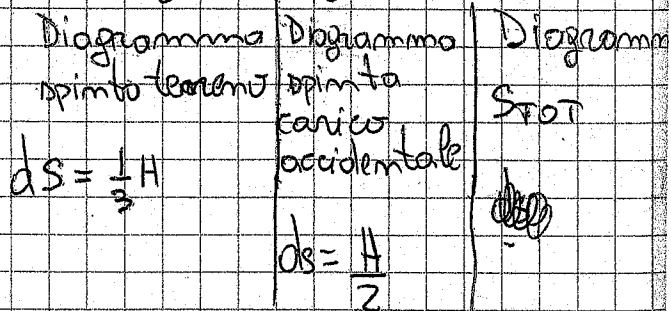
Muro di sostegno a gravità con sovraccarico



altezza  
fittizia

$$h' = \frac{q}{\gamma t}$$

$$ds = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h'}{H + 2h'}$$

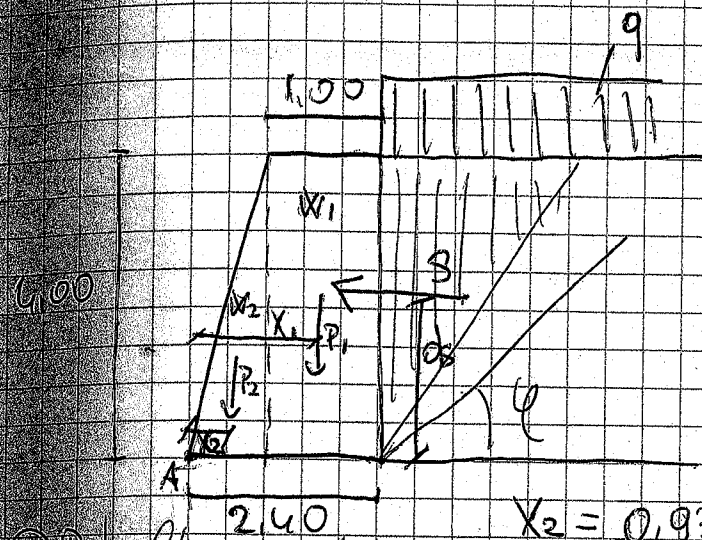


$$S_{TOT} = \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot h'}{H} \right) \right]$$

66



# Esercizio



$$\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$\gamma_m = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 21 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,6$$

1) Risoluzione momento

$$X_2 = 0,93 \text{ m}$$

$$X_1 = 1,90 \text{ m}$$

$$h' = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{21}{20} = 1,05 \text{ m}$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 4^2 - \frac{1}{8} \cdot 31^\circ \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 1,05}{4,00}\right) = 88,09 \text{ KN/m}$$

$$ds = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3 \cdot h'}{H + 2 \cdot h'} = \frac{4,00}{3} \cdot \frac{4,00 + 3 \cdot 1,05}{4,00 + 2 \cdot 1,05} = 1,56 \text{ m}$$

$$W_1 = 1 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 24 \text{ KN/m}^3 = 96 \text{ KN}$$

$$W_2 = \frac{1,40 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{2} \cdot 24 \text{ KN/m}^3 = 67,20 \text{ KN}$$

$$W_{TOT} = 163,20 \text{ KN}$$

$$M_r = S \cdot ds = 88,09 \cdot 1,56 = 137,42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = W_1 \cdot X_1 + W_2 \cdot X_2 = 96 \cdot 1,90 + 67,20 \cdot 0,93 = 244,90 \text{ KN}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \rightarrow \frac{244,90}{137,42} = 1,78715 \text{ Verificato}$$

## ② Traslazione

$$F_p = W \cdot f$$

$$F_p = 163,20 \cdot 0,6 = 97,92$$

$$\frac{F_p}{S} \geq 1,30 \rightarrow \frac{97,92}{88,09} = 1,11 < 1,30$$

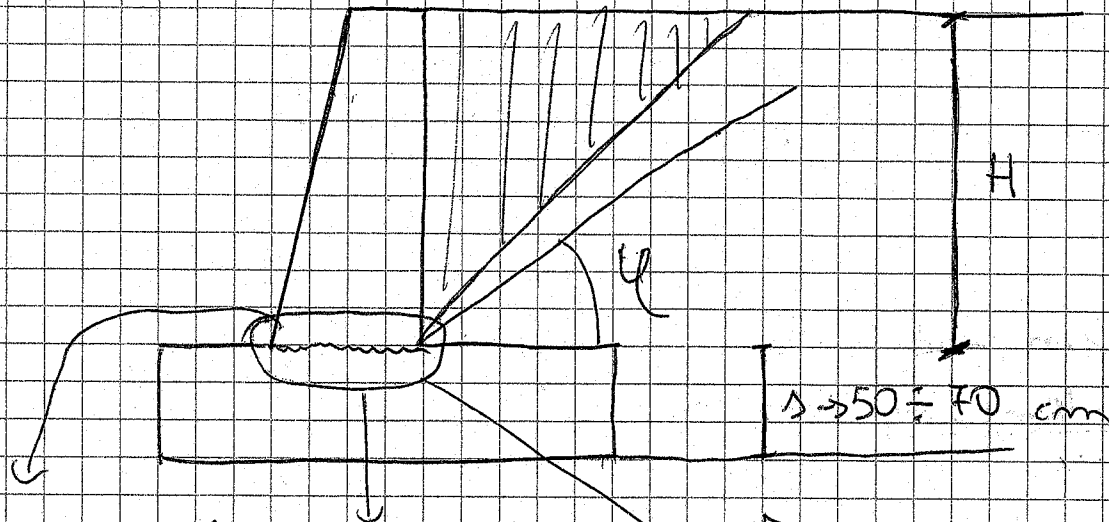
Non verificato

In questo caso bisogna aumentare lo spessore della base.

20/01/2016

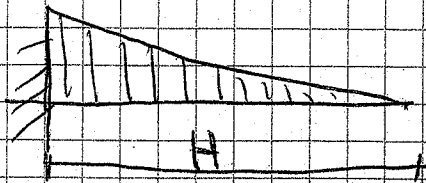
## MURI DI SOSTEGNO IN CEMENTO ARMATO

30 ÷ 40 cm



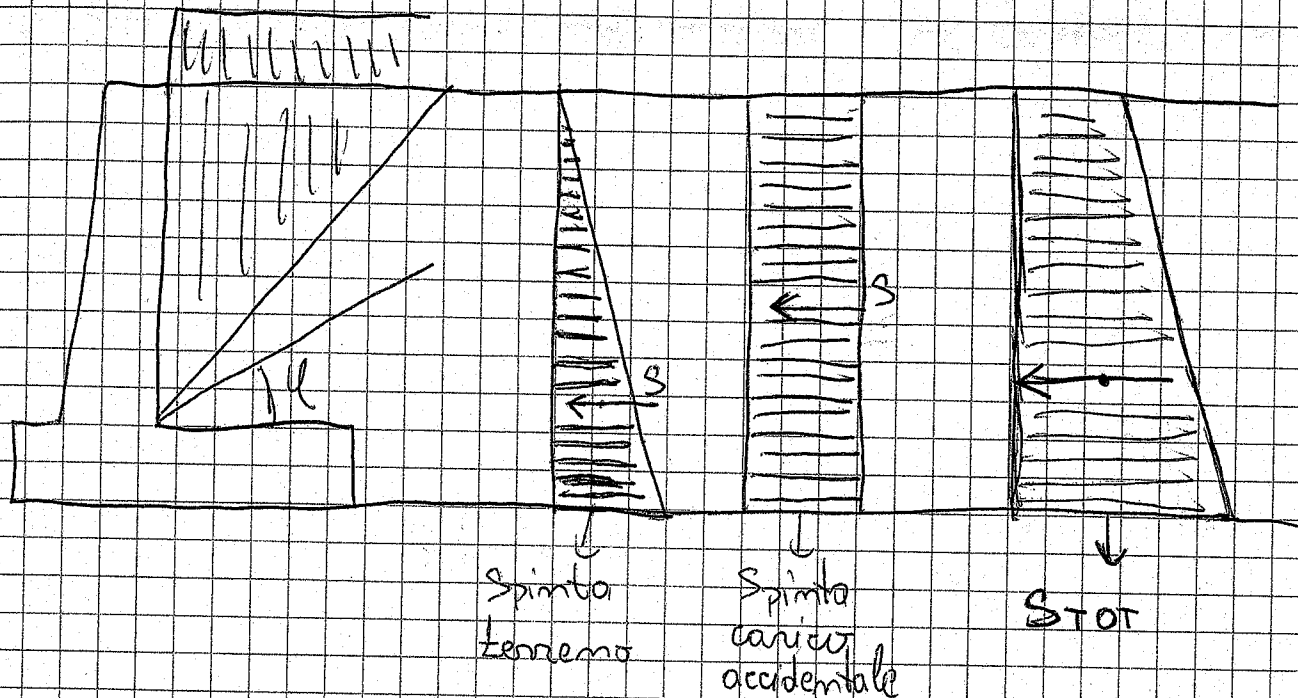
Lo spessore della parte della base è in funzione del muro dell'altezza

$$B = \frac{1}{5} \div \frac{1}{10} H$$

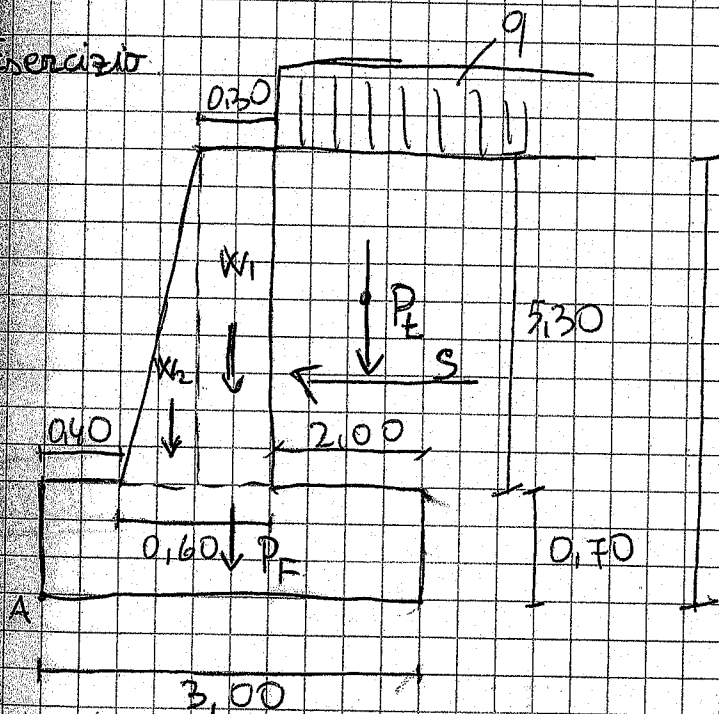


L'attacco tra fondazione e base del muro si considera un incastro

01/02/2016



Esercizio



DATI

$$\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_m = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\ell = 35^\circ$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,6$$

$$\sigma_{AM} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

$$H = 6,00 \text{ m}$$

1) Ribaltamento

$$h' = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{10}{20} = 0,50 \text{ m}$$

$$S = \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\ell}{2} \right) \cdot \left( 1 + \frac{2h'}{H} \right) \right] =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot (6,00)^2 \cdot \tan^2 27^\circ 30' \cdot \left( \frac{1 + 2 \cdot 0,5}{6} \right) = 113,81 \text{ KN/m}$$

68

$$ds = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3R'}{H + 2R'} = \frac{6,00}{3} \cdot \frac{6,00 + 3 \cdot 0,50}{6,00 + 2 \cdot 0,50} = 2,14 \text{ m}$$

$$W_1 = 0,30 \text{ m} \cdot 5,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 39,75 \text{ KN}$$

$$W_2 = \frac{0,30 \text{ m} \cdot 5,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3}{2} = 19,87 \text{ KN}$$

$$P_E = 2,00 \text{ m} \cdot 5,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 20 \text{ KN/m}^3 = 212 \text{ KN}$$

$$P_F = 3,00 \text{ m} \cdot 0,70 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 52,50 \text{ KN}$$

$$M_r = S \cdot ds = 113,81 \cdot 2,14 = 243,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s(A)} = 52,50 \cdot 1,50 + 39,75 \cdot 0,85 + 19,87 \cdot 0,60 + 212 \cdot 2 = 541,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \rightarrow \frac{541,66}{243,55} = 2,22 \text{ Verificato}$$

② Traslazione

$$P_{TOT} = W_1 + W_2 + P_E + P_F = 39,75 + 19,87 + 212 + 52,50 = 324,12 \text{ KN}$$

$$F_p = P_{TOT} \cdot f$$

$$F_p = 324,12 \text{ KN} \cdot 0,6 = 194,47$$

$$\frac{F_p}{S} \geq 1,30 \rightarrow \frac{194,47}{113,81} = 1,70 \text{ Verificato}$$

⑦



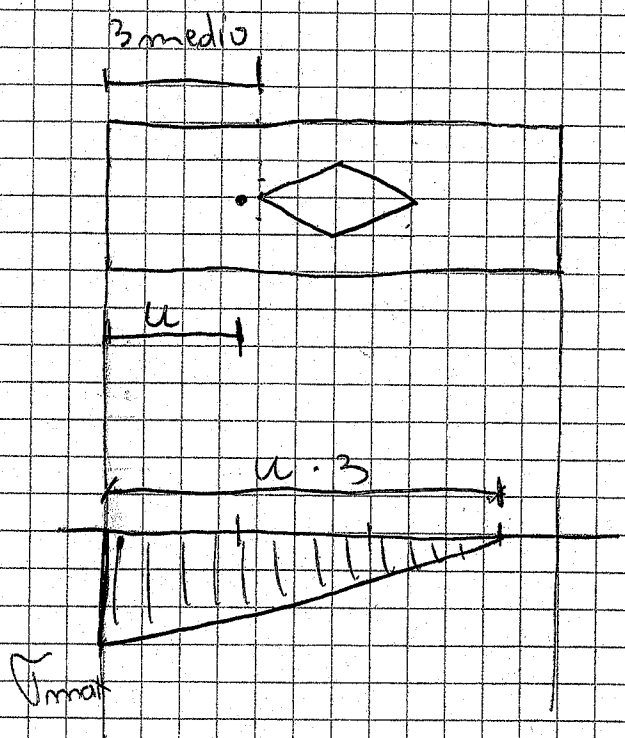
3

$$u = \frac{M_s - M_r}{P_{TOT}}$$

~~Resolucio = BENTEN INBFAWZ503M12M2KN~~

~~u = 541,66 - 243,55 = 298,11 mm~~

$$u = \frac{M_s - M_r}{P_{TOT}} = \frac{541,66 - 243,55}{324,12} = 0,92 \text{ m}$$



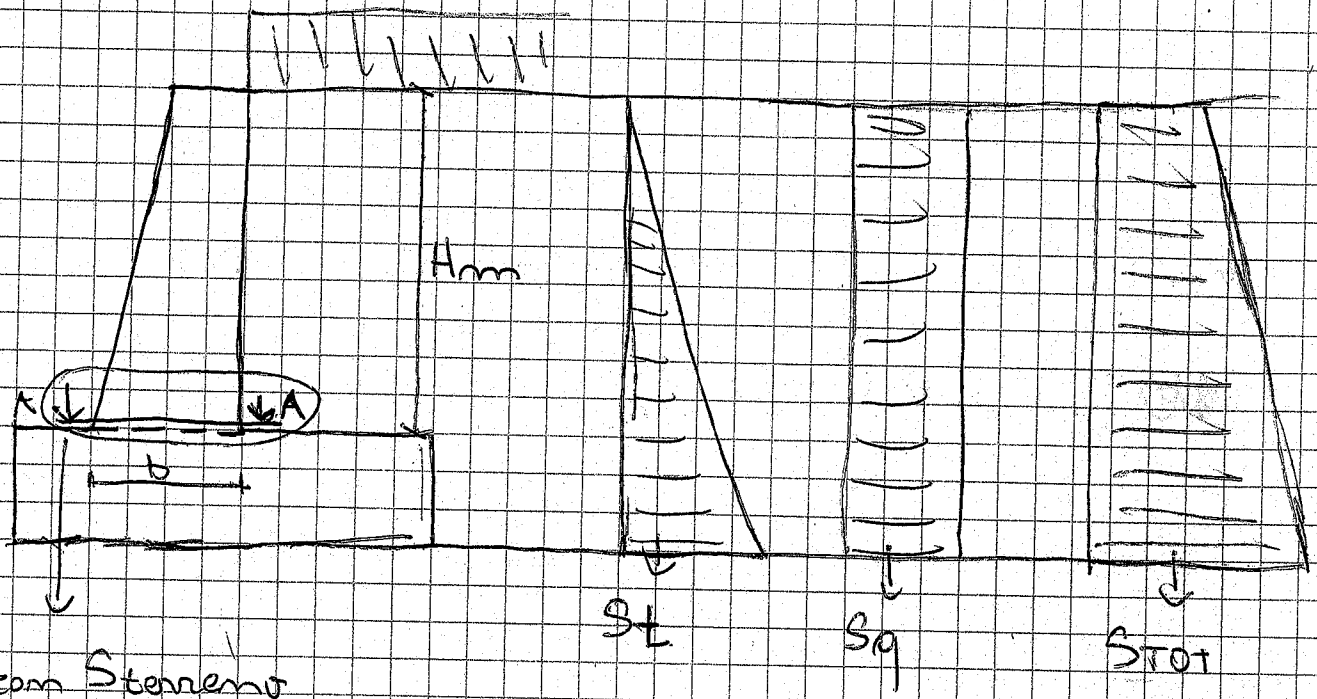
$$3 \text{ medio} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

$$u = 0,92 \text{ m}$$

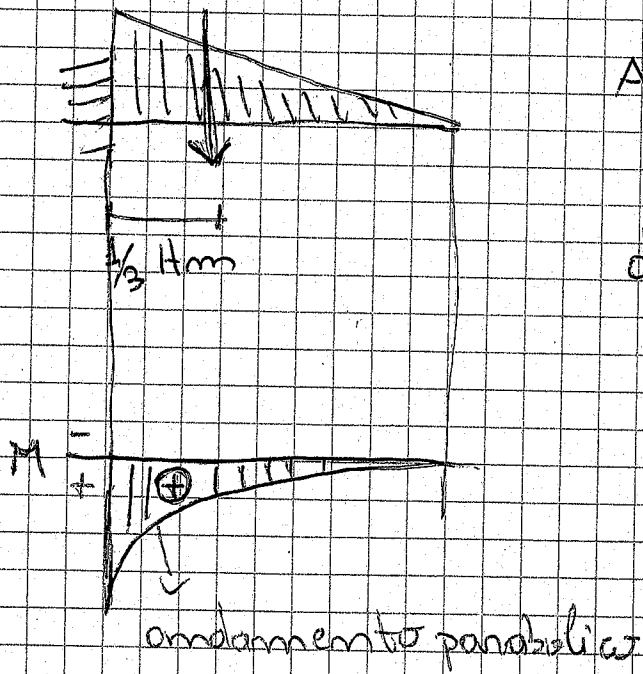
$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot u \cdot 100} = \frac{2 \cdot 324,12 \cdot 10^3}{3 \cdot 0,92 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 10^3} = 0,23 \text{ N/mm}^2$$



03/02/2016

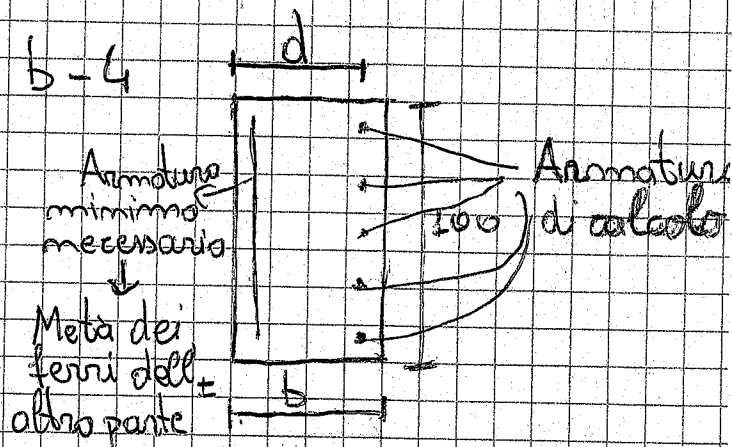


Solo con Sterreno



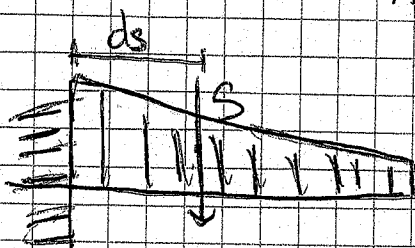
$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

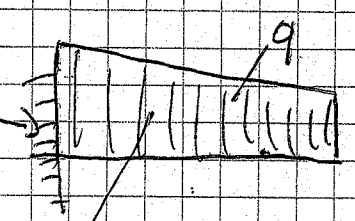
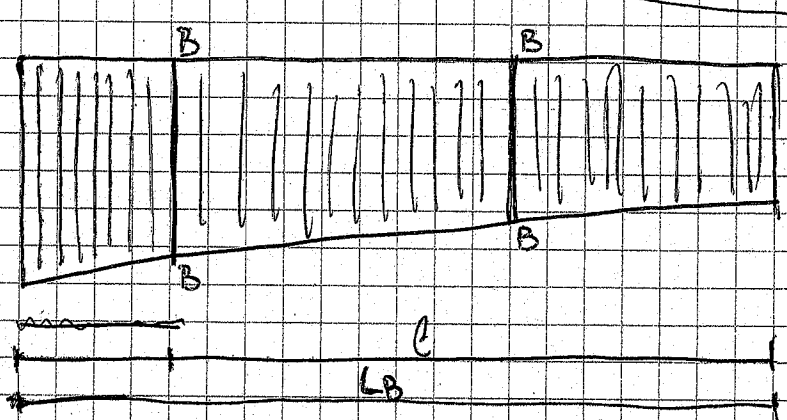
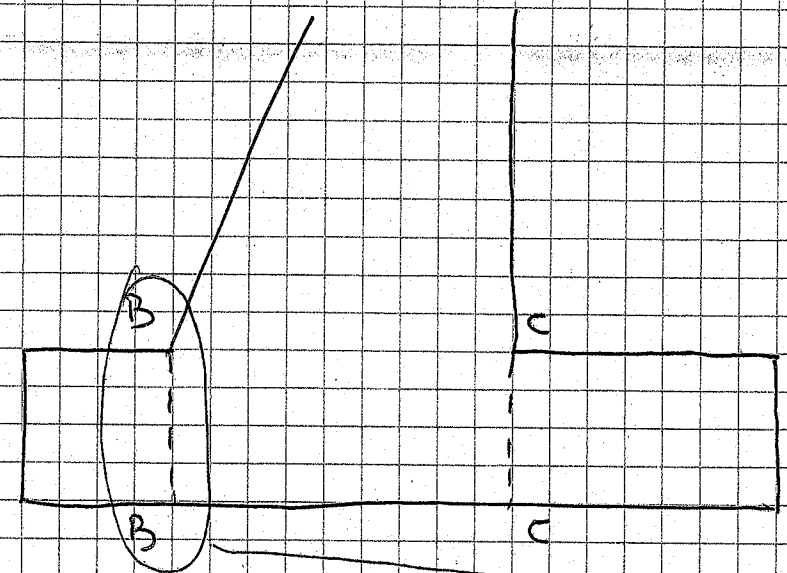
$$d = b - 4$$



S con sovraccarico. Muri in c.a.

$$S = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma_E \cdot K_A \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot R'}{H} \right) \Rightarrow ds > \frac{1}{3}$$

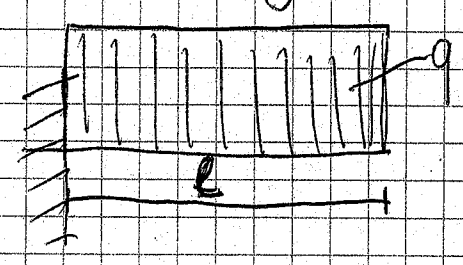




$$\bar{V}_B$$

$$V_{max} \cdot L_B = \bar{V}_B \cdot l$$

$$\bar{V}_B = \frac{V_{max} \cdot l}{L_B}$$



$$q = \left( \frac{V_{max} + \bar{V}_B}{2} \right) \cdot l$$

# ESEMPIO PER 5°B ITG "NERVI" ALTAMURA

## Compito VERIFICA MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA'

La verifica riguarda un muro a gravità di complessivo sviluppo L=5 m.

Dati:  $\varphi = 38^\circ$ ,  $c_u = 0$ ,  $\gamma_t = 1700$ ,  $\gamma_m = 2200$  daN/mc

### a) SENZA SISMA (in questo esempio)

Le spinte per le verifiche globali di calcolo si calcolano secondo l'approccio 1 delle NTC2008:

a1)

**Combinazione 2**

$E_{td} = 1,1 E_t$  ottenuto con parametri ridotti  
 $E_{qd} = 1,5 E_q$  ottenuto con parametri ridotti

**EQU**

**e GEO**

Parametri ridotti  
 $\varphi_d = \arctg[(\text{tg}\varphi)/1,25]$   
 $c_d = c/1,25$   
 $c_{ud} = c_u/1,4$

$$\varphi_d = \arctg\left[\frac{(\text{tg}\varphi)}{1,25}\right]$$

esempio:  $\varphi_d = 32 = \arctg\left[\frac{(\text{tg}38)}{1,25}\right]$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{1,4} \text{ in condizioni non drenate}$$

$$c_{ud} = 0$$

$$c_d = \frac{c}{1,25} \text{ in condizioni non drenate}$$

### Peso proprio

Pesi propri dei pezzi di muro

$$G_1 = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2200 = 4400 \quad x_1 = 1,1$$

$$G_2 = 0,4 \cdot 2,5 \cdot 2200/2 = 1100 \quad x_2 = 0,567$$

Peso proprio della fondazione

$$G_3 = 1,8 \cdot 1 \cdot 2200 = 3960 \quad x_3 = 0,9$$

Peso proprio della terra sulla fondazione

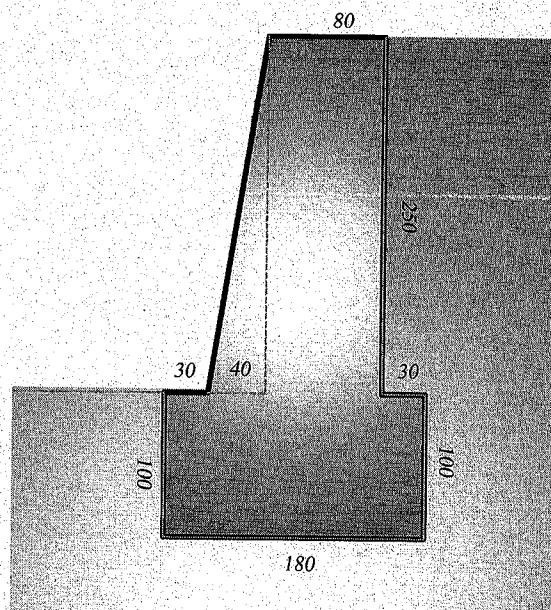
$$G_4 = 0,3 \cdot 2,5 \cdot 1700 = 1275 \quad x_4 = 1,65$$

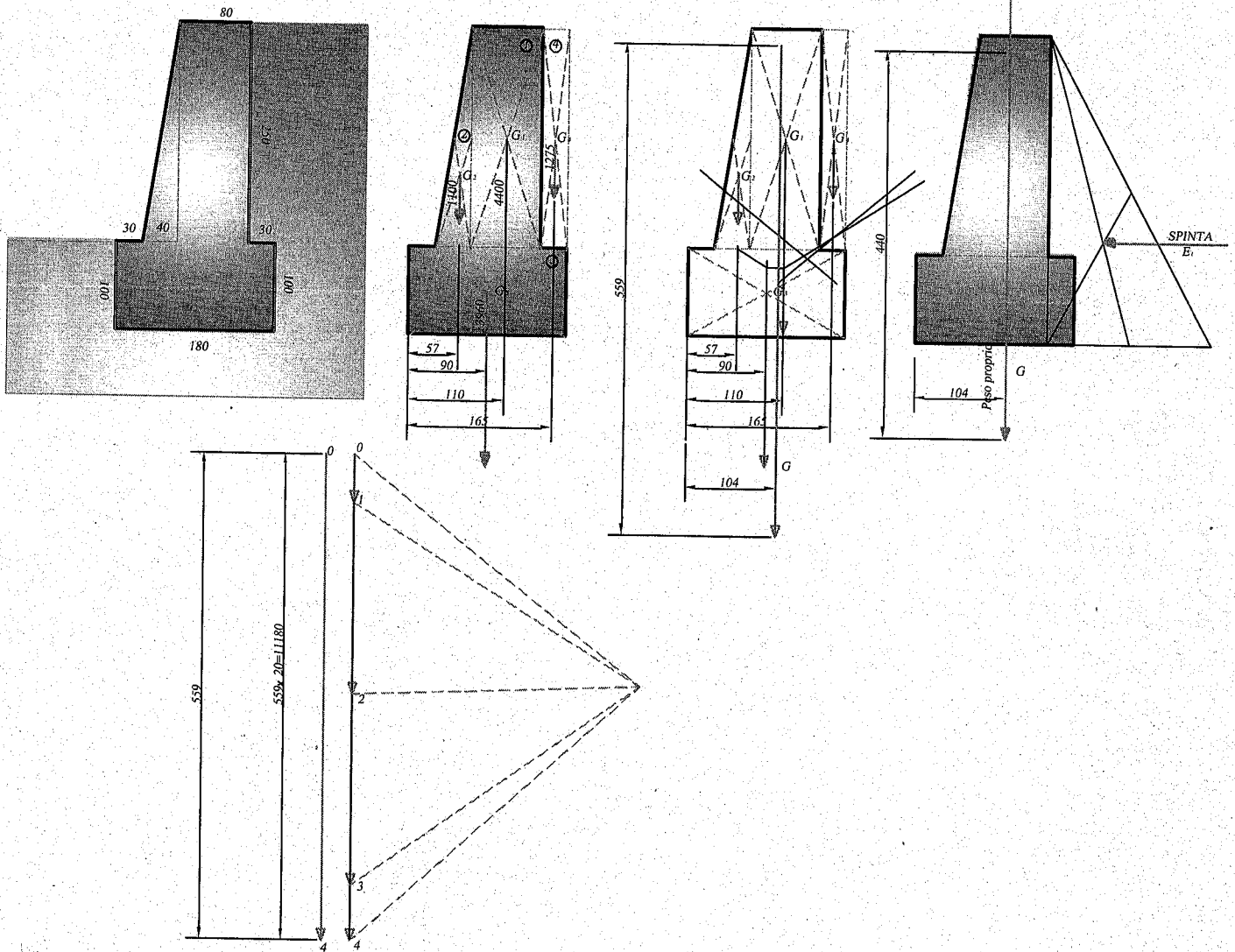
Peso proprio totale sul terreno di sottofondazione

$$\sum G_i = 10735 = G \quad \sum x_i G_i = 11131,4$$

$$\text{Posizione G rispetto al lembo esterno } x = \frac{\sum x_i G_i}{\sum G_i} = 1,04$$

$$\text{Valore di calcolo di G ; } G_d = 0,9G = 9661$$





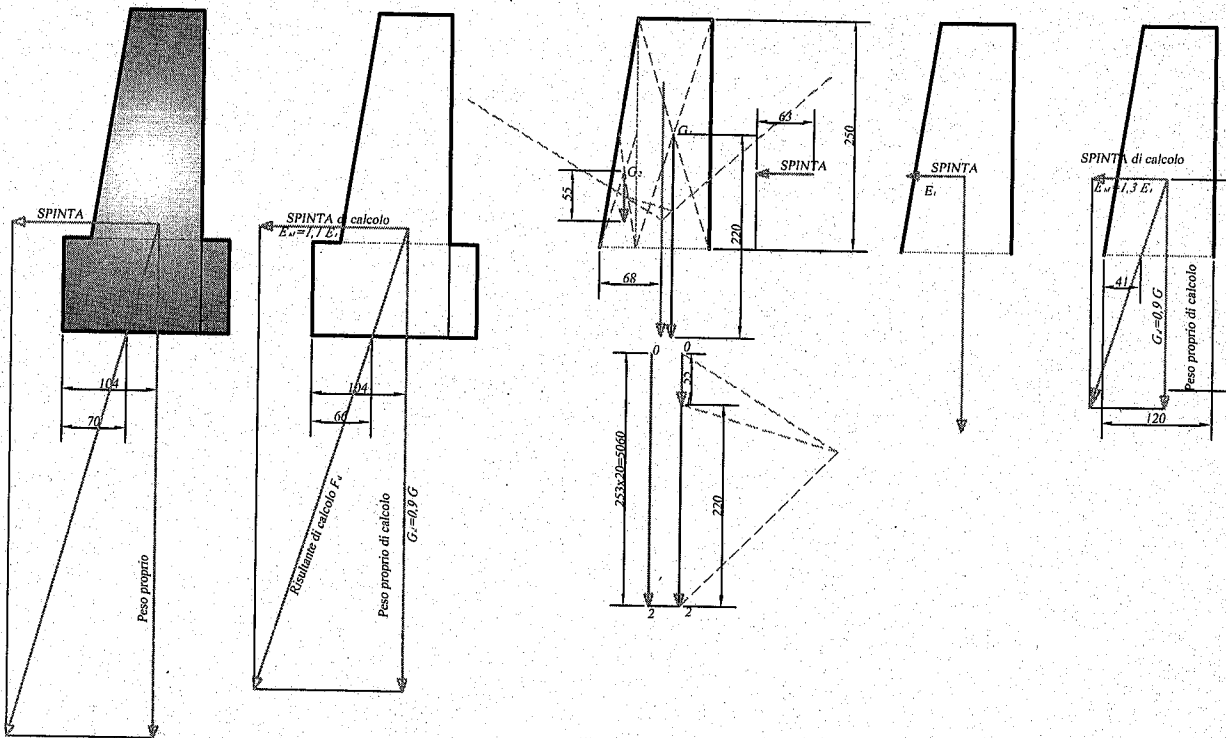
**SPINTA**

Con valore ridotto di parametri del terreno 2

$$\varphi_d = \text{artag} \left( \frac{\text{tag} \varphi}{1,25} \right)$$

$$K_{ad} = \text{tag}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_d}{2} \right) = 0,307$$

$$\text{Spinta Globale } E_t = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma_t H^2 = 3196 \text{ daN } E_{t,d} = 1,1 \cdot E_t = 3515 \text{ daN}$$



- **Verifica a RIBALTAMENTO**

- La verifica controlla che l'azione rotante ribaltante di calcolo si mantenga al di sotto dell'azione resistente, ovvero stabilizzante, di calcolo dell'opera di sostegno; la formula di verifica è la seguente:

$$M_{stab} \geq M_{rib} \text{ ovvero: } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Ed} = \text{ribaltante} = E_{td} \cdot y = 3515 \cdot 1,167 = 4102$$

$$M_{Rd} = \text{stabilizzante} = G_d \cdot x = 9661 \cdot 0,984 = 9506$$

$$\text{Verifica } M_{Rd} = 9506 \geq M_{Ed} = 4103 \quad \text{VERIFICATA}$$

- **Verifica a SCORRIMENTO**

La seconda verifica da effettuare riguarda il pericolo di scorrimento della base del muro sul terreno di sottofondazione.

La forza di scorrimento è spinta che sollecita il muro, ovvero, più in generale la componente parallela alla direzione di scorrimento della risultante. La forza resistente che si oppone allo scorrimento del muro è quella di attrito, calcolata come prodotto tra la forza di compressione sulla superficie di scorrimento e il coefficiente di attrito tra muro e terra.

In genere tale coefficiente si pone uguale a 0,5.

Lo scorrimento avviene quando l'azione raggiunge la resistenza d'attrito.

$$E_d \leq R_d \text{ in numeri } 3515 \leq 4830 \text{ VERIFICATA}$$

$$E_d = E_{td} = 3515$$

$$R_d = 0,5 \cdot G_d = 0,5 \cdot 9661 = 4830$$



- **Verifica a SCHIACCIAMENTO**

posizione della risultante della fondazione del terreno

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{G_d} = \frac{9506 - 4102}{9661} = 0,56 \text{ m.}$$

la posizione è fuori dal terzo medio, dato che  $u < \frac{B_f}{3} = 0,6$

Eccentricità rispetto al centro della fondazione

$u = 0.56$  da cui si ricava la parte compressa  $3u = 1,68$

Valore usato per ottenere la larghezza effettiva  $B'$  con

Terreno elastico (andamento inclinato); con terreno

Elasticizzato  $B' = 2u$

E la pressione massima sul terreno di sottofondo

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{u \cdot 150}$$

In cui la forza normale è data dal peso proprio di calcolo

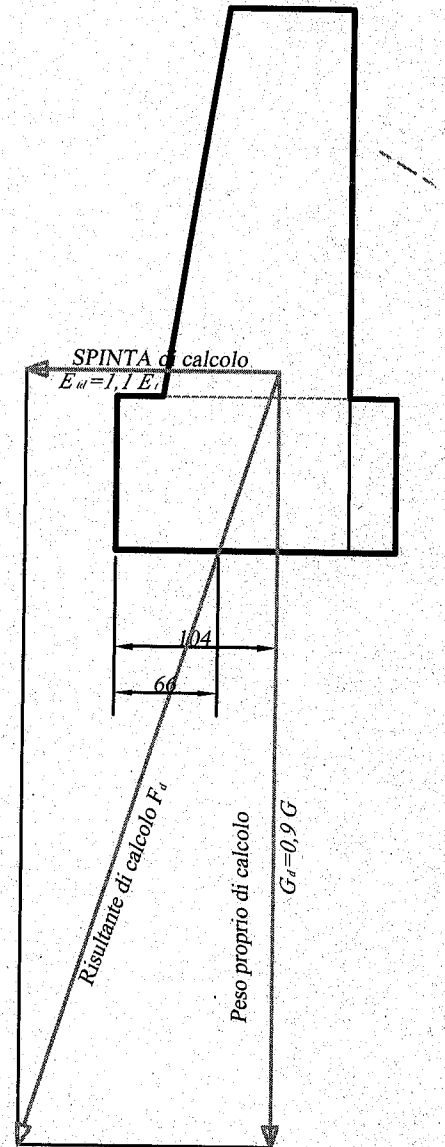
$$N = G_d = 9661$$

per cui si ottiene;

$$\sigma_{\max} = \frac{9661}{56 \cdot 100} = 1,73 \text{ daN/cm}^2$$

Dato che  $\sigma_{\lim} = 1,733 \text{ daN/cm}^2$  il controllo sulla pressione sul terreno è soddisfatto proprio al limite.

Con la pressione limite valutata con EC7. Senza altre indicazioni si può porre tra 3 e 5 daN/cm<sup>2</sup>



## VERIFICA SEZIONE MURO

Per la verifica delle sezioni si usa la combinazione STR

a2) Combinazione usata per le verifiche strutturali

Combinazione 1

STR

$$E_{td} = 1,3 E_t$$

$$E_{qd} = 1,5 E_q$$

$$\varphi_d = \varphi ; c_d = c$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right)$$

Spinta solo sul muro

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{38}{2}\right) = 0,237$$

Calcolata con il parametro vero.

$$E = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 \quad E = \frac{1}{2} 1700 \cdot 0,237 \cdot 2,5^2 = 1259$$

Da amplificare per 1,3 per combinazione STR

$$E_d = 1,3 \cdot E = 1636 \text{ daN} \quad \text{Applicata a } y = \frac{250}{3} = 83,3 \text{ cm}$$

### Peso proprio

Pesi propri dei pezzi di muro

$$G_1 = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2200 = 4400 \quad x_1 = 0,267$$

$$G_2 = 0,4 \cdot 2,5 \cdot 2200/2 = 1100 \quad x_2 = 0,8$$

Peso proprio totale del muro

$$\sum G_i = 5500 = G \quad \sum x_i G_i = 3813$$

$$\text{Posizione G rispetto al lembo esterno } x = \frac{\sum x_i G_i}{\sum G_i} = 0,69$$

$$\text{Valore di calcolo di G ; } G_d = 0,9G = 4950$$

Momenti delle forze rispetto al lembo esterno della sezione

$$M_{Ed} = y \cdot E_d = 0,833 \cdot 1636 = 1363$$

$$M_{Rd} = x \cdot G_d = 0,69 \cdot 4950 = 3415$$

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{N_{Ed}} = 41,5 \text{ cm}$$

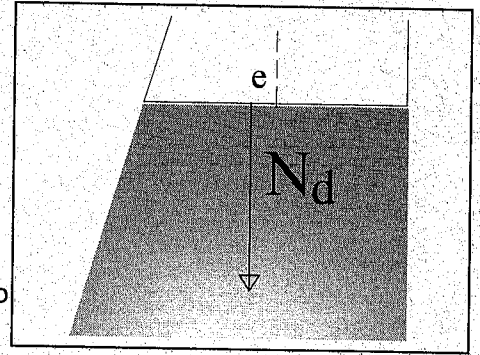
Trovo la posizione della risultante  $F_{Ed}$ , ovvero della forza normale  $N_{Ed}$ , rispetto al lembo esterno della sezione

$$e = b/2 - u = 60 - 41,5 = 19,5$$

Trovo la posizione della risultante  $F_{Ed}$ , ovvero della forza normale  $N_{Ed}$  rispetto al baricentro della sezione, posto a  $b/2$  del lembo esterno;



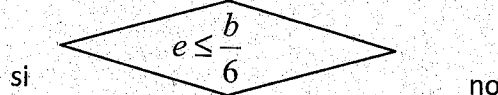
$$M_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 19,5 \cdot 4950 = 96525 \text{ daNcm}$$



Posizione della risultante

confronto l'eccentricità con  $\frac{b}{6}$ ; se  $e \leq \frac{b}{6}$   $N_{Ed}$  è nel terzo medio e la sezione è tenuta compressa e reagente.

Se  $e > \frac{b}{6}$  la reazione si parzializza. Si ipotizza nel seguito che la sezione mantenga piana nella deformazione.



si

$N_{Ed}$  è nel terzo medio, ovvero se  $e \leq \frac{b}{6}$

Posso applicarla formula  $\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$

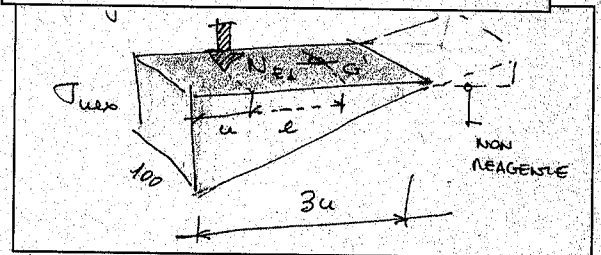
Ovvero  $\sigma_{\max} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot 100} + \frac{M_{Ed}}{\left(\frac{b^2 \cdot 100}{6}\right)}$

$$\sigma_{\max} = \frac{4950}{120 \cdot 100} + \frac{4950 \cdot 19,5}{\left(\frac{120^2 \cdot 100}{6}\right)} = 0,81$$

espressa in daN/cm<sup>2</sup>

no

Se  $N_{Ed}$  è esterno al terzo medio, la sezione si penalizza; se  $e > \frac{b}{6}$  l'azione normale è fuori dal terzo medio;  $N_{Ed}$  dista  $u$  dal lembo più compresso e la sezione compressa ha una estensione pari a  $3u$ , e la formula è:

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{300} \cdot \frac{N_{Ed}}{u} ; u = \left(\frac{b}{2} - e\right)$$


### Resistenza della muratura a compressione

per le murature si ha la formula (UNI EN 1996)

$$f_k = K \cdot f_{bk}^{0,7} \cdot f_{mk}^{0,3}$$

$K = 0,55$  mattoni pieni; semipieni e pietra naturale  $K = 0,45$ ; forati  $K = 0,35$

con  $f_{bk}$  resistenza caratteristica mattoni (*brick*) (MPa)

e  $f_{mk}$  resistenza caratteristica della malta (*mortar*) (MPa)

Esempio : mattoni semipieni o pietra  $f_{bk} = 10 \text{ MPa}$ ;  $f_{mk} = 2 \text{ MPa}$  (M2);  $f_k = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 2^{0,3} = 2,77 \text{ MPa}$   
 ovvero  $f_k = 27,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza sul materiale, categoria poco controllata  $\gamma_m = 3$  tab 4.5. II NTC 2008

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{27,7}{3} = 9,2 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica della muratura

la verifica controlla che

$$\sigma_{\max} = 0,81 \leq f_d = 9,2$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_d} = 9\%$$

# ESEMPIO PER 5°B ITG "NERVI" ALTAMURA

## Compito VERIFICA MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA'

La verifica riguarda un muro a gravità di complessivo sviluppo L=5 m.

Dati:  $\varphi = 38^\circ$ ,  $c_u = 0$ ,  $\gamma_t = 1700$ ,  $\gamma_m = 2200$  daN/mc

### a) SENZA SISMA (in questo esempio)

Le spinte per le verifiche globali di calcolo si calcolano secondo l'approccio 1 delle NTC2008:

a1)

**Combinazione 2**

$E_{td} = 1,1 E_t$  ottenuto con parametri ridotti  
 $E_{qd} = 1,5 E_q$  ottenuto con parametri ridotti

**EQU**

**e GEO**

Parametri ridotti  
 $\varphi_d = \arctg[(\text{tg}\varphi)/1,25]$   
 $c_d = c/1,25$   
 $c_{ud} = c_u/1,4$

$$\varphi_d = \arctg\left[\frac{(\text{tg}\varphi)}{1,25}\right]$$

esempio:  $\varphi_d = 32 = \arctg\left[\frac{(\text{tg}38)}{1,25}\right]$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{1,4} \text{ in condizioni non drenate}$$

$$c_{ud} = 0$$

$$c_d = \frac{c}{1,25} \text{ in condizioni non drenate}$$

### Peso proprio

Pesi propri dei pezzi di muro

$$G_1 = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2200 = 4400 \quad x_1 = 1,1$$

$$G_2 = 0,4 \cdot 2,5 \cdot 2200/2 = 1100 \quad x_2 = 0,567$$

Peso proprio della fondazione

$$G_3 = 1,8 \cdot 1 \cdot 2200 = 3960 \quad x_3 = 0,9$$

Peso proprio della terra sulla fondazione

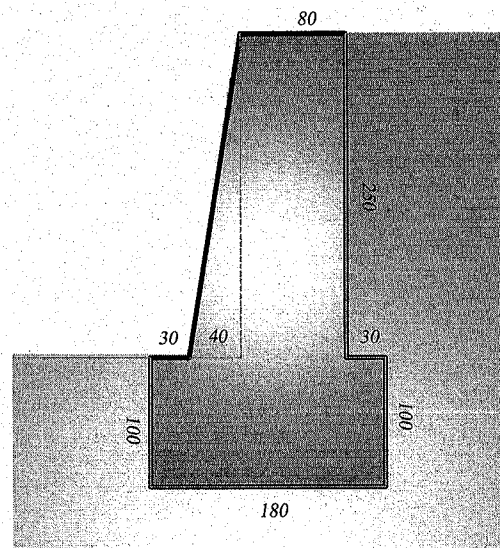
$$G_4 = 0,3 \cdot 2,5 \cdot 1700 = 1275 \quad x_4 = 1,65$$

Peso proprio totale sul terreno di sottofondazione

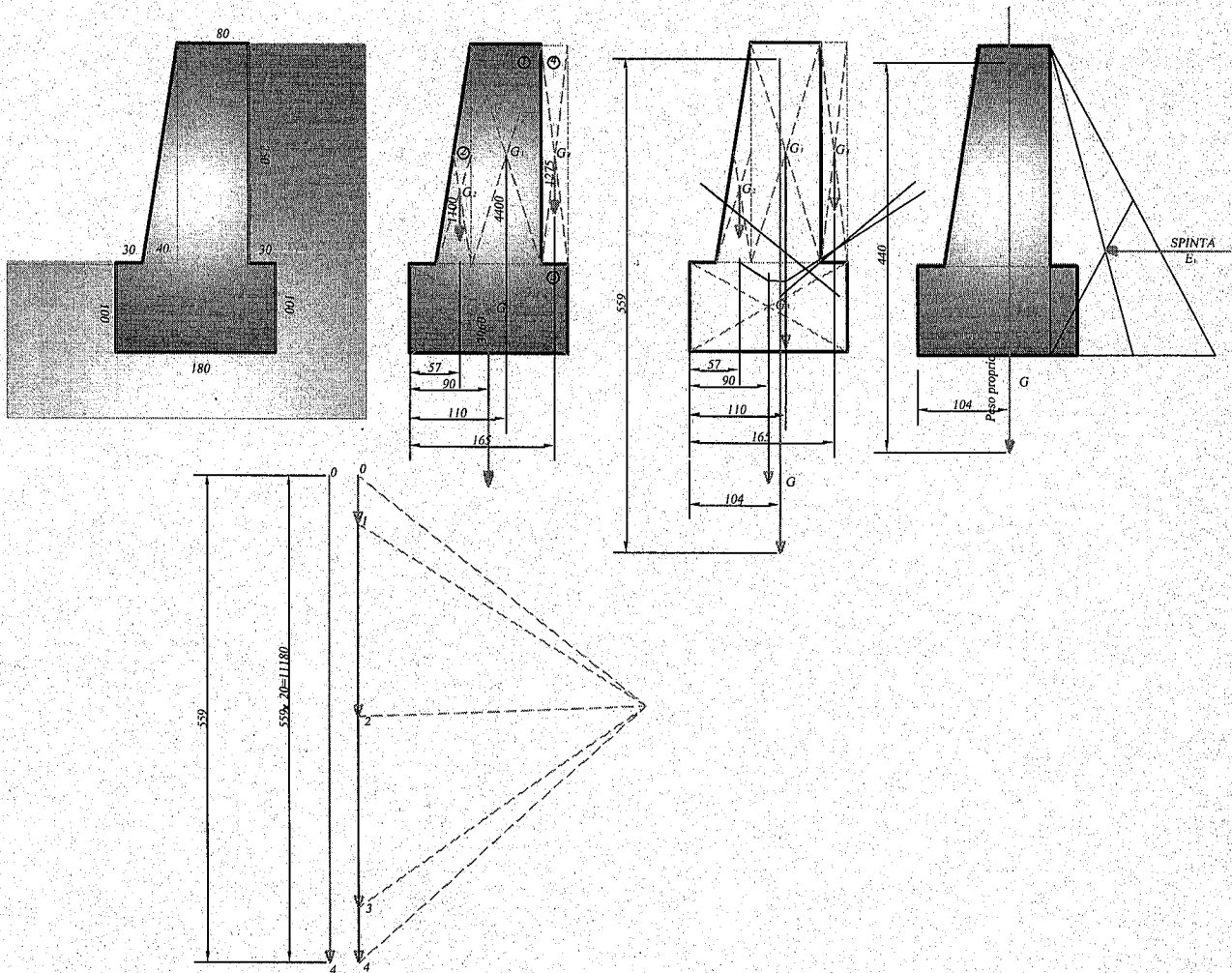
$$\sum G_i = 10735 = G \quad \sum x_i G_i = 11131,4$$

$$\text{Posizione G rispetto al lembo esterno } x = \frac{\sum x_i G_i}{\sum G_i} = 1,04$$

$$\text{Valore di calcolo di G ; } G_d = 0,9G = 9661$$







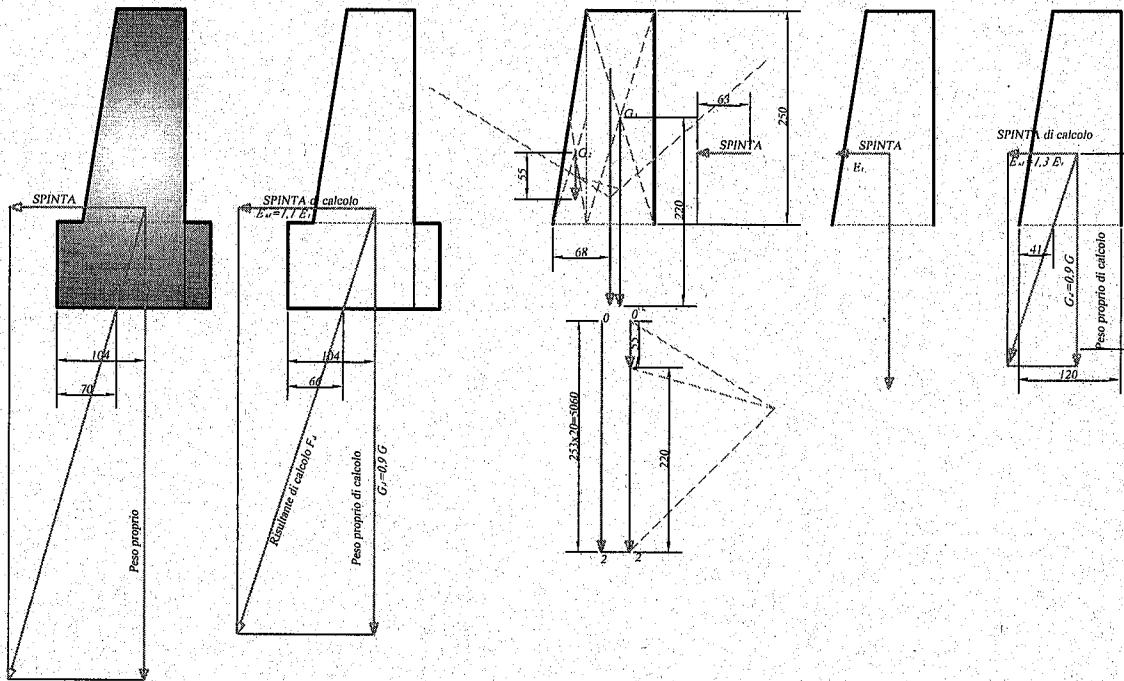
### SPINTA

Con valore ridotto di parametri del terreno 2

$$\varphi_d = \text{artag} \left( \frac{\text{tag} \varphi}{1,25} \right)$$

$$K_{ad} = \text{tag}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_d}{2} \right) = 0,307$$

$$\text{Spinta Globale } E_t = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma_t H^2 = 3196 \text{ daN} \quad E_{t,d} = 1,1 \cdot E_t = 3515 \text{ daN}$$



- **Verifica a RIBALTAMENTO**

- La verifica controlla che l'azione rotante ribaltante di calcolo si mantenga al di sotto dell'azione resistente, ovvero stabilizzante, di calcolo dell'opera di sostegno; la formula di verifica è la seguente:

$$M_{stab} \geq M_{rib} \quad \text{ovvero:} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Ed} = \text{ribaltante} = E_{td} \cdot y = 3515 \cdot 1,167 = 4102$$

$$M_{Rd} = \text{stabilizzante} = G_d \cdot x = 9661 \cdot 0,984 = 9506$$

$$\text{Verifica } M_{Rd} = 9506 \geq M_{Ed} = 4103 \quad \text{VERIFICATA}$$

- **Verifica a SCORRIMENTO**

La seconda verifica da effettuare riguarda il pericolo di scorrimento della base del muro sul terreno di sottofondazione.

La forza di scorrimento è spinta che sollecita il muro, ovvero, più in generale la componente parallela alla direzione di scorrimento della risultante. La forza resistente che si oppone allo scorrimento del muro è quella di attrito, calcolata come prodotto tra la forza di compressione sulla superficie di scorrimento e il coefficiente di attrito tra muro e terra.

In genere tale coefficiente si pone uguale a 0,5.

Lo scorrimento avviene quando l'azione raggiunge la resistenza d'attrito.

$$E_d \leq R_d \quad \text{in numeri } 3515 \leq 4830 \quad \text{VERIFICATA}$$

$$E_d = E_{td} = 3515$$

$$R_d = 0,5 \cdot G_d = 0,5 \cdot 9661 = 4830$$

- **Verifica a SCHIACCIAMENTO**

posizione della risultante della fondazione del terreno

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{G_d} = \frac{9506 - 4102}{9661} = 0,56 \text{ m.}$$

la posizione è fuori dal terzo medio, dato che  $u < \frac{B_f}{3} = 0,6$

Eccentricità rispetto al centro della fondazione

$u = 0,56$  da cui si ricava la parte compressa  $3u = 1,68$ .

Valore usato per ottenere la larghezza effettiva  $B'$  con

Terreno elastico (andamento inclinato); con terreno

Elasticizzato  $B' = 2u$

E la pressione massima sul terreno di sottofondo

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{u \cdot 150}$$

In cui la forza normale è data dal peso proprio di calcolo

$$N = G_d = 9661$$

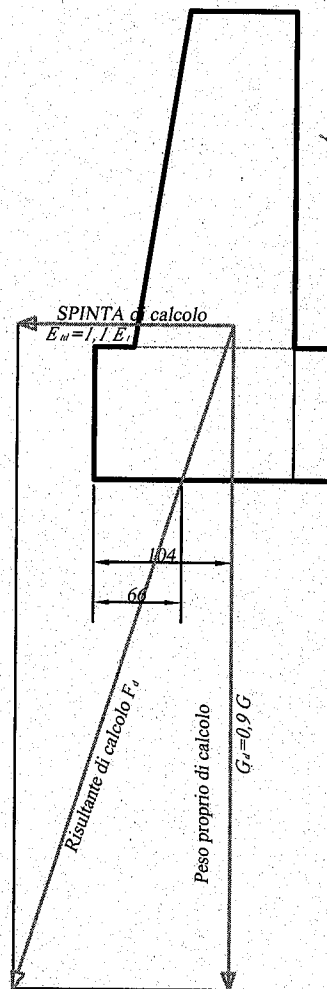
per cui si ottiene;

$$\sigma_{\max} = \frac{9661}{56 \cdot 100} = 1,73 \text{ daN/cm}^2$$

Dato che  $\sigma_{\lim} = 1,733 \text{ daN/cm}^2$  il controllo sulla pressione

sul terreno è soddisfatto proprio al limite.

Con la pressione limite valutata con EC7. Senza altre indicazioni si può porre tra 3 e 5 daN/cm<sup>2</sup>



## VERIFICA SEZIONE MURO

Per la verifica delle sezioni si usa la combinazione STR

a2) Combinazione usata per le verifiche strutturali

Combinazione 1

STR

$$E_{td} = 1,3 E_t$$

$$E_{qd} = 1,5 E_q$$

$$\varphi_d = \varphi ; c_d = c$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_d}{2} \right)$$

Spinta solo sul muro

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{38}{2} \right) = 0,237$$

Calcolata con il parametro vero

$$E = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 \quad E = \frac{1}{2} 1700 \cdot 0,237 \cdot 2,5^2 = 1259$$

Da amplificare per 1,3 per combinazione STR

$$E_d = 1,3 \cdot E = 1636 \text{ daN} \quad \text{Applicata a } y = \frac{250}{3} = 83,3 \text{ cm}$$

### Peso proprio

Pesi propri dei pezzi di muro

$$G_1 = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2200 = 4400 \quad x_1 = 0,267$$

$$G_2 = 0,4 \cdot 2,5 \cdot 2200/2 = 1100 \quad x_2 = 0,8$$

Peso proprio totale del muro

$$\sum G_i = 5500 = G \quad \sum x_i G_i = 3813$$

$$\text{Posizione G rispetto al lembo esterno } x = \frac{\sum x_i G_i}{\sum G_i} = 0,69$$

$$\text{Valore di calcolo di G ; } G_d = 0,9G = 4950$$

Momenti delle forze rispetto al lembo esterno della sezione

$$M_{Ed} = y \cdot E_d = 0,833 \cdot 1636 = 1363$$

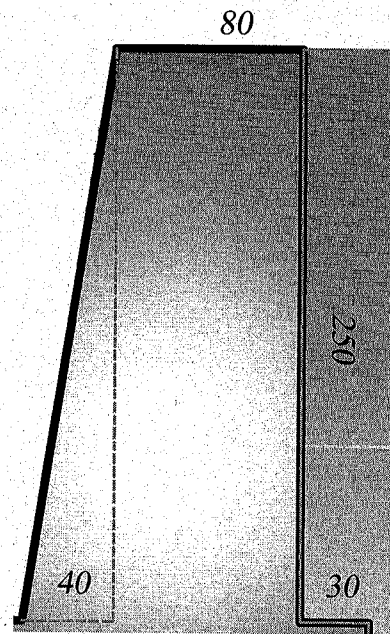
$$M_{Rd} = x \cdot G_d = 0,69 \cdot 4950 = 3415$$

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{N_{Ed}} = 41,5 \text{ cm}$$

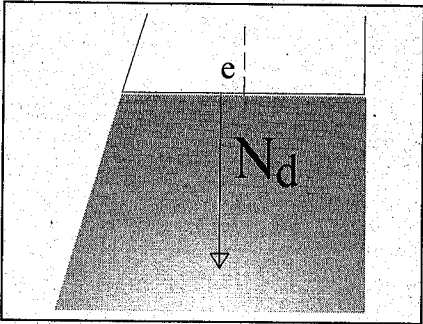
Trovo la posizione della risultante  $F_{Ed}$ , ovvero della forza normale  $N_{Ed}$ , rispetto al lembo esterno della sezione

$$e = b/2 - u = 60 - 41,5 = 19,5$$

Trovo la posizione della risultante  $F_{Ed}$ , ovvero della forza normale  $N_{Ed}$  rispetto al baricentro della sezione, posto a  $b/2$  del lembo esterno;



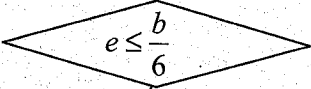
$$M_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 19,5 \cdot 4950 = 96525 \text{ daNcm}$$



Posizione della risultante

confronto l'eccentricità con  $\frac{b}{6}$ ; se  $e \leq \frac{b}{6}$   $N_{Ed}$  è nel terzo medio e la sezione è tenuta compressa e reagente.

Se  $e > \frac{b}{6}$  la reazione si parzializza. Si ipotizza nel seguito che la sezione mantenga piana nella deformazione.



si

$N_{Ed}$  è nel terzo medio, ovvero se  $e \leq \frac{b}{6}$

Posso applicarla formula  $\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$

Ovvero  $\sigma_{max} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot 100} + \frac{M_{Ed}}{\left(\frac{b^2 \cdot 100}{6}\right)}$

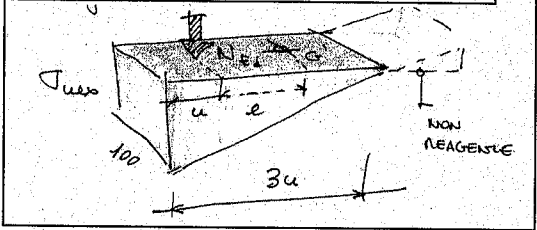
$\sigma_{max} = \frac{4950}{120 \cdot 100} + \frac{4950 \cdot 19,5}{\left(\frac{120^2 \cdot 100}{6}\right)} = 0,81$

espressa in daN/cm<sup>2</sup>

no

Se  $N_{Ed}$  è esterno al terzo medio, la sezione si penalizza; se  $e > \frac{b}{6}$  l'azione normale è fuori dal terzo medio;  $N_{Ed}$  dista  $u$  dal lembo più compresso e la sezione compressa ha una estensione pari a  $3u$ , e la formula è:

$\sigma_{max} = \frac{2}{300} \cdot \frac{N_{Ed}}{u}$ ;  $u = \left(\frac{b}{2} - e\right)$



**Resistenza della muratura a compressione**

per le murature si ha la formula (UNI EN 1996)

$$f_k = K \cdot f_{bk}^{0,7} \cdot f_{mk}^{0,3}$$

K= 0,55 mattoni pieni; semipieni e pietra naturale K=0,45; forati K=0,35  
 con  $f_{bk}$  resistenza caratteristica mattoni (brick) (MPa)  
 e  $f_{mk}$  resistenza caratteristica della malta (mortar) (MPa)

Esempio : mattoni semipieni o pietra  $f_{bk}=10 \text{ MPa}$ ;  $f_{mk}=2 \text{ MPa}$  (M2);  $f_k = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 2^{0,3} = 2,77 \text{ MPa}$   
 ovvero  $f_k = 27,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza sul materiale, categoria poco controllata  $\gamma_m=3$  tab 4.5.II NTC 2008

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{27,7}{3} = 9,2 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifica della muratura**



la verifica controlla che

$$\sigma_{\max} = 0,81 \leq f_d = 9,2$$

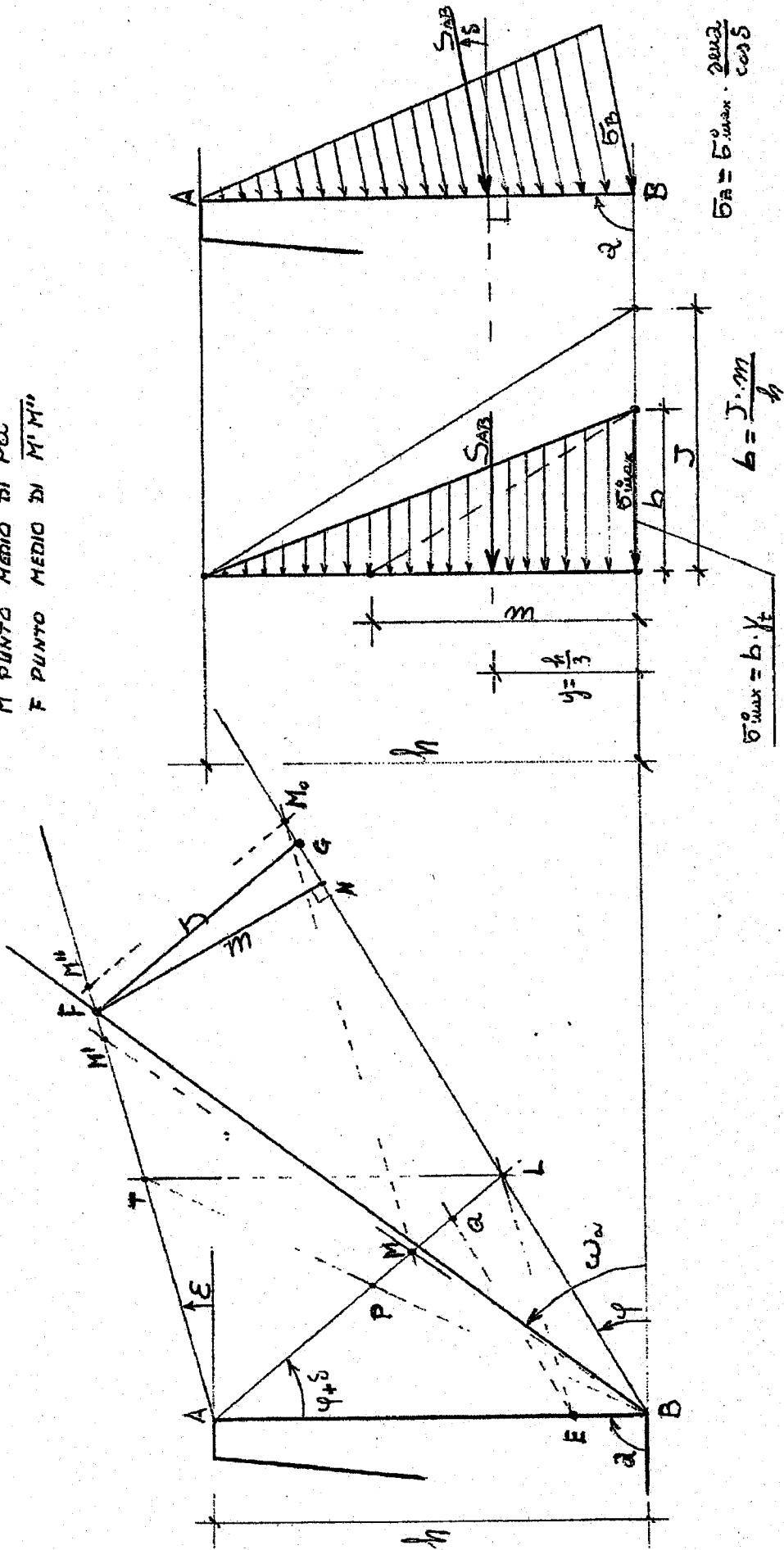
$$\frac{\sigma_{\max}}{f_d} = 9\%$$

METODO GRAFICO PROPOSTO PER DETERMINARE  
IL PIANO BF CHE INDIVIDUA IL CUNEO ABF DI  
MASSIMA SPINTA SUL MURD.

97E

IN TAL MODO RISULTA CHE L'AREA DEL  
TRIANGOLO ABF È USUALE ALL'AREA DEL  
TRIANGOLO BFG.

M PUNTO MEDIO DI PO  
F PUNTO MEDIO DI M'M''



$$\sigma_{\text{max}} = \sigma_{\text{max}} \cdot \frac{\rho \omega z}{\cos \delta}$$

$$b = \frac{J \cdot m}{h}$$

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot h \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot K \cdot \omega$$

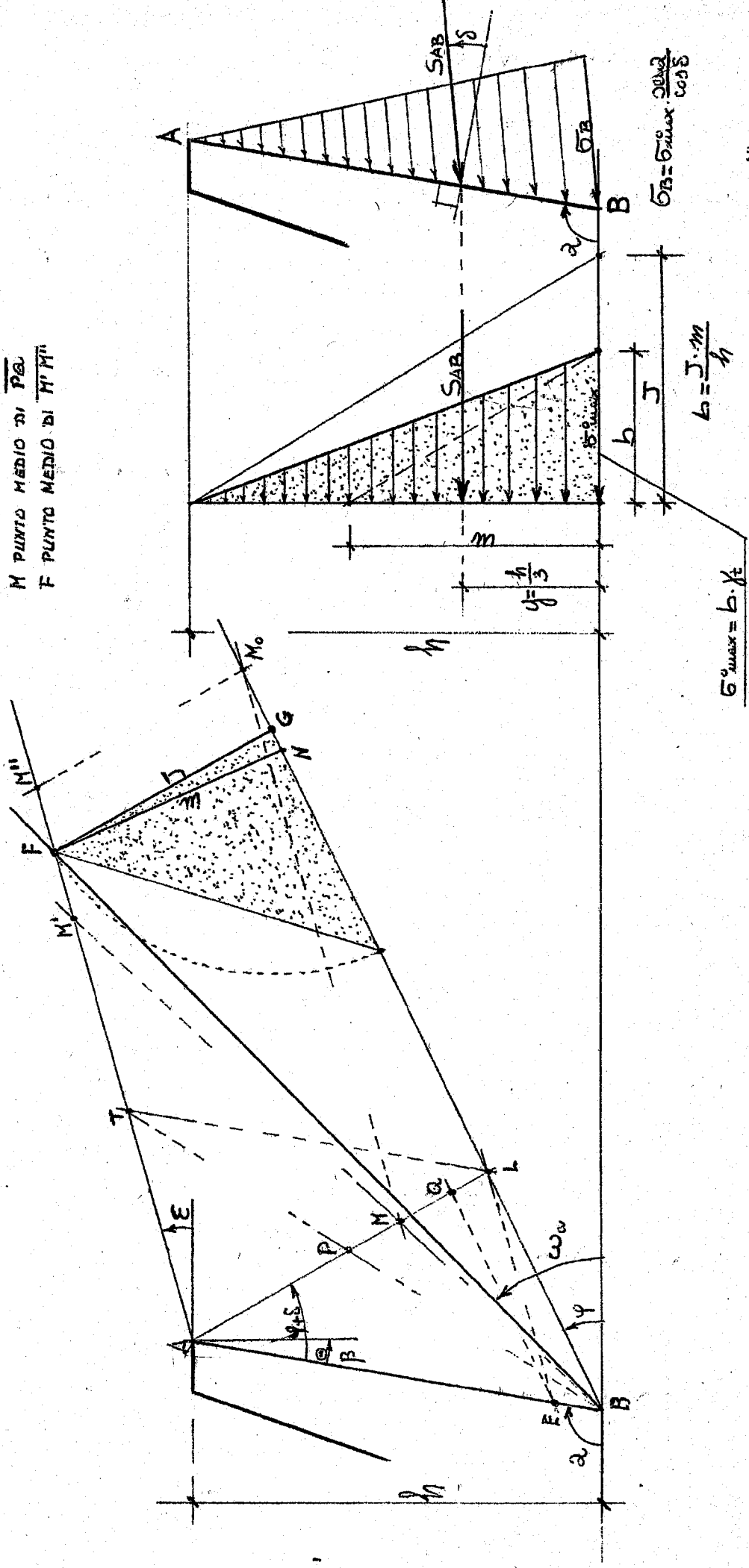
$$\sigma_{\text{max}} = b \cdot \gamma \cdot t$$

METODO GRAFICO PROPOSTO PER DETERMINARE  
 IL PIANO BF CHE INDIVIDUA IL CURVED ABF DI  
 MASSIMA SPINTA SUL MURO.

47E

IN TAL MODO RISULTA CHE L'AREA DEL  
 TRIANGOLO ABF È UGUALE ALL'AREA DEL  
 TRIANGOLO BFG.

M PUNTO MEDIO DI PA  
 F PUNTO MEDIO DI M'M''



$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot h \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \frac{h^2}{3} \cdot K_w$$

$$b = \frac{J \cdot m}{h}$$

$$\sigma_{max} = b \cdot h$$

$$\sigma_B = \sigma_{max} \frac{2000}{1000}$$

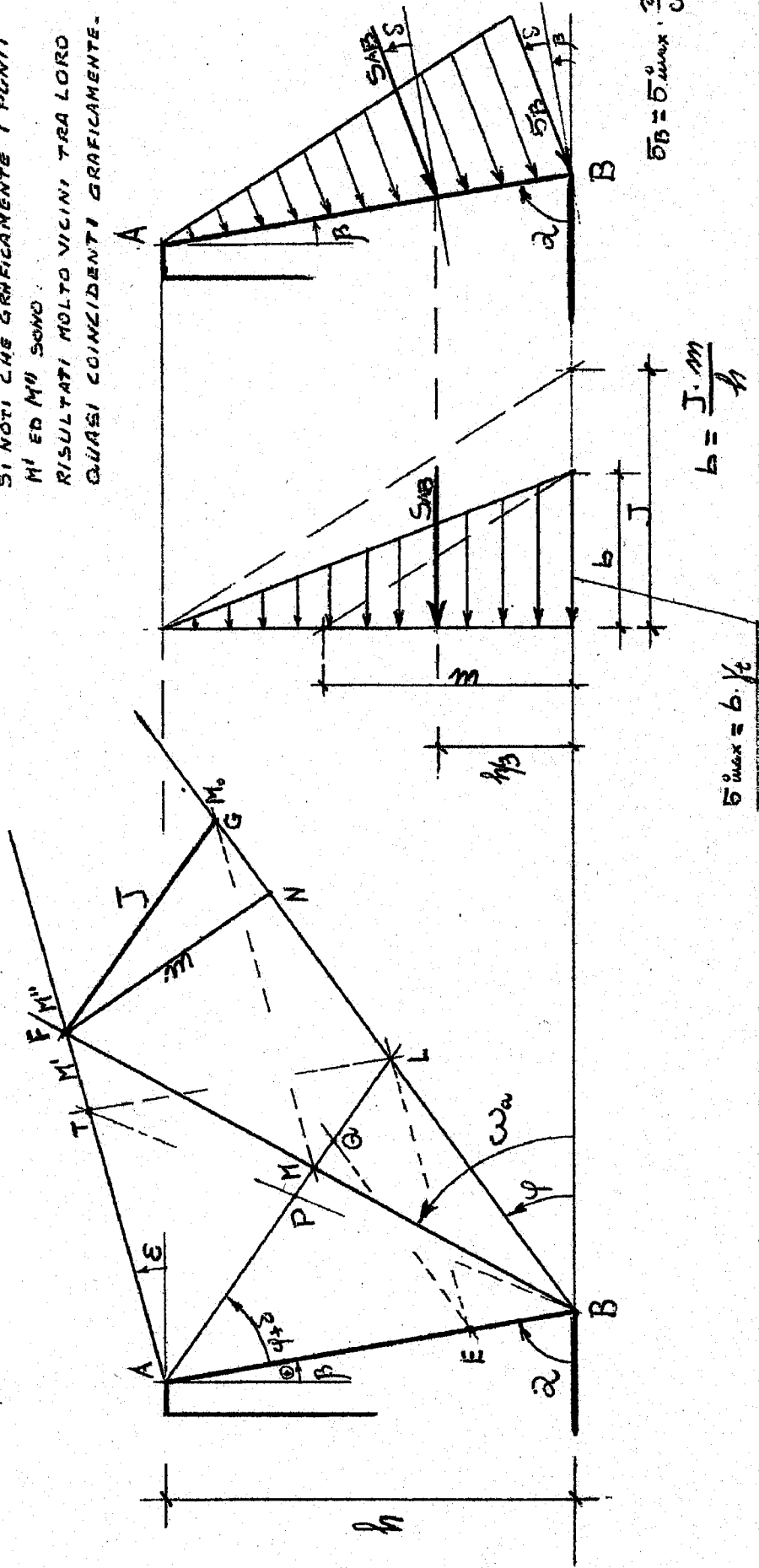
METODO GRAFICO PROPOSTO PER DETERMINARE  
IL PIANO BE CHE INDIVIDUA IL CUNEO ABF DI  
MASSIMA SPINTA SUL MURO.

47 E

IN TAL MODO RISULTA CHE L'AREA DEL  
TRIANGOLO ABF È UGUALE ALL'AREA  
DEL TRIANGOLO BFG.

M PUNTO MEDIO DI  $\overline{PG}$   
F PUNTO MEDIO DI  $\overline{M'M}$

SI NOTI CHE GRAFICAMENTE I PUNTI  
M' ED M<sup>0</sup> SONO  
RISULTATI MOLTO VICINI TRA LORO  
QUASI COINCIDENTI GRAFICAMENTE.



$$\sigma_B = \sigma_{max} \cdot \frac{2su_2}{\cos \delta}$$

$$b = \frac{J \cdot m}{h}$$

$$\sigma_{max} = b \cdot \gamma_c$$

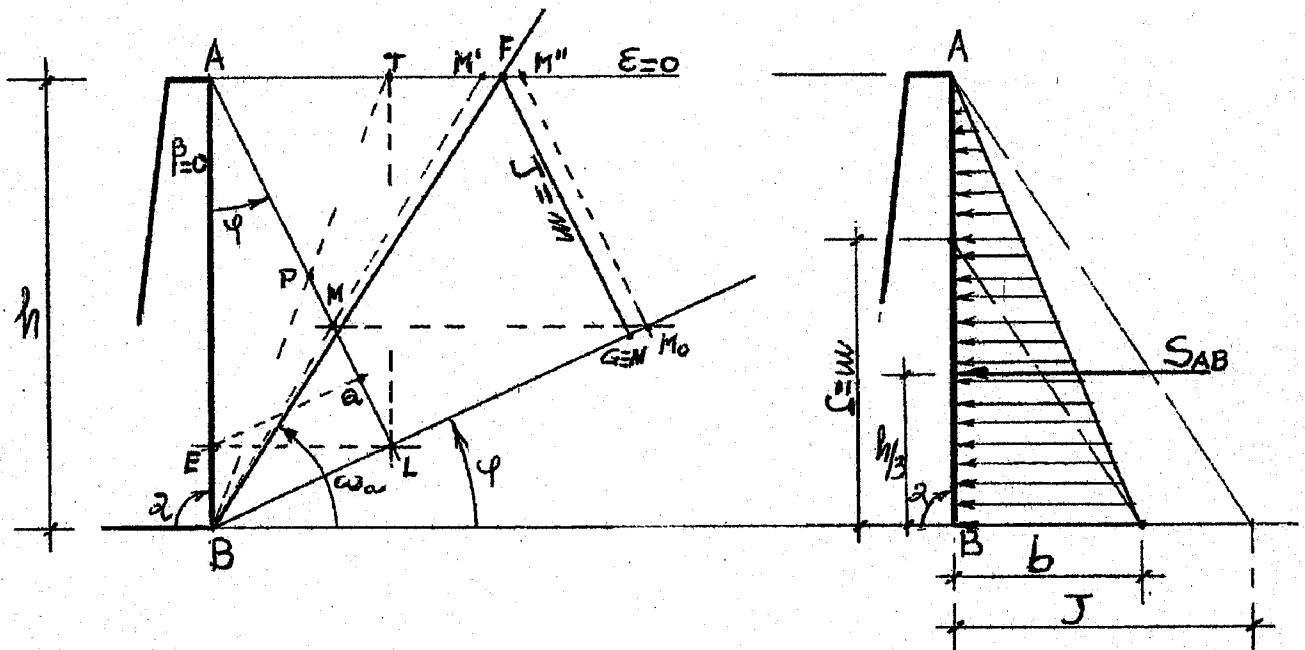
$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot b^2 \cdot K_a$$

METODO PROPOSTO PER DETERMINARE IL  
PIANO BF CHE INDIVIDUA IL CUNEO ABF  
DI MASSIMA SPINTA.

CASO IN CUI:  $\alpha = 90^\circ$ ;  $\beta = 0$ ;  $\epsilon = 0$ ;  $\delta = 0$ ;  $\varphi \neq 0$

$M =$  PUNTO MEDIO DI  $\overline{PO}$

$F =$  PUNTO MEDIO DI  $\overline{M'M''}$



IN TAL CASO:  $J = AM = FG$

$$b = \frac{J \cdot m}{h} = \frac{J^2}{h}$$

$$\frac{\sin \alpha}{\cos \delta} = 1 \text{ PER CUI:}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_B = b \cdot \gamma_t$$

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot J^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \sigma_B \cdot h$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\omega_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$



## METODO OPERATIVO IN PRESENZA DI SOVRACCARICO

Con riferimento alla figura: *DI PAG. 11*

$h^* = \frac{q}{\gamma_t}$  altezza verticale di terra equivalente; essa corrisponde all'altezza verticale dei punti A-A\*;

$h' = \frac{h^*}{1 + \text{tg}\beta \text{tg}\varepsilon}$  altezza verticale di muro equivalente; essa corrisponde all'altezza verticale dei punti A-A' allineati con il prolungamento A-B del muro;

- a partire dal punto A' si conduce la retta di direzione, inclinata di  $\varphi + \delta$  rispetto al paramento del muro;

- operando la relativa costruzione grafica, si determinano i moduli di spinta  $J = FG$  ed  $m = FN$ ;

- in figura, con riferimento al solo terreno (in assenza di sovraccarico) si sono determinati i moduli di spinta  $J_t$  ed  $m_t$  del terreno (in fig. riportati a tratteggio);

- la spinta sul paramento fittizio che dal punto B arriva fino al punto A' avente altezza  $h+h'$  (vedi fig.) si assume pari all'area del triangolo di spinta, ossia:

$$S_{A'-B} = \frac{1}{2} \gamma_t J m = \gamma_t A \quad (\text{KN/ml}) \quad \text{con} \quad A = \frac{1}{2} J m;$$

- noti  $J$  ed  $m$  operando con la costruzione riportata in fig.1, l'area del triangolo avente base "b" ed altezza  $h+h'$  è uguale all'area del triangolo di spinta, ossia:  $A = \frac{1}{2} J m = b (h+h')/2$ ;

- dalla quale si può ricavare la lunghezza della base:

$$b = J m / (h+h') = \frac{2S_{A'-B}}{\gamma_t (h+h')} \quad (\text{metri})$$

- analogamente dalla proporzione:  $b/(h+h') = a/h'$  si ricava:

$$a = b h' / (h+h') \quad (\text{metri})$$

- la spinta effettiva sul muro A-B di altezza  $h$  si assume (in questo caso) pari all'area del trapezio di base maggiore "b" e base minore "a" (vedi fig.1);

$S_{A-B} = \frac{1}{2} (b+a) \gamma_t h$  essa risulta anche data da:

$$S_{A-B} = S_t \left[ 1 + \frac{2h'}{h} \right] = \frac{1}{2} \gamma_t J_t m_t \left( 1 + \frac{2h'}{h} \right)$$

con  $J_t$  ed  $m_t$  (vedi fig.) moduli di spinta del solo terreno, ossia:

$S_{A-B} = S_t + S_q$  dove

$S_t$  la spinta sulla parete A-B dovuta al solo terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t J_t m_t = \frac{1}{2} (b-a) h \gamma_t \quad (\text{KN/ml})$$

$S_q$  la spinta sulla parete A-B dovuta al sovraccarico "q":

$$S_q = a h \gamma_t \quad (\text{KN/ml})$$

Il punto di applicazione della spinta  $S_{A-B}$  viene determinato conducendo dal baricentro del trapezio, riportato in fig.1, la parallela alla base del muro fino ad incontrare la parete A-B;

- la posizione "y" della spinta vale:

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{2a+b}{a+b} \right) \quad (*)$$

- la spinta  $S_{A-B}$  rispetto alla normale al paramento del muro va inclinata dell'angolo  $\delta$  (vedi fig.);

- il valore della "y" può ricavarsi anche dall'equazione:

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{h+3h'}{h+2h'} \right)$$

per dimostrare quest'ultima basta osservare che l'area del trapezio delle pressioni (fig.1) vale:

$$\frac{1}{2} (b+a) h = A_0 \quad \text{da cui} \quad (b+a) = 2 A_0 / h \quad (1)$$

$$\text{dalla proporzione: } a/h' = b/(h+h') \quad \text{si ha: } a = b h' / (h+h') \quad (2)$$

sostituendo quest'ultimo valore nella (1) si ottiene

$$b + \frac{b h'}{h+h'} = 2 A_0 / h \quad \text{dalla quale si ricava:}$$

$$b = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h+h'}{h+2h'} \right) \quad \text{sostituendo questa nella (2) si ha:}$$

$$a = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h'}{h+2h'} \right)$$

sostituendo questi valori di "a" e di "b" nella equazione (\*) si ricava:

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{h+3h'}{h+2h'} \right)$$

METODO GRAFICO PROPOSTO PER INDIVIDUARE

IL PIANO BF NEL CASO DI  
 TERRAPIENO CON SOVRACCARICO - 478 E  
 M PUNTO MEDIO DI PG.  
 F PUNTO MEDIO DI M'M''

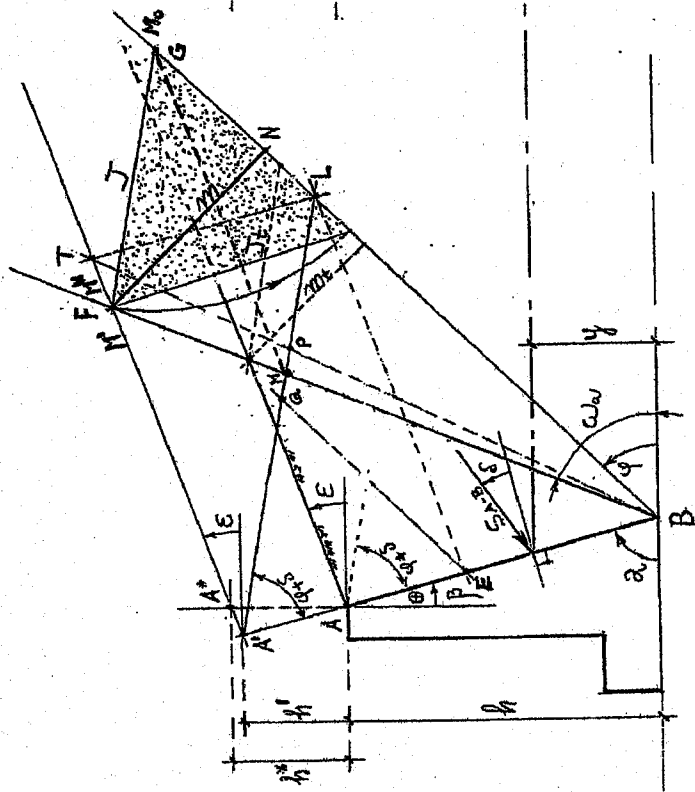
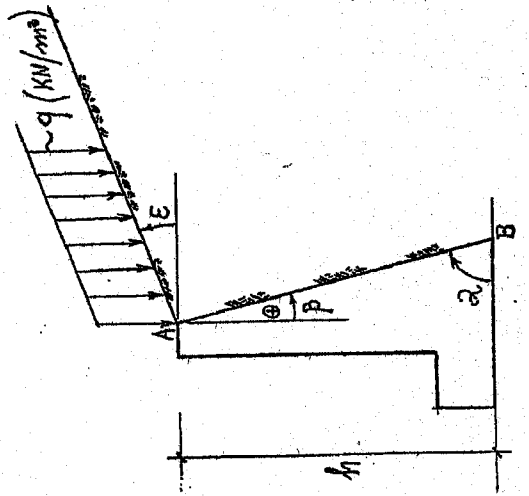
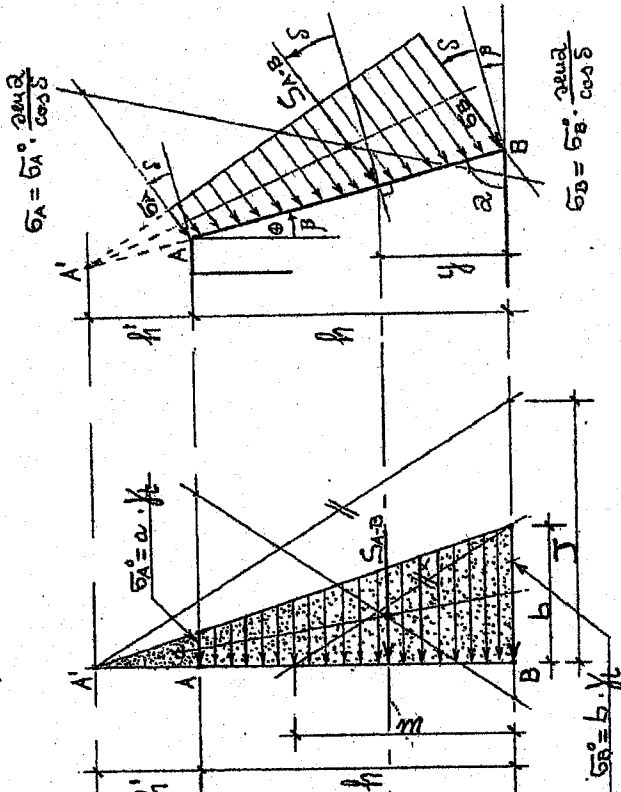
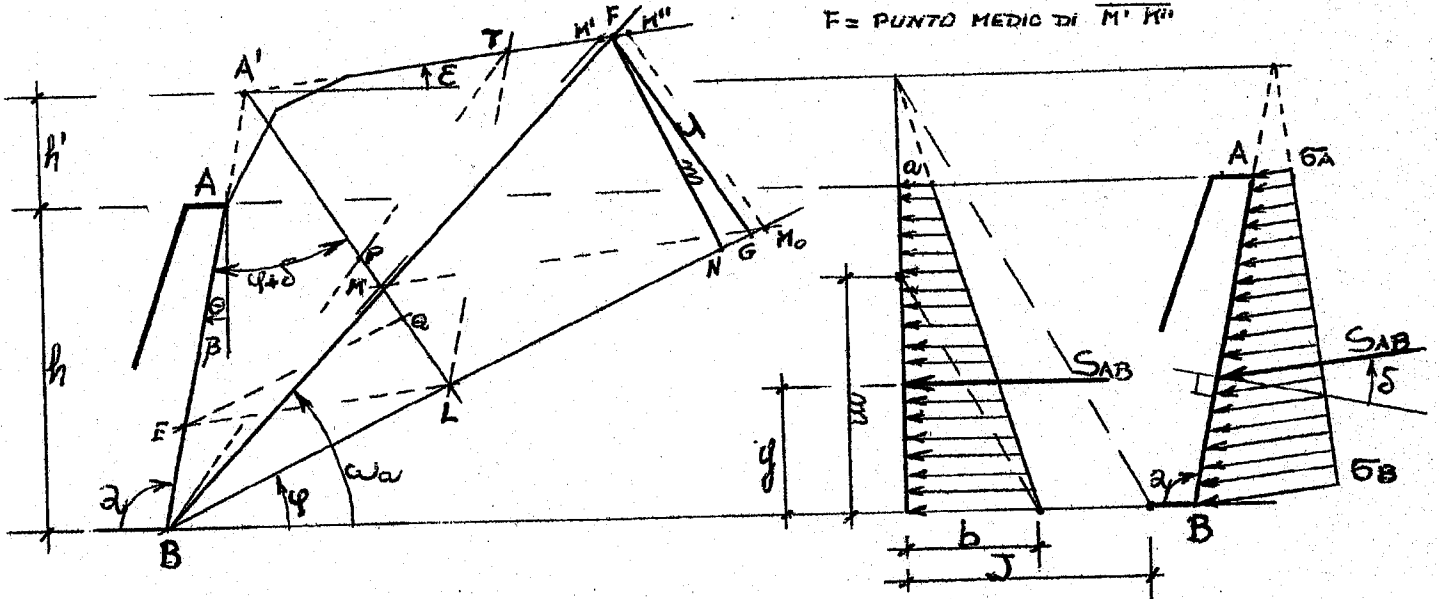


FIG. 2



METODO PROPOSTO  
MURO DI CONTRORIPA  $\varphi > \epsilon$

M = PUNTO MEDIO DI  $\overline{PA}$   
F = PUNTO MEDIO DI  $\overline{M'K''}$

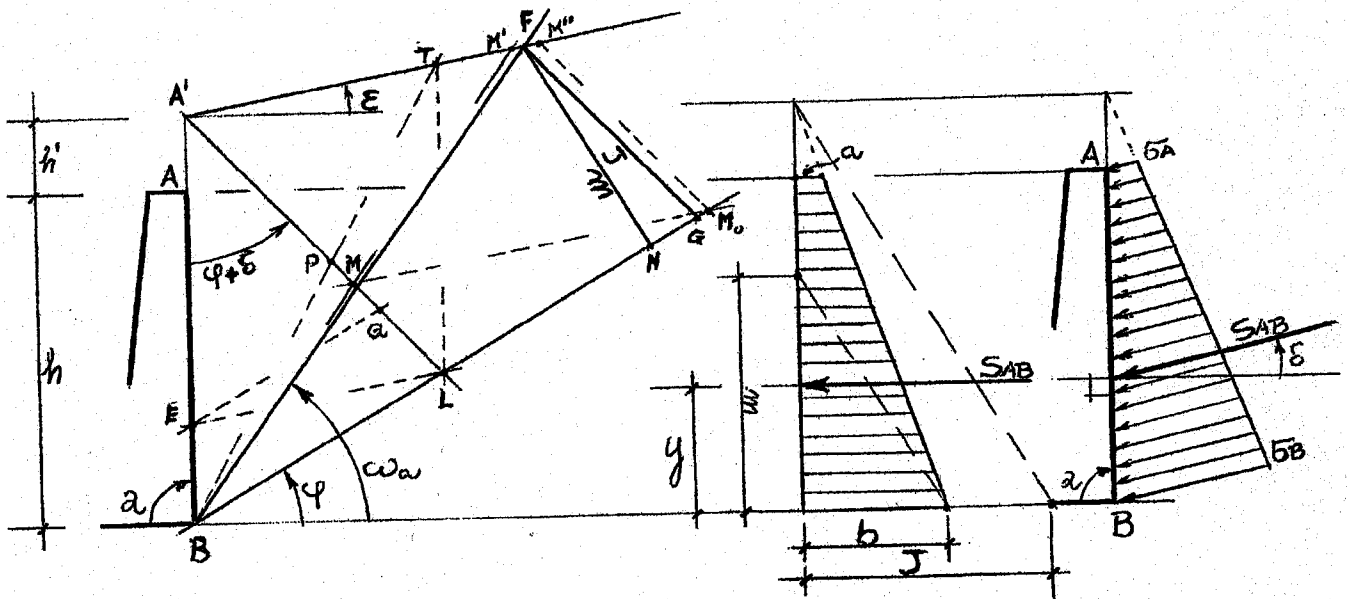


$$b = \frac{J \cdot m}{h + h'}; \quad \sigma_{max} = b \cdot \gamma_t; \quad \sigma_B = \sigma_{max} \cdot \frac{2e \cdot \gamma}{\cos \delta}$$

$$a = b \cdot \frac{h'}{h + h'}; \quad \sigma_{min} = a \cdot \gamma_t; \quad \sigma_A = \sigma_{min} \cdot \frac{2e \cdot \gamma}{\cos \delta}$$

$$S_{AB} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot h; \quad y = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h'}{h + 2h'}$$

MURO CON SOVRACCARICO COSTITUITO DA TERRENO AVENTE  $\gamma_0$ ;  $h_0$  DIVERSO DA QUELLO SOTTOSTANTE AVENTE  $\gamma_t$ ;  $h$ .



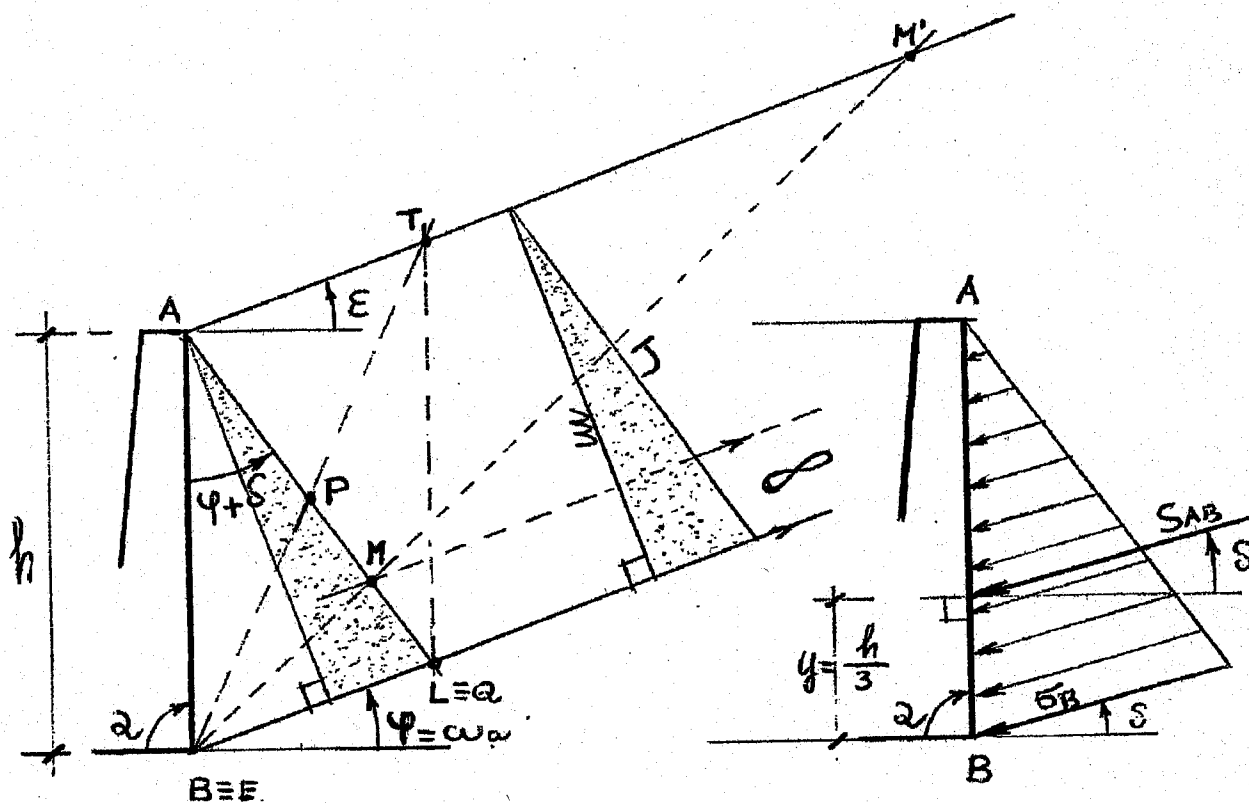
$$h' = \frac{\gamma_0 \cdot h_0}{\gamma_t}$$

$$b = \frac{J \cdot m}{h + h'}; \quad \sigma_{max} = b \cdot \gamma_t; \quad \sigma_B = \sigma_{max} \cdot \frac{2e \cdot \gamma}{\cos \delta}$$

$$a = b \cdot \frac{h'}{h + h'}; \quad \sigma_{min} = a \cdot \gamma_t; \quad \sigma_A = \sigma_{min} \cdot \frac{2e \cdot \gamma}{\cos \delta}$$

$$S_{AB} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot h; \quad y = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h'}{h + 2h'}$$

CASO IN CUI  $\varphi = \epsilon$



M PUNTO MEDIO DI  $\overline{PG}$

APPLICANDO IL METODO PROPOSTO E CONDUCENDO DA M LA PARALLELA AL PIANO DI CAMPAGNA ESSENDO  $\epsilon = \varphi$  L'INTERSEZIONE AVVIENE ALL'INFINITO PER CUI IL PUNTO  $M_0$  E CONSEGUENTEMENTE IL PUNTO  $M''$  SI TROVEREBBERO ALL'INFINITO.

PERTANTO RISULTA:  $\omega = \varphi = \epsilon$

IN TAL CASO I MODULI DI SPINTA  $J$  ED  $m$  POSSONO ESSERE TRACCIATI A PARTIRE DA UN QUALUNQUE PUNTO.

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_w$$

$$b = \frac{J \cdot m}{h} ; \quad \sigma_{max}^0 = b \cdot \gamma_t ; \quad \sigma_B = \sigma_{max}^0 \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos \delta}$$

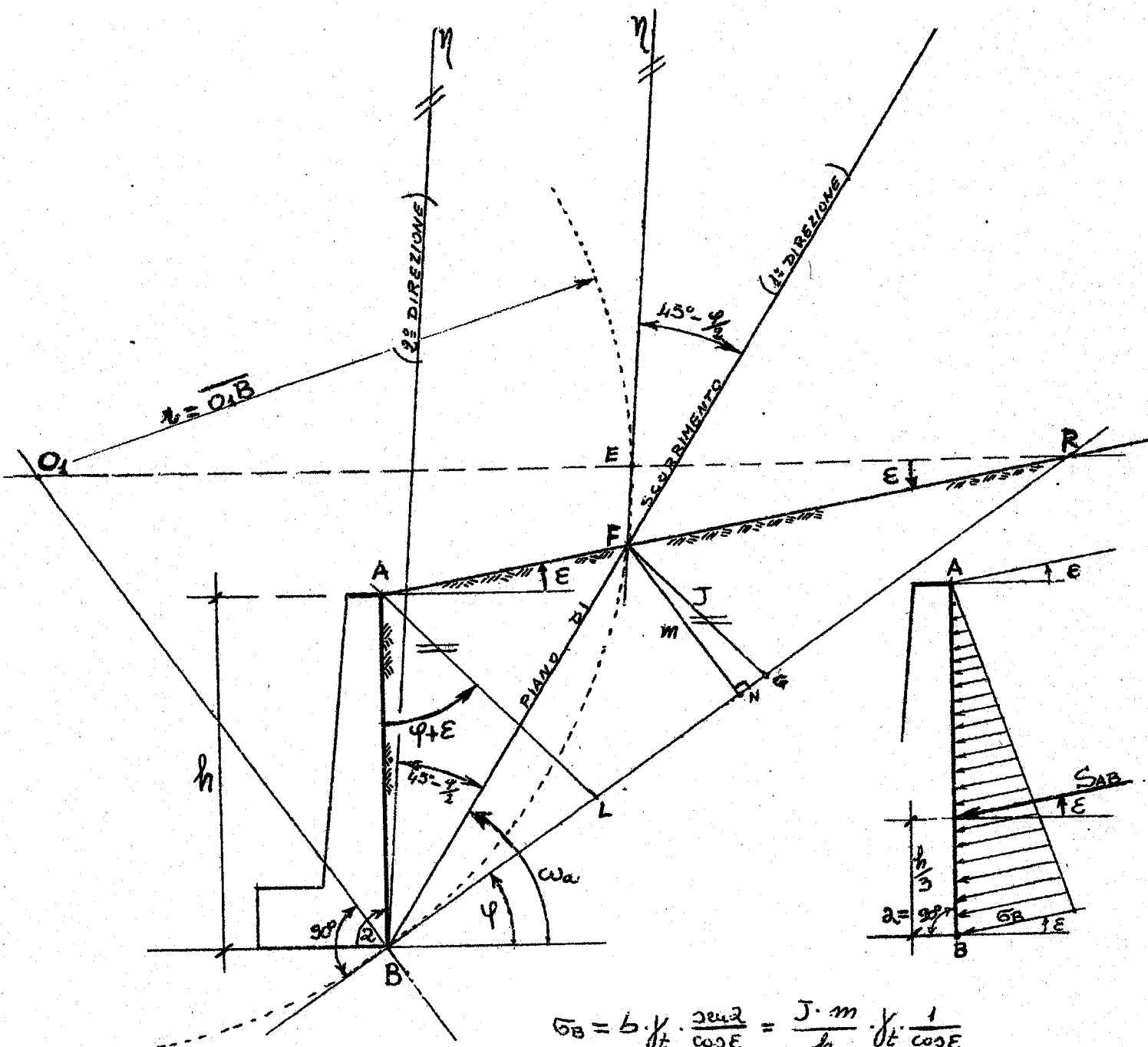
$$m = h \cdot \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\cos \alpha} ; \quad J = \frac{m}{\cos(\alpha - \delta)}$$

$$K_w = \frac{\cos^2(\alpha + \varphi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta)}$$



METODO DEL CERCHIO  
 $\alpha = 90^\circ; \beta = 0; \delta = E; \varphi \geq E$

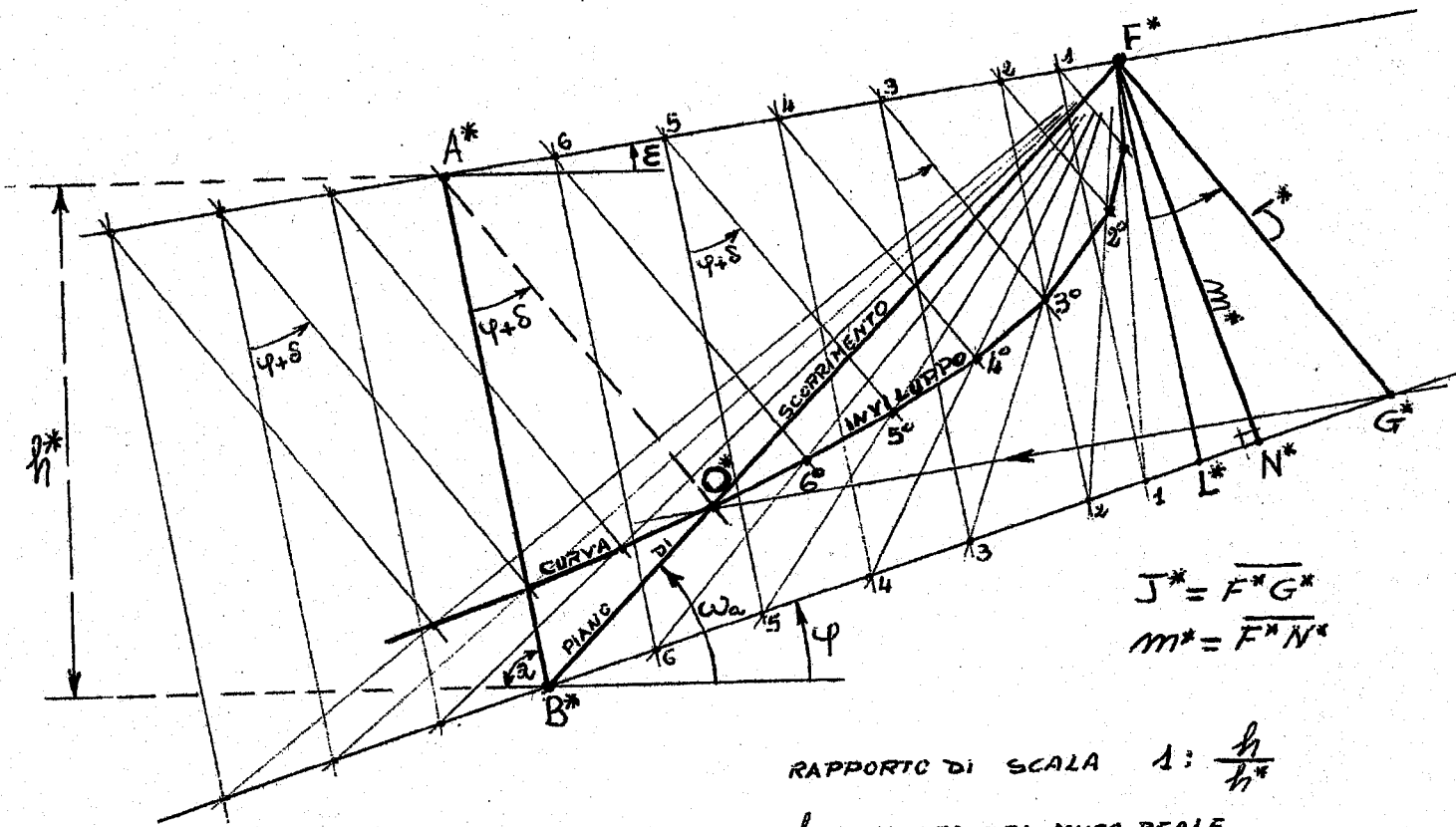
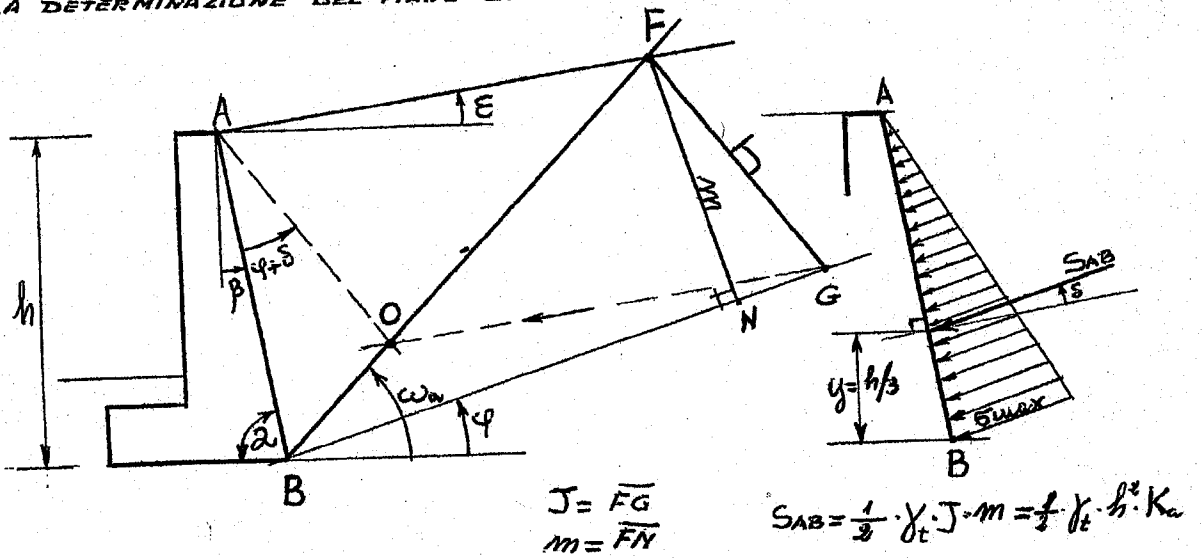
DETERMINAZIONE DELLE DIREZIONI DI  
 SCORRIMENTO (1ª E 2ª DIREZIONE)



$$\bar{\sigma}_B = b \cdot \gamma \cdot \frac{2 \sin^2 \alpha}{\cos \delta} = \frac{J \cdot m}{h} \cdot \gamma \cdot \frac{1}{\cos \delta}$$

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{\alpha}$$

**Costruzione  
della curva inviluppo  
per la determinazione del piano BF di scorrimento**



RAPPORTO DI SCALA  $1: \frac{h}{h^*}$

$h$  = ALTEZZA DEL MURO REALE

$h^*$  = ALTEZZA DEL MURO EQUIVALENTE

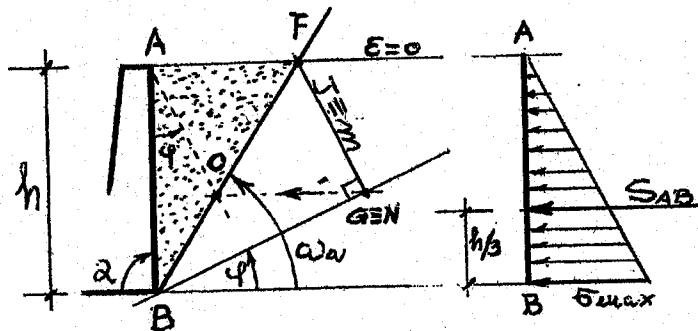
$$J^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) = J$$

$$m^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) = m$$

$$S_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot J^* \cdot m^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right)^2$$

METODO DELLA CURVA INVILUPPO  
 PER LA DETERMINAZIONE DEL PIANO BF DI SCORRIMENTO

CASO IN CUI:  $\alpha=90^\circ$   $\beta=0$   $\epsilon=0$   $\delta=0$   $\varphi \neq 0$

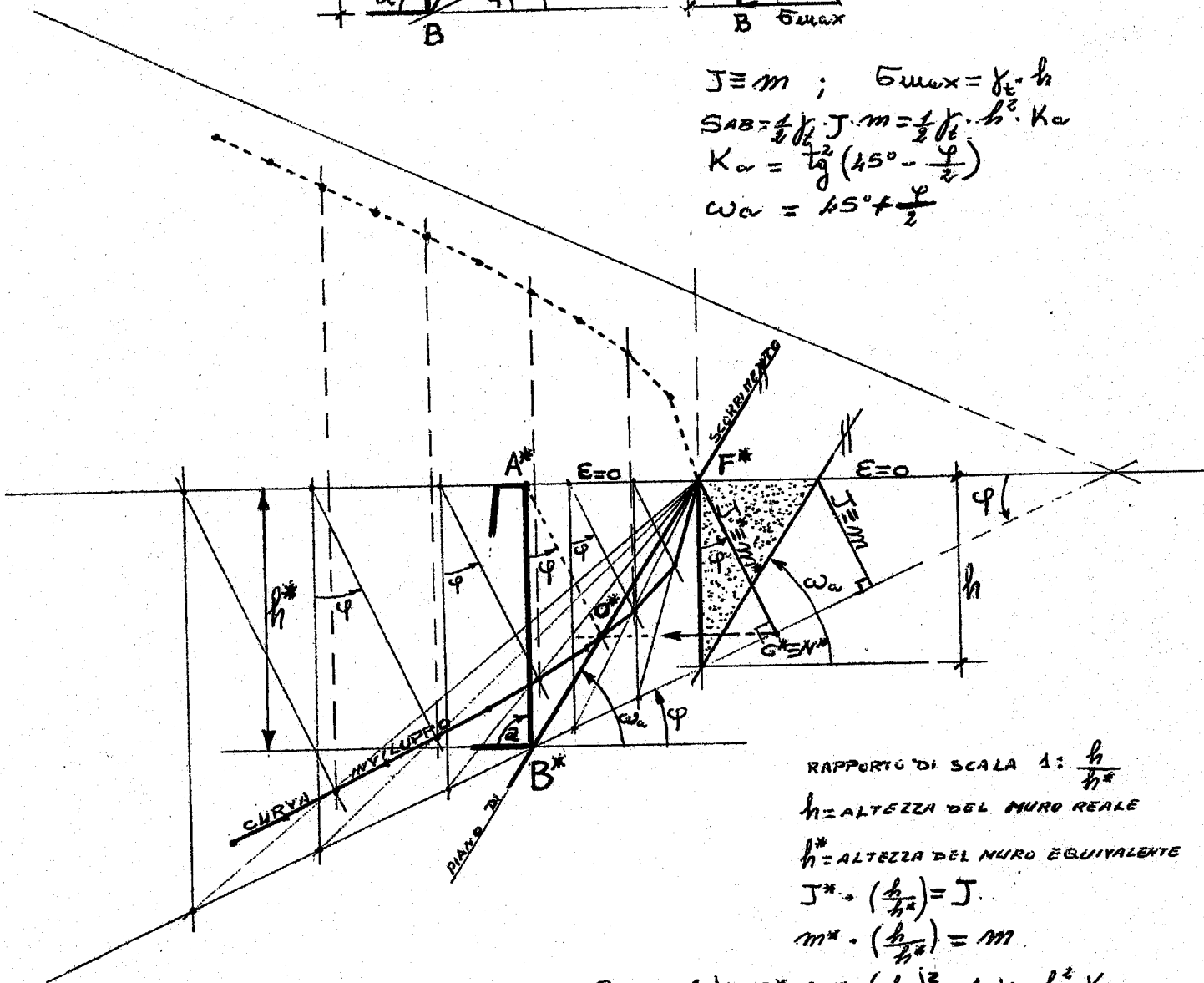


$$J \equiv m ; \quad \sigma_{max} = \gamma_t \cdot h$$

$$SAB = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot J \cdot m = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\omega_\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$



RAPPORTO DI SCALA 1:  $\frac{h}{h^*}$   
 $h$  = ALTEZZA DEL MURO REALE  
 $h^*$  = ALTEZZA DEL MURO EQUIVALENTE  
 $J^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) = J$   
 $m^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) = m$

$$SAB = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot J^* \cdot m^* \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right)^2 = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

SI NOTI CHE QUESTA CURVA È ANALOGICA ALLA CURVA INTRINSECA  
 PER CUI OGNI PUNTO DI ESSA RIFERITO AD UN SISTEMA TENSIONALE  $\sigma, \tau$   
 RAPPRESENTEREBBE UN PUNTO LIMITE DI ROTTURA DEL TERRENO.

## Valore del coefficiente $k_a$ per spinta attiva

posto:  $\varphi^* = \varphi - \theta$ ;  $\delta^* = \delta + \theta$ ;

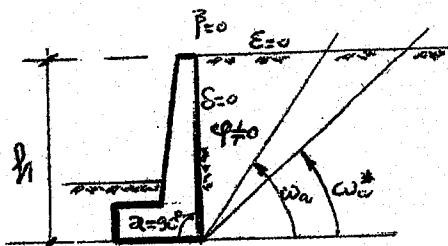
con  $\theta$  angolo sismico; in campo statico  $\theta = 0$ ;

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi^*)}{\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta^*) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi^* + \delta^*) \sin(\varphi^* - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \delta^*) \sin(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{per } \varepsilon \leq \varphi^*$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi^*)}{\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta^*)} \quad \text{per } \varepsilon \geq \varphi^*$$

Nel caso in cui risultano contemporaneamente:

$$\alpha = 90^\circ; \beta = 0; \delta = 0; \varepsilon = 0; \varphi \neq 0$$



Il coefficiente  $K_a$  assume il valore:  $K_a = \frac{1}{\cos \theta} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^*}{2} \right)$  PER  $\theta \neq 0$  CON  $\varepsilon \leq \varphi^*$   
 OPPURE:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{PER } \theta = 0 \text{ CON } \varepsilon \leq \varphi \quad (\text{CAMPO STATICO})$$

mentre l'angolo  $\omega_a$ , del piano di scorrimento, risulta:

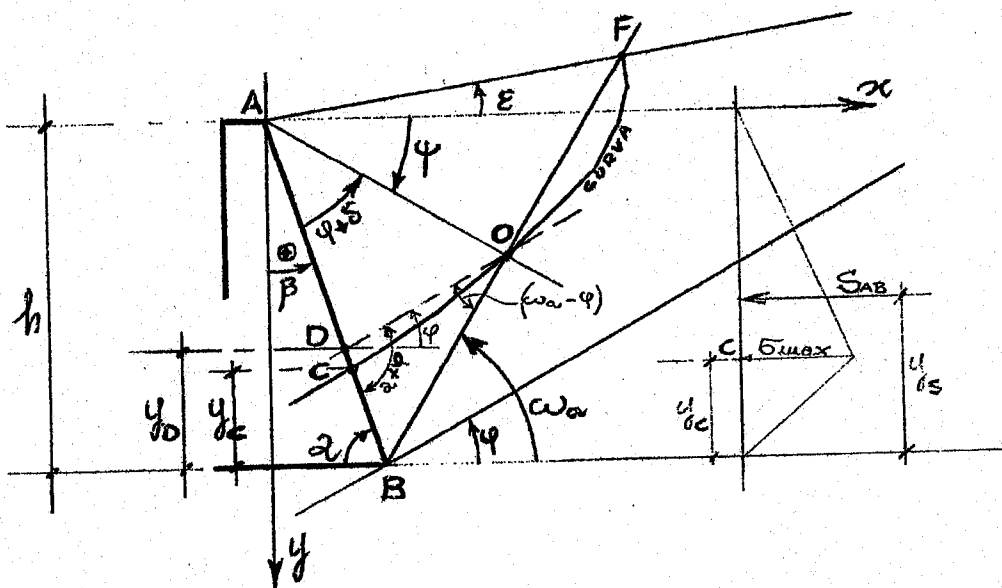
$$\omega_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (\text{CAMPO STATICO})$$

Si fa notare che le formule riportate, sopra e quelle successive, possono utilizzarsi sia in campo statico (eliminando in essi l'asterisco) che in campo sismico (inserendo l'asterisco sugli angoli  $\varphi$  e  $\delta$ ).

IN CAMPO DINAMICO ESSENDO  $\varphi^* < \varphi$  SEGUE  $\omega_a^* < \omega_a$  OSSIA L'ANGOLO DEL PIANO DI SCORRIMENTO IN CONDIZIONI SISMICHE  $\omega_a^*$  È MINORE DELL'ANGOLO  $\omega_a$  IN CONDIZIONI STATICHE, IN PARTICOLARE QUESTA CONDIZIONE ( $\varphi^* < \varphi$  ED  $\omega_a^* < \omega_a$ ) VA TENUTA IN CONTO PER LA VALUTAZIONE DELLA LUNGHERZZA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO (VEDI PAG. 62).

Calcolo analitico della distanza  $y_D$  e delle coordinate del punto "o".

con riferimento al sistema di assi "x" ed "y" riportati in figura.



ponendo:  $\psi = (\alpha - \varphi - \delta)$

$$r = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \omega_a}{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \omega_a} \quad \text{per } \alpha = 90^\circ; \quad r = \frac{1}{\operatorname{tg} \omega_a}$$

$$s = \frac{\operatorname{tg} \omega_a \operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg} \omega_a + \operatorname{tg} \psi}$$

$$t = \frac{\sin(\omega_a - \varphi) \sin \alpha}{\sin(\alpha + \varphi) \sin \omega_a}$$

$$AF = h \cdot \frac{\operatorname{sen}(\alpha + \omega_a)}{\operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{sen}(\omega_a - \epsilon)}$$

$$u = (1 - rs) t$$

Si ottiene, a partire dal piede del muro:  $y_D = u h$ ;  $y_c \cong \frac{h}{4}$

mentre le coordinate del punto "o" rispetto al sistema di assi x, y, risultano:

$$\left\{ \begin{array}{l} x_o = \frac{r s h}{\operatorname{tg} \psi} \\ y_o = (r s h) \end{array} \right. \quad \text{ossia } x_o = \left[ \frac{1 + \operatorname{tg} \omega_a}{\operatorname{tg} \alpha} \right] h$$

$$y_o = \frac{1}{3 \cdot h} \left[ (h - y_c)(h + 2y_c) + 2 \cdot y_c^2 \right] \cong \frac{11}{24} h > \frac{h}{3}$$

## MURO DI SOSTEGNO ( 5°B ITG)

Prima di parlare del muro di sostegno, bisogna premettere alcune nozioni fondamentali, per poter meglio inquadrare questo argomento. Un'opera di sostegno impedisce il franamento del masso di terra che esercita una pressione chiamata spinta della terra. Tra le particelle di una massa di terra allo stato granulare esiste attrito (attrito interno) il quale si oppone a spostamenti laterali delle particelle. L'attrito interno è rappresentato dall'angolo interno  $\varphi$ , che è l'angolo rispetto ad un piano orizzontale, che forma la scarpa di una massa di terra secca, incoerente allo stato granulare, quando venga lasciata cadere liberamente da un indeterminato punto

L'angolo di attrito interno  $\varphi$ , individua pure il così detto piano di natural declivio della terra, pertanto tutte le superfici che formano con l'orizzontale angoli  $\alpha > \varphi$  costituiscono probabili piani di scorrimento del sovrastante masso di terra che può quindi franare. per impedire tale fenomeno occorre «sostenere» il masso di terra franante con particolari opere atte a ripristinare l'equilibrio; tali opere comunemente chiamate «muri di sostegno», sono quindi soggette a spinte di terra il cui valore non può essere esattamente calcolato.

Secondo la teoria di Coulomb il masso di terra spingente è privo di coesione, il muro subisce un piccolo cedimento in avanti, viene trascurato l'attrito tra terra e muro ecc.

Tra il paramento del muro ed i piani di scorrimento si possono ottenere le spinte di terra di tutti i possibili prismi. Tra tutti questi prismi di terra ne esiste però uno al quale corrisponde la massima spinta contro il muro: prisma che per l'appunto viene chiamato di massima spinta e sotto questo significato la teoria di Coulomb viene anche chiamata « del prisma di massima spinta ».



Il prisma di massima spinta forma con il paramento del muro un angolo  $(90-\varphi)/2$ , mentre l'angolo  $\alpha$  vale  $(90+\varphi)/2$ . Facendo le giuste osservazioni otteniamo che la spinta  $S$  è uguale:

$$S = \gamma_t/2 \times h^2 \times \text{tg}^2(90-\varphi)/2$$

Questa è la formula fondamentale della spinta di Coulomb, la retta d'azione della spinta è applicata ad un terzo della sua altezza a partire dalla base B del muro.

Il diagramma delle pressioni unitarie, ha forma triangolare, supponiamo che  $S$  sia la risultante di tutte le tensioni, quindi:

$$s_{\max} \times h/2 = S$$

da cui

$$s_{\max} = 2 \times S / h$$

## **CALCOLO DELLA SPINTA : METODO GRAFICO O DI RANKINE**

### **VERIFICHE MURO DI SOSTEGNO**

La verifica di stabilità di un muro di sostegno ha lo scopo di controllare non solo che esso non compia alcun movimento rigido, di traslazione e di rotazione, per effetto delle forze applicate, ma anche che siano garantiti determinati coefficienti di sicurezza statica stabiliti dalla normativa. Le forze che generalmente interessano un muro di sostegno sono:

- La spinta della terra;
- Il peso proprio del muro;
- Gli eventuali altri pesi di terra o no, gravanti direttamente sul muro.

Sono necessarie tre verifiche di stabilità fondamentali:

- a ribaltamento;
- a scorrimento;
- a schiacciamento.

## VERIFICA DI STABILITA' A RIBALTAMENTO

In base alla normativa il rapporto tra il momento  $M_r$  delle stabilizzanti (forze che impediscono il ribaltamento) o resistenti e quello  $M_s$  delle forze ribaltanti o spingenti rispetto al lembo anteriore della base del muro deve essere maggiore di 1.5. Ossia il grado di stabilità  $S$  a ribaltamento è dato dall'espressione :

$$S = M_r / M_s > 1.5$$

la risultante delle forze permanenti e di quelle di lunga durata non deve cadere al di fuori del nocciolo di inerzia dell'intera sezione di base; affinché detta base sia interamente compressa.

Le forze stabilizzanti o resistenti sono le risultanti delle forze verticali. Ovvero la forza  $P$  del muro, la forza  $G$  del terreno e l'eventuale  $S_v$  ovvero la componente verticale della spinta  $S$ . La forza  $G$  del terreno è anche individuata dal prisma con la massima spinta. Pertanto il momento stabilizzante  $M_r$  rispetto al punto  $C$  della base del muro è dato dalla seguente espressione:

$$M_r = P_1 \times b_1 + P_2 \times b_2 + S_v \times b$$

Le forze ribaltanti o spingenti sono quelle derivanti dalla spinta  $S$  della terra, ovvero dalla componente orizzontale della medesima spinta, il  $M_s$  è dato dalla seguente espressione:

$$M_s = S_o \times y$$

con « $y$ » si viene ad indicare il baricentro di spinta della forza  $S_o$ .

---

## VERIFICA A SCORRIMENTO

È evidente che tra i mattoni e il calcestruzzo c'è sempre un minimo di attrito. La forza di scorrimento sulla base del muro con la base della fondazione è data dalla componente orizzontale della spinta  $S_o$ . A tale forza viene contrapposto lo sforzo di taglio  $T$ , se quest'ultimo risultasse minore di  $S_o$  si avrebbe scorrimento. A questo proposito si moltiplicherà la somma dei pesi verticali ( $N$ ) con il coefficiente di attrito ( $f$ ) e lo si andrà a dividere per la forza  $S_o$ , coefficiente di attrito che varia a seconda dei materiali. In definitiva otteniamo la seguente formula:

$$N \times f / S_o > 1.3$$

---

## VERIFICA SCHIACCIAMENTO

La risultante  $R$  tra la spinta  $S$  e il peso dell'intero muro  $P$  esercita sulla base del muro una pressione che si applica non al baricentro del muro bensì alla sua eccentricità « $e$ ». L'eccentricità viene calcolata come differenza tra la larghezza

totale del muro e l'indice « u », quest'ultimo viene ricavato dal rapporto tra la differenza tra  $M_r$  e  $M_s$  e la somma dei pesi:

$$u = (M_r - M_s)/N$$
$$e = b - u$$

Tre sono le probabili eccentricità:

- Piccola eccentricità  $e < b/6$   $\sigma_{max} = N/100 b (1 + 6e/b)$
- Media eccentricità  $e = b/6$   $\sigma_{max} = N/50 b$
- Grande eccentricità  $e > b/6$   $\sigma_{max} = N/150 u b$

Nelle verifiche, invece, in fondazione bisogna calcolare di nuovo la Spinta in quanto il prisma di terra è maggiore del precedente, inoltre bisogna calcolare il nuovo baricentro di spinta.

Per quanto riguarda le verifiche sono uguali nella maggior parte, cambiano solo alcuni coefficienti variabili.

## PROGETTAZIONE E CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA'

$$H = 2.30 \text{ m}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varepsilon = 23^\circ$$

$$\gamma_{\text{terreno}} = 2200 \text{ Kg/m cubi}$$

$$J = 1.4139 \text{ m}$$

$$N = 1.4034 \text{ m}$$

$$S = 1/2 J n \gamma_{\text{terreno}} = 1/2 \times 1.4139 \times 1.4034 \times 2200 = 2183 \text{ Kg}$$

$$S_o = S \cos \varepsilon = 2183 \cos 23^\circ = 2009 \text{ Kg}$$

$$S_v = S \sin \varepsilon = 2183 \sin 23^\circ = 853 \text{ Kg}$$

$$Y = 1/3 H = 1/3 2.30 = 0.77 \text{ m}$$

## DIMENSIONAMENTO MURO

$$\text{Base} = H/2 = 2.30/2 = 1.15 \text{ m}$$

$$c = 20\%H = 20\% \cdot 2.30 = 0.50 \text{ m}$$

## VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$P1 = H \times d \times \gamma_{\text{muratura}} = 2.30 \times 0.65 \times 1800 = 1691 \text{ Kg}$$

$$\text{Baricentro (b1)} = c + 1/2 d = 0.50 + 1/2 \cdot 0.65 = 0.83 \text{ m}$$

$$P2 = (H \times c \times \gamma_{\text{muratura}})/2 = (2.30 \times 0.50 \times 1800)/2 = 1035 \text{ Kg}$$

$$\text{Baricentro (b2)} = 2/3 c = 2/3 \cdot 0.50 = 0.34 \text{ m}$$

$$Ms = So \times \gamma = 2009 \times 0.77 = 1547 \text{ Kgm}$$

$$Mr = Sv \times b + P1 \times b1 + P2 \times b2 = 853 \times 1.15 + 1691 \times 0.83 + 1035 \times 0.34 = 2737 \text{ Kgm}$$

$$Mr / Ms \geq 1.5 \quad 2737/1547 = 1.8 > 1.5 \text{ va bene}$$

## VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

$$N = P1 + P2 + Sv = 1691 + 1035 + 853 = 3579 \text{ Kg}$$

$$u = (Mr - Ms)/N = (2737 - 1547)/3579 = 0.33 \text{ m} \quad 33 \text{ m}$$

$$e = b/2 - u = 115/2 - 33 = 24.5$$

$$b/6 = 115/6 = 19.17 \text{ m} \quad e > b/6 \quad \text{grande eccentricità}$$

$$\sigma_{\text{max}} = N/150 u = 3579 / 150 \times 33 = 0.72 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}}$$

( $\sigma_{\text{amm}} = 5 \text{ Kg/cm}^2$ )

## VERIFICA A SCORRIMENTO

$$f \times N / So \geq 1.3 \quad 0.80 \times 3579 / 2009 = 1.42 > 1.3 \text{ va bene}$$

## VERIFICHE IN FONDAZIONE

Per poter procedere alle verifiche in fondazione bisogna calcolare la spinta in relazione alla totale altezza del muro, compreso quindi anche l'altezza di fondazione.

$$S = P_{\max} \times H/2 \quad P_{\max} = 2 S / H \quad 2 \times 2183 / 2.30 = 1899 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{\max} : H = P^1_{\max} : (H + H_f) \quad H_f \text{ altezza fondazione} = 0.60 \text{ m}$$

$$P^1_{\max} = P_{\max} \times (H + H_f) / H = 1899 \times (2.30 + 0.60) / 2.30 = 2395 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S^1 = (H + H_f) \times P^1_{\max} / 2 = (3.20 + 0.60) \times 2359 / 2 = 4482 \text{ Kg}$$

$$S^1_o = S^1 \cos \varepsilon = 4482 \times \cos 23^\circ = 4126 \text{ Kg}$$

$$S^1_v = S^1 \sin \varepsilon = 4482 \times \sin 23^\circ = 1752 \text{ Kg}$$

$$y^1 = (H + H_f) / 3 = (3.20 + 0.60) / 3 = 1.27 \text{ m}$$

### VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$P_3 = (b+a) \times H_f \times \gamma_{cls} = 1.45 \times 0.60 \times 2400 = 2088 \text{ Kg}$$

$$\text{Baricentro } (b_3) = (b+a) / 2 = (3.20+0.30) / 2 = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Baricentro } (b_2) = (2/3 c + a) = (2/3 \cdot 0.50 + 0.30) = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{Baricentro } (b_1) = (a + c + d/2) = (0.30+0.50+0.65/2) = 1.125 \text{ m}$$

$$M_s = S^1_o \times y^1 = 4126 \times 1.27 = 5240 \text{ Kgm}$$

$$M_r = S^1_v \times (b+a) + P_1 \times b_1 + P_2 \times b_2 + P_3 \times b_3 = 1752 \times (1.15+0.30) + 1691 \times 1.125 + 1035 \times 0.64 + 2088 \times 1.75 = 8760 \text{ Kgm}$$

$$M_r / M_s \geq 1.5 \quad 8760 / 5240 = 1.7 > 1.5 \text{ va bene}$$



## VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

$$N = P1 + P2 + S^1v + P3 = 1691 + 1035 + 1752 + 2088 = 6566 \text{ Kg}$$

$$u = (Mr - Ms)/N = (8760 - 5240)/6566 = 0.54 \text{ m} \quad 54 \text{ m}$$

$$e = b/2 - u = 145/2 - 54 = 18.5$$

$$b/6 = 145/6 = 24.17 \text{ m} \quad e > b/6 \quad \text{grande eccentricità}$$

$$\sigma_{\max} = N/150 u = 6566 / 150 \times 54 = 0.81 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} \quad (\sigma_{\text{amm}} = 5 \text{ Kg/cm}^2)$$

## VERIFICA A SCORRIMENTO

$$f \times N / S^1o \geq 1.3 \quad 0.50 \times 6566 / 4126 = 0.8 > 1.3 \quad \text{non va bene}$$

*Si inclina la fondazione di circa 10°  
E si accetta lo stesso la verifica*

## Verifiche di stabilità di un muro di sostegno a gravità

La progettazione di un muro di sostegno viene di solito eseguita per tentativi. Cioè, fissate le dimensioni e la geometria del muro, si eseguono le verifiche ed eventualmente si modifica il progetto. Una progettazione globale unica sarebbe più complessa da un punto di vista del calcolo nella maggior parte dei casi pratici.

Si faccia riferimento al muro schematizzato in fig.9.1. Ai fini del calcolo delle spinte attiva e passiva si suppone che l'angolo di resistenza al taglio tra terreno e muro sia nullo, cioè  $\delta=0$ . Questo è a vantaggio della stabilità poiché, se si tiene conto di un certo valore non nullo di  $\delta$ , la spinta attiva diminuirebbe mentre quella passiva aumenterebbe. In queste condizioni il calcolo delle spinte può essere eseguito con i coefficienti di Rankine, tenendo conto che sia la spinta attiva che la passiva sono applicate a  $1/3$  dell'altezza della superficie del muro interessata nei corrispondenti casi. Il peso del muro è applicato nel baricentro del muro stesso, posizione che si ottiene applicando le regole per la ricerca del baricentro di una figura piana.

Si noti che conviene calcolare tutte le forze in gioco corrispondenti ad un metro lineare di profondità del muro.

A prescindere dalle reazioni della fondazione, le forze applicate al muro sono nel nostro caso tre:  $N$ ,  $H_a$ ,  $H_p$ .

### Verifica al ribaltamento

Consiste nel verificare se le forze applicate al muro (tranne le reazioni applicate dalla base d'appoggio<sup>(1)</sup>), hanno momento complessivo ribaltante oppure stabilizzante rispetto al punto O.

---

<sup>(1)</sup> La ricerca di tali reazioni si effettua in una delle verifiche che seguono. In ogni caso se si tenesse conto delle reazioni, poiché esse assieme alle forze applicate devono formare un sistema equilibrato,  $M_O$  sarebbe sempre nullo e la verifica non

Nel nostro caso il momento stabilizzante è maggiore di zero (vedi calcolo di fig. 9.1), e quindi non si avrebbe ribaltamento. Tuttavia è opportuno avere un margine di sicurezza e conviene quindi definire il fattore di sicurezza del muro al ribaltamento. Esso si definisce come il rapporto tra la tangente dell'angolo  $\varphi$  del terreno e la tangente di quell'angolo  $\varphi_s$  tale che, calcolando le spinte  $H_a$  e  $H_p$  utilizzando  $\varphi_s$ ,  $M_O=0$ .

Questo valore può ancora essere considerato accettabile. Nel nostro caso  $\varphi_s$  è dell'ordine di  $6^\circ$ . Infatti calcolando le spinte per tale valore, si ottiene per  $M_O$  un valore prossimo a 0.

Si noti che  $\varphi_s$  va ricercato per tentativi, infatti spesso le forze applicate sono molto più numerose e hanno direzioni meno semplici che nel presente esempio; perciò una ricerca di  $\varphi_s$  per via analitica diretta può essere più complicata.

Il fattore di sicurezza al ribaltamento nel nostro caso è quindi:

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_s} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 6^\circ} = \frac{0.575}{0.105} \cong 5.5$$

Esso è largamente sovrabbondante essendo in generale sufficienti per questa verifica valori di  $F_s$  prossimi a  $2.5 \div 3$ .

## Verifica alla traslazione orizzontale

Le tre forze applicate hanno componente orizzontale  $T=H_a-H_p=8.1$  t/m e componente verticale  $N=28.8$  t/m. La tangente dell'angolo di inclinazione della risultante di queste tre forze dalla verticale è quindi:

$$\tan \delta_R = \frac{8.1}{28.8} = 0.28$$

---

avrebbe senso. D'altra parte In condizioni di ribaltamento incipiente, la reazione della fondazione passa per 'O' e non contribuisce al momento.

La tangente dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e muro alla base del muro, cioè  $\delta=20^\circ$ , vale  $\tan\delta=\tan 20^\circ \cong 0.36$ .

Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto:

$$F_S = \frac{\tan \delta}{\tan \delta_R}$$

Anche in questo caso  $F_S$  ha per significato fisico il numero per il quale è possibile ridurre la resistenza del terreno (definita da  $\tan\delta$ ) prima che si arrivi alle condizioni di slittamento incipiente. Nel nostro caso:

$$F_S = \frac{0.36}{0.28} \cong 1.3$$

per questa verifica.

## **Verifica della capacità portante della fondazione**

Sul piano di appoggio della fondazione, perché vi sia equilibrio, il terreno deve applicare al muro reazioni aventi componente orizzontale  $T=8.1$  t/m e componente verticale  $N=28.8$  t/m.

Un metodo semplicistico di verifica consiste nel risolvere il problema con il seguente procedimento. La componente orizzontale  $T$  è assorbita dalla fondazione sotto forma di sforzi tangenziali. la verifica precedente garantisce infatti l'attitudine delle fondazione a sopportare tale tipo di sforzo. La componente normale  $N$  dà luogo invece ad un diagramma di carico che si può calcolare assimilando la fondazione ad un elemento di De Saint Venant. In tal caso se la risultante delle forze attive cade entro il terzo medio della fondazione, si ha un diagramma di reazione trapezio, avente per ordinate massima e minima i valori:

$$p_{\max} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Con  $e$ =eccentricità. Nel nostro caso, componendo  $H_a$ ,  $H_p$ ,  $N$ , si trova che la risultante passa per il punto A (vedi fig.9.1), che si trova entro il terzo medio della base. Il diagramma di reazione avrà ordinate esterne:

$$p = \frac{28.8}{3} \left( 1 + 6 \frac{0.3}{3} \right) = 9.6(1 + 0.6) = 15.4 \text{ t/m}^2$$

$$p = \frac{28.8}{3} \left( 1 - 6 \frac{0.3}{3} \right) = 9.6(1 - 0.6) = 3.8 \text{ t/m}^2$$

A questo punto si confronta la pressione massima  $p_{\max}=15.4 \text{ t/m}^2$  con la capacità portante del terreno, eseguendo la verifica di stabilità. In realtà questo metodo, come detto, è semplicistico e può condurre a risultati talora pericolosi, talora antieconomici. Infatti il problema della capacità portante va approfondito con i metodi che vedremo a tal proposito più avanti. Gli elementi che interverranno in tale calcolo saranno le componenti T ed N, la dimensione  $b$  della base, la posizione del punto di applicazione della risultante A.

## Verifica di stabilità globale

Spesso accade che, se il muro è a protezione di una scarpata, i minimi fattori di sicurezza si ottengono eseguendo l'analisi di stabilità relativa allo slittamento globale. Potrebbe infatti accadere che, pur essendo localmente stabile il muro e la sua fondazione, avvenisse la rottura globale secondo la linea tratteggiata in figura.

Questo calcolo si esegue con metodi che vedremo più avanti.

## Verifica di stabilità strutturale del muro

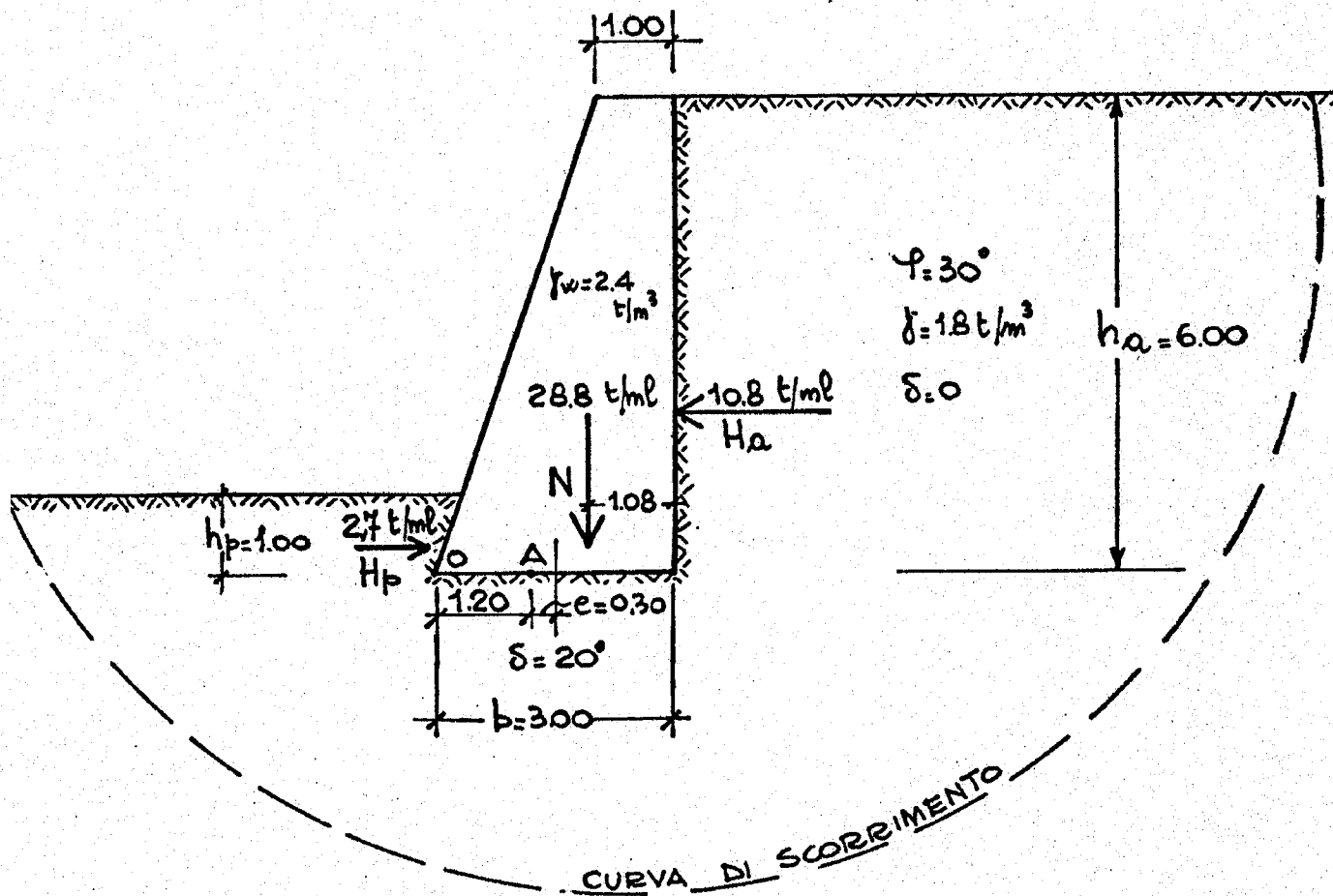
Essa si esegue, più che per i muri a gravità, per i muri in cemento armato, dove le sollecitazioni sono più elevate e le sezioni resistenti più sottili. Infatti, conoscendo i diagrammi di spinta attiva e passiva e le forze applicate, sostituendo al muro il suo asse e assimilandolo ad una trave, è possibile calcolare le sollecitazioni nelle sezioni più sfavorevoli e dimensionare il muro.

Nota: nel calcolo delle spinte sopra eseguito non si è tenuto conto di un fattore che in generale è fondamentale, e cioè la spinta dell'acqua. Questo esempio verrà ripetuto più avanti tenendo conto di tale spinta.

$$\text{per } \delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$\varphi =$	20	25	30	35	40	45
$K_p =$	2.8	3.9	5.5	8.2	12.8	23





$$H_a = \frac{1}{2} \gamma h_a^2 \cdot K_a = 10.8 \text{ t/ml}$$

$$H_p = \frac{1}{2} \gamma h_p^2 \cdot K_p = 2.7 \text{ t/ml}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.575^2 = 0.33$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 1.73 = 3.00$$

$$M_o = 28.8 \cdot 1.92 - 10.8 \cdot 2 - 2.7 \cdot 0.33 = 55.2 - 21.6 - 0.9 = 32.7 \text{ tm/ml} > 0$$

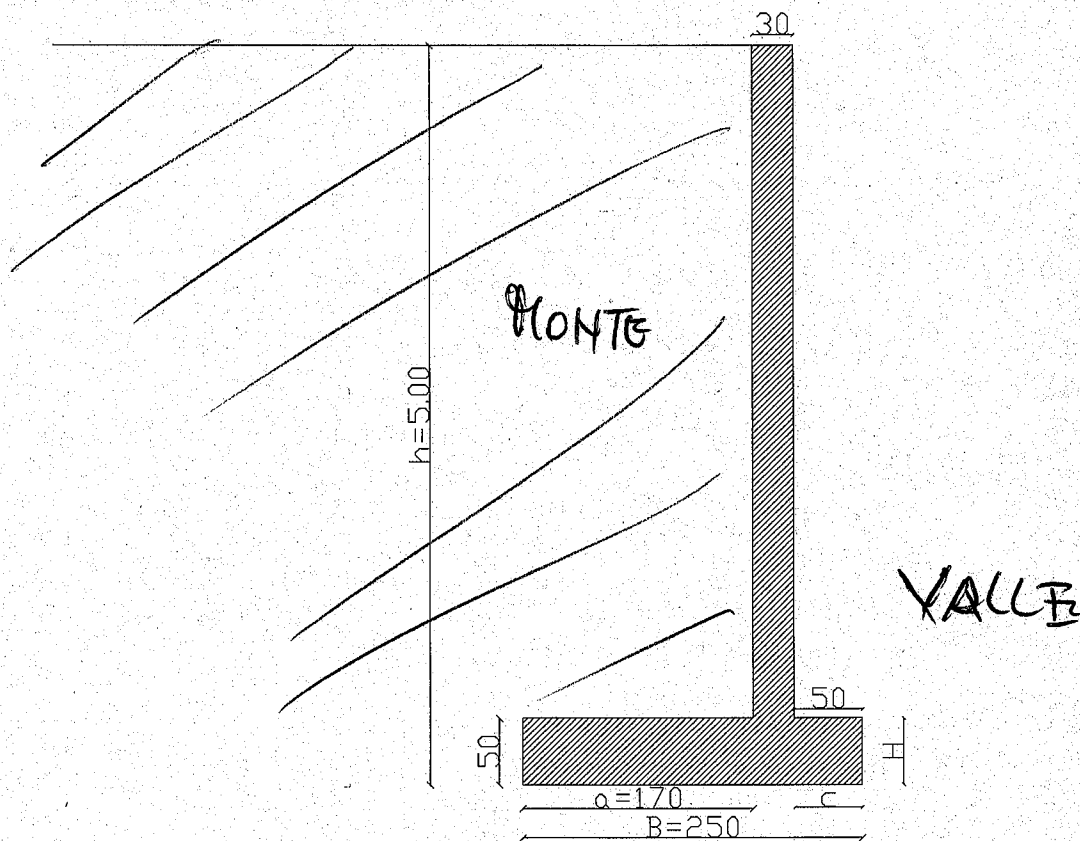
# ITG

## Corso di costruzioni

Per il progetto dei due muri si sceglie la tipologia in cemento armato per il muro con altezza di 5.00 m, mentre il muro con altezza di 2.50 m sarà prevista una tipologia in muratura a gravità.

## Progetto di un muro di sostegno in cemento armato

### Dimensionamento di massima



$$B = h/2 = 2.50 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H = 1/10 h = 50 \text{ cm}$$

$$a = 170 \text{ cm}$$

$$c = 50 \text{ cm}$$

dalle indagini geologiche sono noti i seguenti valori per il terrapieno:

$$\gamma_t = 16.00 \text{ kN/m}^3$$

(peso volumico del terreno)

$$\varphi = 35^\circ$$

(angolo di attrito interno)

$$\delta = 32^\circ$$

(angolo di attrito terra-muro)

$$\varepsilon = 0$$

angolo del profilo superiore del terrapieno)

Con queste condizioni risulta possibile calcolare la spinta con la formula di Coulomb:  
 $K_A = \tan^2(90 - \varphi) / 2 = \tan^2(90 - 35) / 2 = 0.271$

$$S = \frac{h^2}{2} \times \gamma_t \times k_A = 5^2 \times \frac{16}{2} \times 0.271 = 54.20 \text{ kN}$$

Che ha direzione orizzontale posta ad un'altezza pari a  $y$  dal piano della fondazione

$$y = \frac{h}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \text{ m}$$

$$M_r = 54.20 \times 1.66 = 90.33 \text{ kNm}$$

### Calcolo del momento stabilizzante

Divido il muro in soletta in elevazione (1), base di fondazione (2) che insieme al terreno che insiste sulla fondazione a monte (3) provocherà il momento stabilizzante.

	dimensioni	A	P	x	$M_s$
1	0.30 * 4.50	1.35	33.75	0.65	21.93
2	2.50 * 0.50	1.25	31.25	1.25	39.06
3	1.70 * 4.50	7.65	122.40	1.65	201.96
			<b>187.40</b>		<b>253.95</b>

### Verifica al ribaltamento

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{253.95}{90.33} = 2.81 > 1.5 \quad \text{verificato}$$

### Verifica allo scorrimento

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{187.40 \times \tan 22}{54.30} = 1.39 \quad \text{verificato}$$

### verifica allo schiacciamento

calcolo la distanza  $c$  dal centro di pressione al bordo esterno compresso della base del muro

$$c = \frac{M_s}{M_r} = \frac{253.95 - 90.33}{187.40} = 0.875 \text{ m} = 87.5 \text{ cm}$$

calcolo l'eccentricità

$$e = \frac{B}{2} - c = \frac{250}{2} - 87.5 = 37.5 \text{ cm}$$

$$B/6 = 250/6 = 41.66 \text{ cm}$$

$$e < B/6$$

$$\sigma_t = \frac{N}{1000 \times B} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{187400}{1000 \times 2500} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 375}{2500} \right) = 0.142 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0075 \text{ N/mm}^2$$

Dove adoperando il segno di + si ottiene la sigma massima, mentre il segno - dà la sigma minima.

$$\sigma_{\max} < \overline{\sigma}_t \text{ verifica soddisfatta}$$

Si passa a verificare le sezioni del muro in c.a. pensato come formato da tre mensole incastrate tra di loro

Si utilizza calcestruzzo  $R_{ck} 30$

$$\sigma_c = 9.75 \text{ N/mm}^2;$$

$$\tau_{c0} = 0.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{c1} = 1.829 \text{ N/mm}^2$$

e acciaio Fe38k con  $\sigma_s = 215 \text{ N/mm}^2$

### Mensola in elevazione

La mensola è caricata dalle pressioni del terreno e dal peso proprio. La sollecitazione quindi risulta di presso-flessione più taglio, ma possiamo trascurare la compressione, semplificando il problema commettendo un trascurabile errore in quanto il peso proprio del muro è marginale rispetto alle altre sollecitazioni.

### calcolo delle sollecitazioni massime

La sollecitazione di taglio è uguale alla spinta del terrapieno  $V=S$

$$S = \frac{h^2}{2} \times \gamma_t \times K_A = \frac{4.50^2}{2} \times 16 \times 0.271 = 43.90 \text{ kNm}$$

$$y = 4.50/3 = 1.50 \text{ m}$$

$$M = S * y = 43.90 * 1.50 = 65.16 \text{ kNm}$$

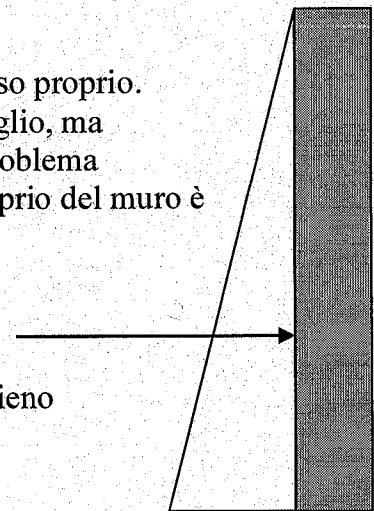
Verifica al momento della sezione di incastro

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{65.85 \times 10^6}{1000}}} = 1.013 \text{ al quale corrisponde un valore di } \sigma_c \text{ minore di } 6.50 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_c < \sigma_{amm}$  verifica soddisfatta

$$A_s = \frac{M}{0.9 \times d \times \sigma_s} = \frac{65000000}{0.9 \div 260 \times 215} = 1309 \text{ mm}^2 = 13.09 \text{ cm}^2$$

Si disporranno 10  $\Phi 14$  ogni metro



Verifica al taglio

$$\tau = \frac{V}{0.9 \times B \times d} = \frac{43900}{0.9 \times 1000 \times 260} = 0.187 \frac{N}{mm^2} < \tau_{c0} \text{ verificato}$$

Verifica dell'armatura minima regolamentare

La normativa prescrive che l'armatura sia pari almeno allo 0.15% della sezione del c.a.

$$A_{\min} = 0.15\% \times 30 \times 100 = 4.520 \text{ cm}^2 < 15.39 \text{ cm}^2$$

Armatura secondaria di ripartizione

La normativa prescrive che l'armatura secondaria di ripartizione sia pari almeno al 20% dell'armatura principale

$$A_{\text{sec}} = 15.39 \times 20\% = 3.078 \text{ cm}^2$$

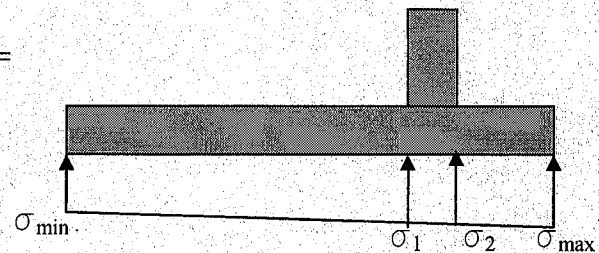
Che verrà realizzata con 12 $\Phi$ 6

### Calcolo delle mensole di fondazione

Calcolo delle pressioni del terreno

Calcolo di  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  in corrispondenza delle sezioni di incastro delle due mensole di fondazione.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_{\min}}{170} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{250} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{250} \times 170 + \sigma_{\min} =$$
$$\frac{0.142 - 0.0075}{250} \times 170 + 0.0075 = 0.099 \frac{N}{mm^2}$$

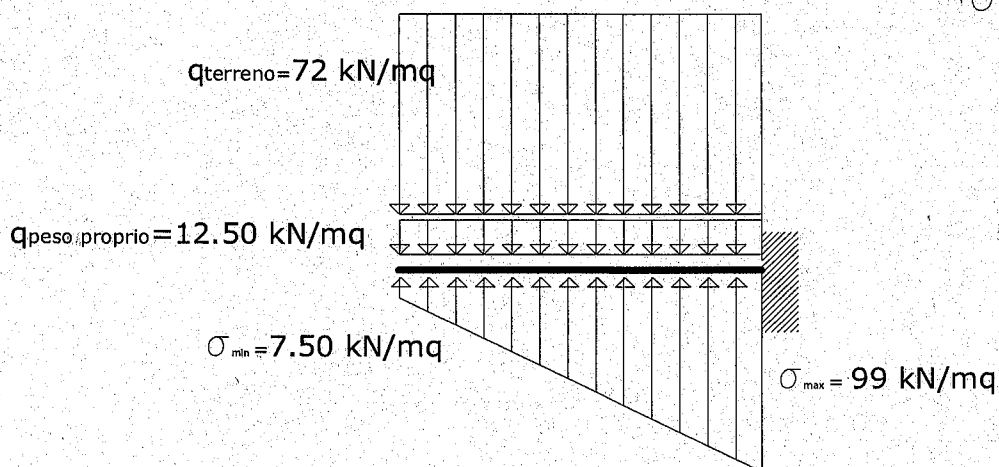
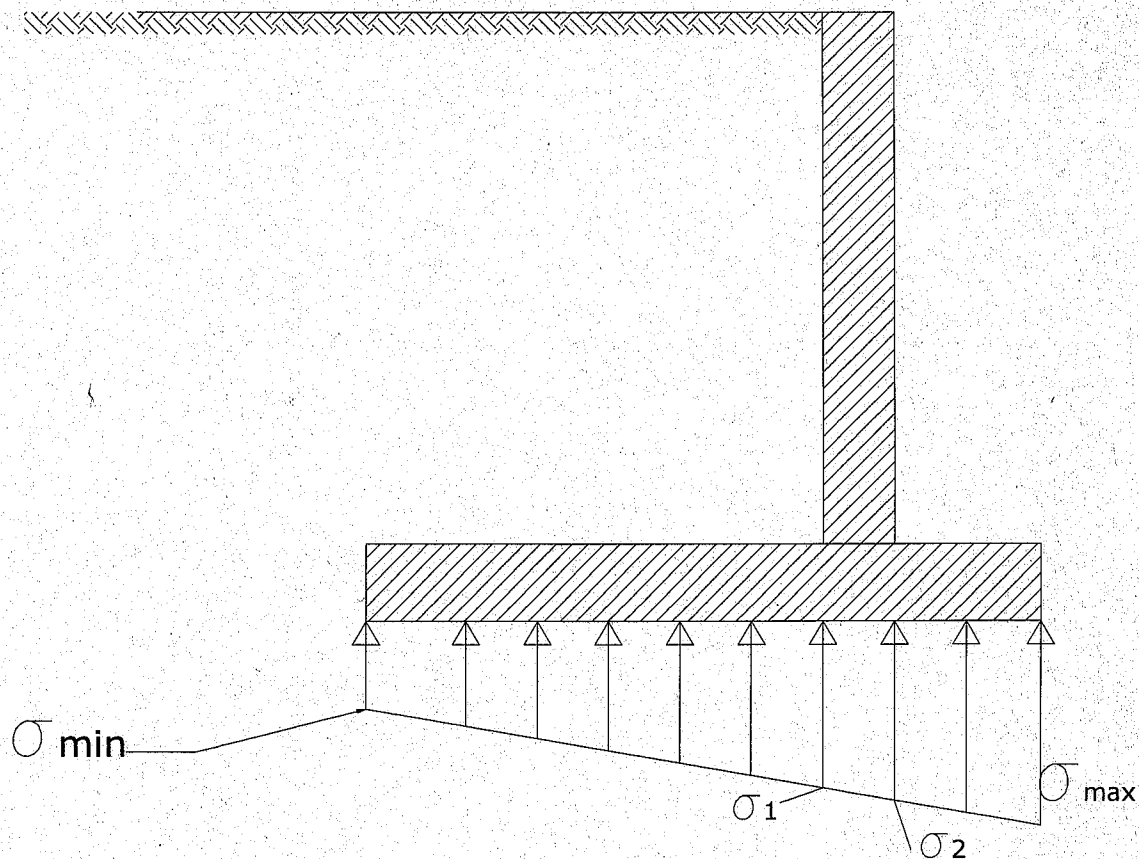


$$\frac{\sigma_2 - \sigma_{\min}}{200} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{250} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{250} \times 200 + \sigma_{\min} = 0.115 \frac{N}{mm^2}$$

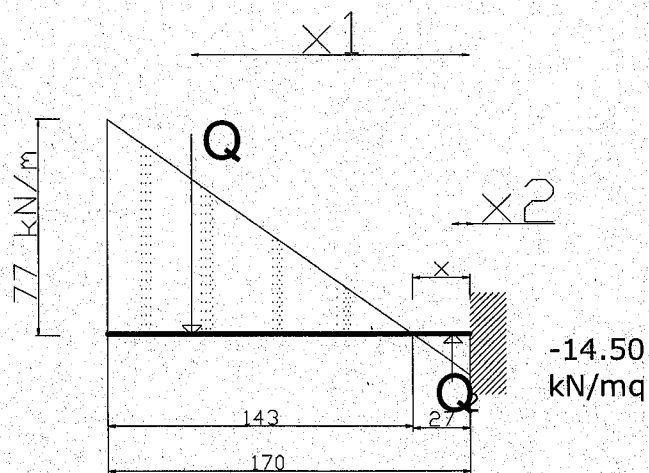
### Calcolo della mensola a monte

Sulla mensola gravano:

- peso del terreno  $q_t = 4.50 \times 16 = 72 \text{ kN/m}^2$
- peso proprio  $q_p = 0.50 \times 25 = 12.50 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma$  reazione del terreno
  - o  $\sigma_{\min} = 0.0075 \text{ N/mm}^2 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
  - o  $\sigma_{\max} = 0.099 \text{ N/mm}^2 = 99 \text{ kN/m}^2$



Sommando i tre carichi abbiamo un diagramma a farfalla





Calcolo la distanza x

$$\frac{x}{14.5} = \frac{170-x}{77} \Rightarrow 14.5(170-x) = 77x$$

$$24.65 - 14x = 77x$$

$$91x = \frac{24.65}{92} = 27 \text{ cm}$$

Possiamo determinare l'intensità dei carichi  $Q_1$  e  $Q_2$  che generano momento e taglio nella sezione di incastro:

$$Q_1 = \frac{77 \times 1.43}{2} = 55.05 \text{ kN}$$

$$Q_2 = \frac{14.5 \times 0.27}{2} = 1.95 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di taglio all'incastro risulta

$$V = Q_1 + Q_2 = 55.05 + 1.95 = 53.10 \text{ kN}$$

$$M = Q_1 \times x_1 + Q_2 \times x_2 = 55.05 \times 1.22 - 1.95 \times 0.18 = 66.81 \text{ kNm}$$

*Verifica della sezione in c.a*

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{460}{\sqrt{\frac{66.81 \times 10^6}{1000}}} = 1.779 \text{ a cui corrisponde un valore di } \sigma_c = 3.5 \text{ N/mm}^2$$

*La sezione in c.a. risulta verificata*

$$A_s = \frac{M}{0.9 \times d \times \sigma_s} = \frac{66.81 \times 10^6}{0.9 \times 460 \times 215} = 750.58 \text{ mm}^2 = 7.51 \text{ cm}^2 \text{ Che verrà realizzata con}$$

10  $\phi$  12 corrispondente a 11.31 cm<sup>2</sup>

calcolo dell'armatura minima prevista dalla normativa

$$A_s = 0.15\% \times 500 \times 100 = 1.502 \text{ cm}^2 \text{ risulta minore dell'area progettata}$$

*Armatura di ripartizione*

$$A_s = 11.31 \times 0.20 = 2.262 \text{ cm}^2$$

E sarà costituita da 6  $\phi$  8 con  $A_s = 3.02 \text{ cm}^2$

### VERIFICA AL TAGLIO

$$\tau = \frac{V}{0.9 \times d \times B} = \frac{53100}{0.9 \times 460 \times 1000} = 0.128 \frac{N}{mm^2} < \tau_{c0} \text{ verificato}$$

### MENSOLA A VALLE

Sulla mensola a valle gravano i seguenti carichi:

$$\text{peso proprio } q_p = 0.50 \times 25 = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0.142 \text{ N/mm}^2 = 142 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0.115 \text{ N/mm}^2 = 115 \text{ kN/m}^2$$

sommando tali carichi risulta un carico complessivo trapezoidale con  $q_{\min} = 102.5 \text{ kN/m}$  e  $q_{\max} = 129.5 \text{ kN/m}$

Per semplificare la ricerca delle sollecitazioni tale carico si divide in un carico rettangolare con  $q = 102.5 \text{ kN/m}$  ed un carico triangolare con  $q_{\max} = 129.5 - 102.5 = 27 \text{ kN/m}$

$$Q_1 = \frac{27 \times 0.50}{2} = 6.75 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 102.5 \times 0.5 = 51.25 \text{ kN}$$

$$V = Q_1 + Q_2 = 6.75 + 51.25 = 58 \text{ kN}$$

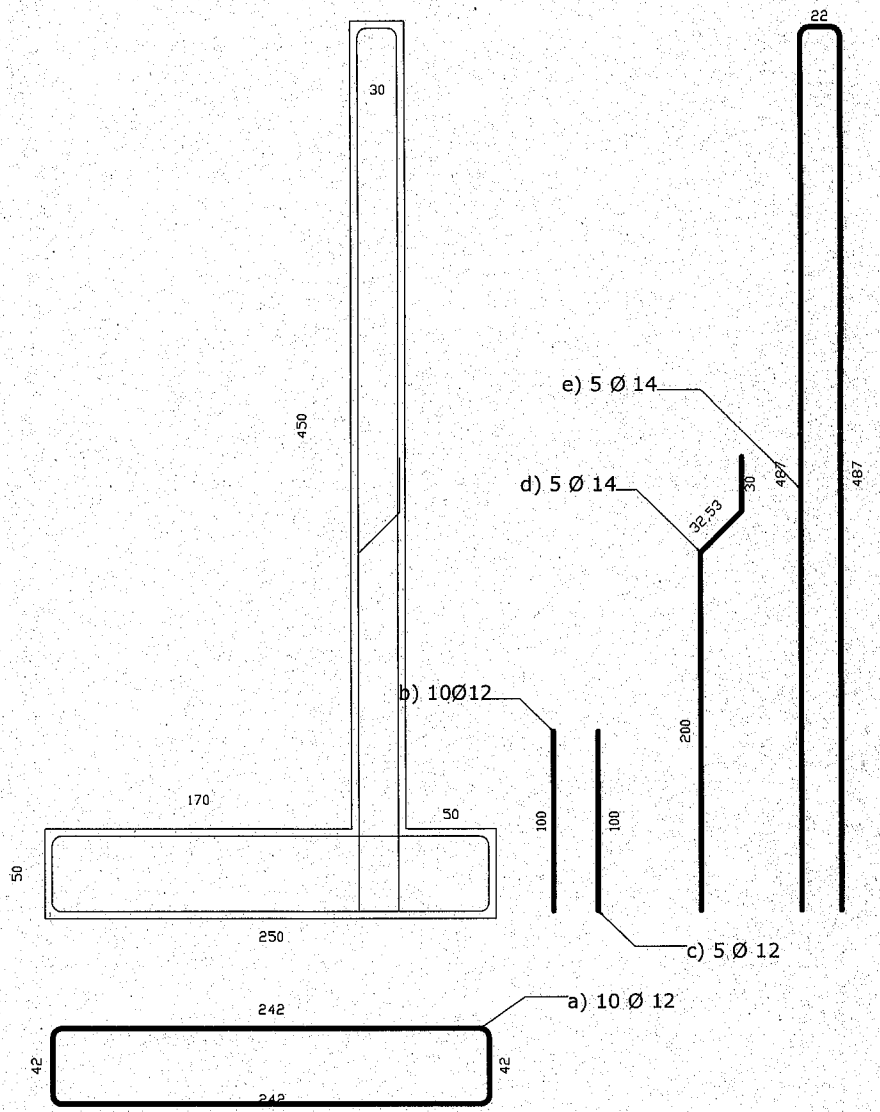
$$M = Q_1 \times 0.50/2 + Q_2 \times 2/3 \times 0.50 = 6.75 \times 0.25 + 51.25 \times 0.33 = 35.85 \text{ kNm}$$

Il momento della mensola a valle è minore rispetto a quella della mensola a monte, per cui, adottando la stessa armatura per tutta la base di fondazione con  $\beta = 1$ , risulterà certamente verificata per le sollecitazioni di momento flettente.

Il valore del taglio risulta maggiore per cui procedo ad effettuare la verifica:

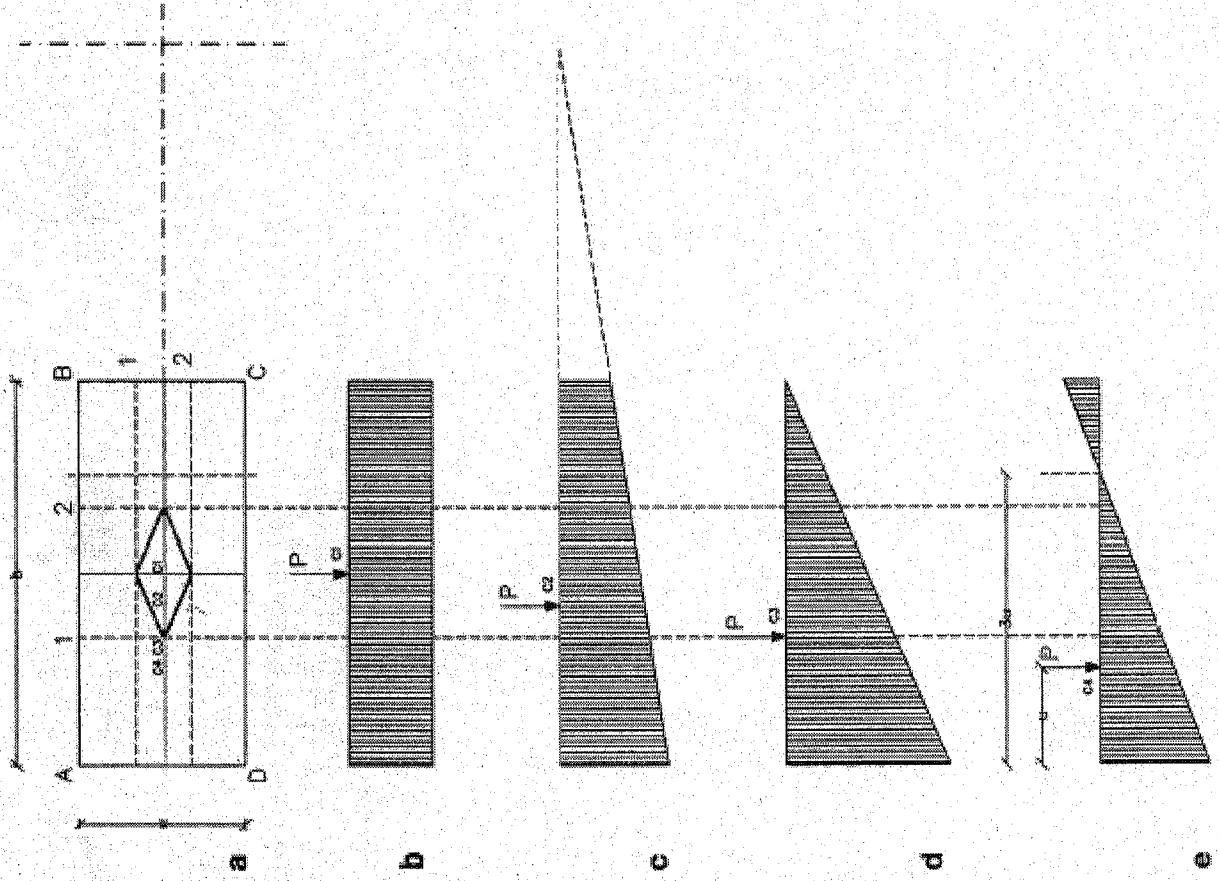
$$\tau = \frac{V}{0.9 \times B \times d} = \frac{58000}{0.9 \times 1000 \times 460} = 0.15 \frac{N}{mm^2} < \tau_{c0} \text{ verificato}$$

Si adotta la stessa armatura della mensola a monte



distinta delle armature

## Diagrammi delle tensioni in una sezione rettangolare al variare del centro di pressione

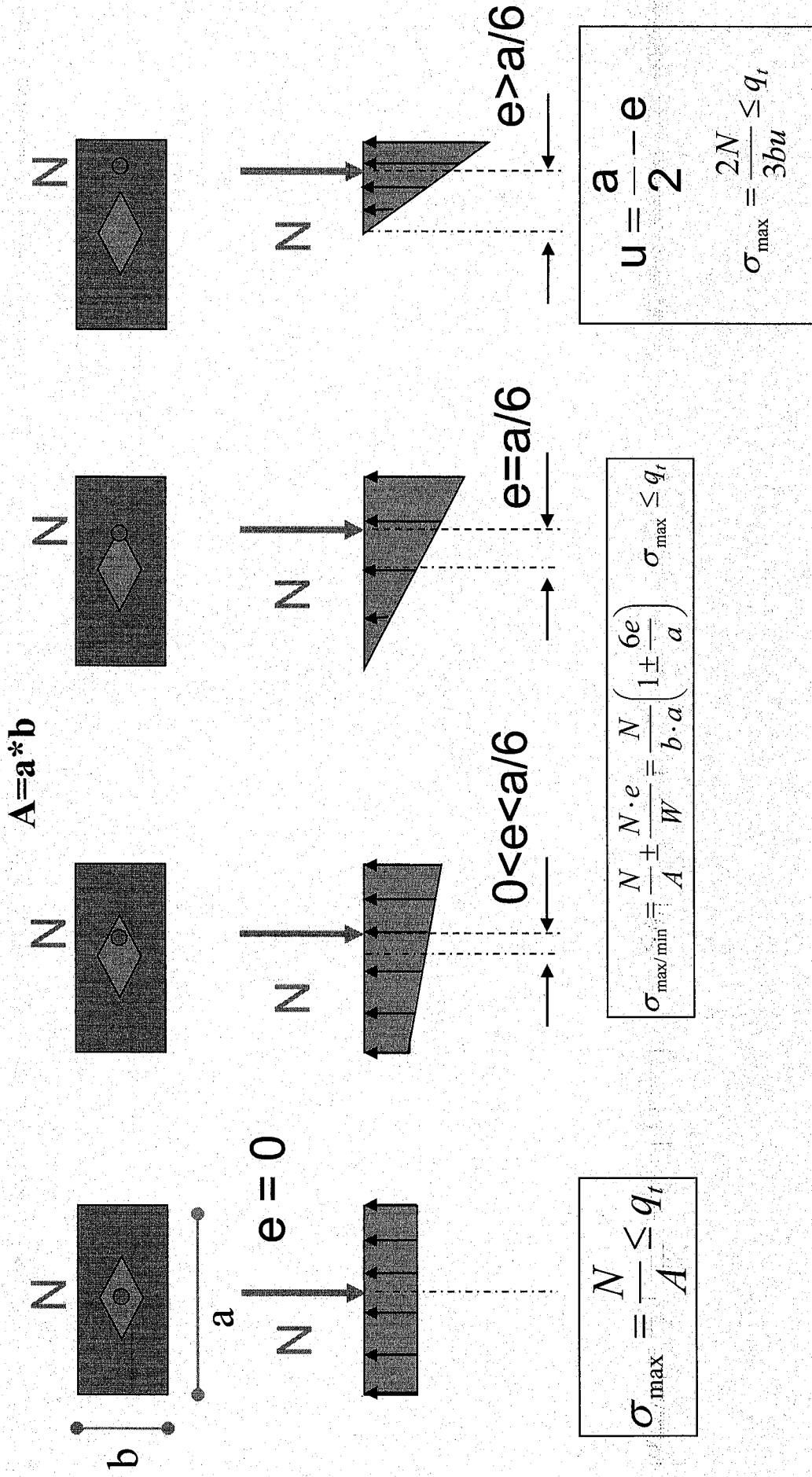


- Nocciolo centrale di inerzia di una sezione rettangolare; il nocciolo è rappresentato da un rombo le cui diagonali sono  $1/3$  dei lati ad esse paralleli.
- La risultante  $P$  cade nel centro; la sezione è omogeneamente sollecitata,  $\sigma_{max} = P/A$
- La risultante  $P$  si sposta verso il lato AD; la sezione è maggiormente sollecitata verso la risultante.
- La risultante  $P$  è nell'estremo del nocciolo centrale di inerzia; la sezione è sollecitata sul lato AD da  $\sigma_{max} = 2P/A$  e sul lato BC da  $\sigma=0$ .
- La risultante  $P$  è fuori dal nocciolo centrale di inerzia; una parte della sezione è sollecitata a trazione; se il materiale non è adatto a sopportare sforzi di trazione, l'area  $A$  della sezione reagente si riduce assumendo il valore  $A = a(b-u)$

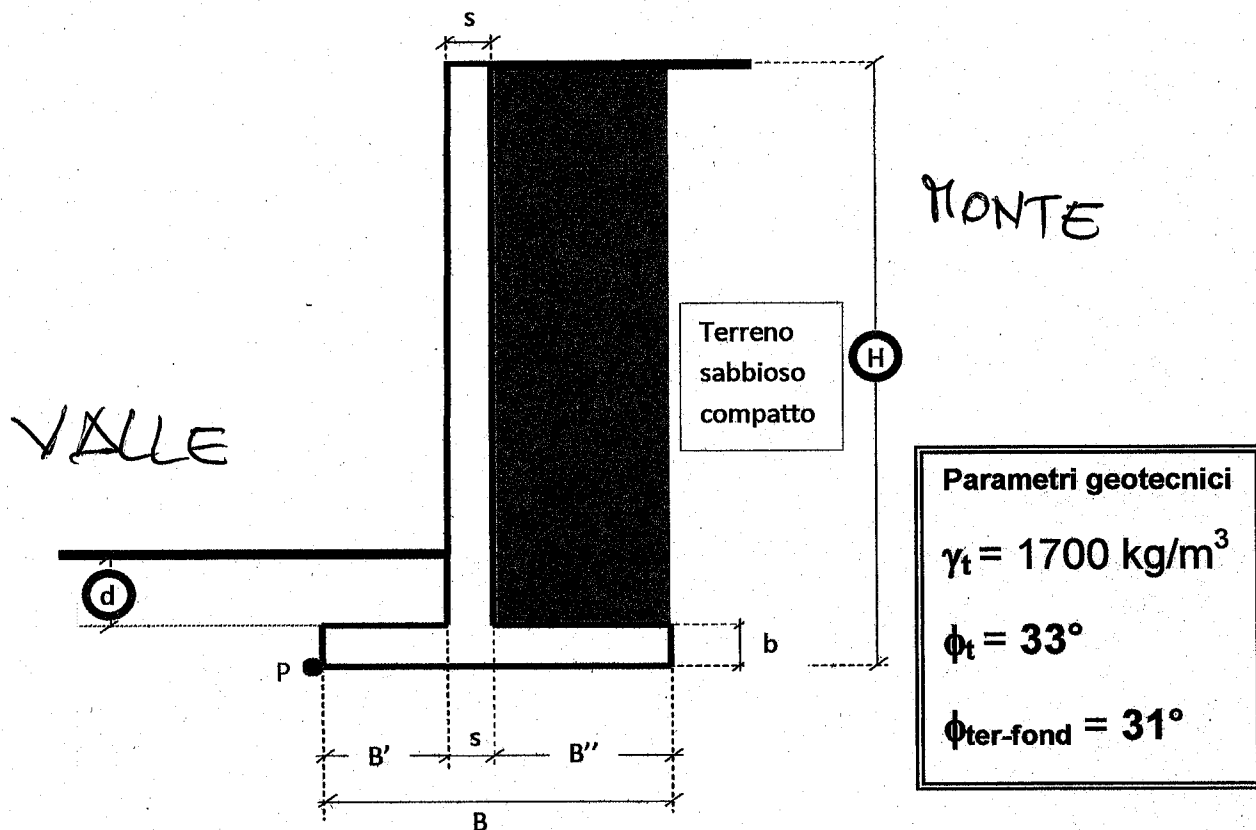
# I Plinti di Fondazione

## 1. Dimensionamento dell'impronta di base

**Ipotesi:** distribuzione lineare della reazione del terreno  
 $q_t$  = carico limite del terreno di progetto



MURO DI SOSTEGNO - Predimensionamento con le formule parametriche e Verifiche



Si fissano:

$H = \underline{\hspace{2cm}}$  m e il valore del terrapieno  $d = 1,0$  m

Si ricavano le altre grandezze geometriche della parete di sostegno in c.a. attraverso le seguenti **formule parametriche**:

$$B' = \frac{1}{3} B$$

$$B'' = B - B' - s$$

$$B = 0,4H \div 0,7H$$

$$b = \frac{1}{12} H \div \frac{1}{10} H$$

$$s = 0,2 \div 0,3 \text{ m}$$

## VERIFICA A RIBALTAMENTO

Soddisfatta se

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq 1,5$$

Dove  $M_{stab}$  è il momento stabilizzante e  $M_{rib}$  è il momento ribaltante

$$M_{stab} = W_t d_1 + W_m d_2$$

I momenti sono calcolati rispetto al polo P

$$M_{rib} = S \frac{H}{3}$$

La spinta esercitata dal terreno è pari a :

$$S = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

dove  $K_a$  è il coefficiente di spinta pari a :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$



## VERIFICA A SCORRIMENTO

Soddisfatta se

$$N * f \geq 1,3S$$

Dove

$$N = W_t + W_m$$

Il **coefficiente di attrito f** è funzione dell'angolo di attrito terra-fondazione e vale :

$$f = \operatorname{tg} \varphi_{\text{ter-fond}}$$

## VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

Soddisfatta se

$$\frac{q_{ult}}{\sigma_{max}} \geq 2$$

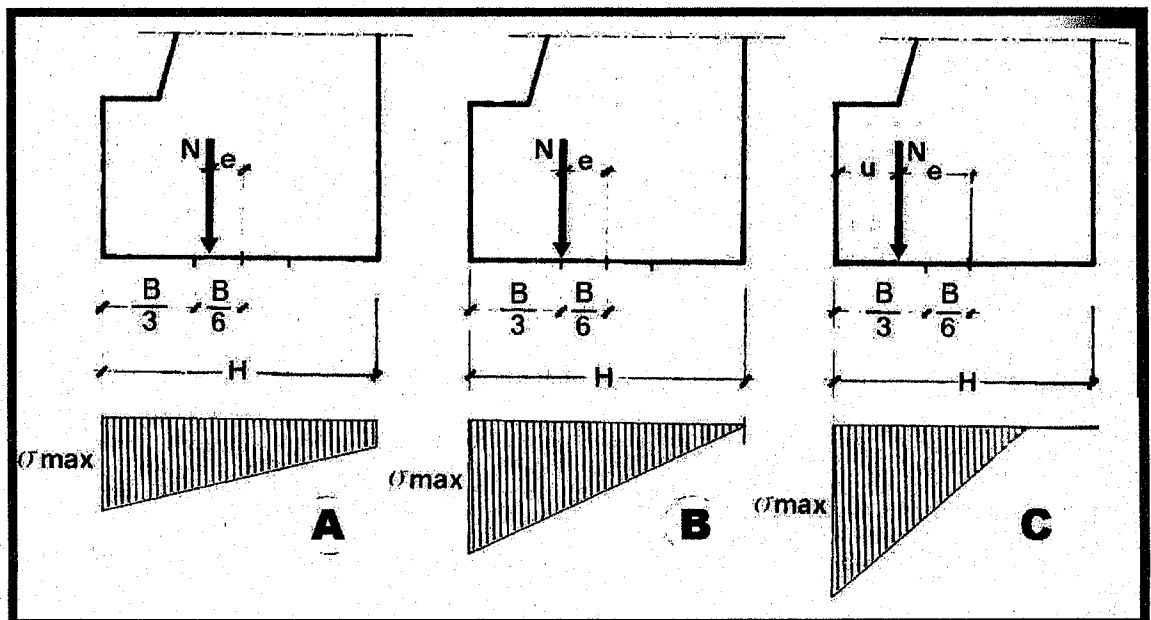
Rapporto tra la pressione ultima del terreno  $q_{ult}$  e la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione  $\sigma_{max}$ .

La pressione ultima del terreno si ricava con la **formula di Hansen**. Invece per ricavare la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione si ricava:

$$u = \frac{M_{stab} - M_{rib}}{N} \quad e = \frac{B}{2} - u$$

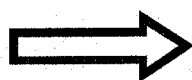
Dove  $e$  rappresenta l'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione, mentre  $u$  è l'eccentricità delle forze verticali agenti rispetto al polo P.

Si possono verificare 3 casi, in funzione dei quali calcoleremo la tensione  $\sigma_{max}$ :



• CASO A

$$u > \frac{B}{3} \quad e < \frac{B}{6}$$



$$\sigma_{\max} = \frac{N}{100B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

• CASO B

$$u = \frac{B}{3} \quad e = \frac{B}{6}$$



$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{100B}$$

• CASO C

$$u < \frac{B}{3} \quad e > \frac{B}{6}$$



$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3 * 100u}$$

### Caso 3):

Spinta orizzontale  
Terrapieno orizzontale  
Paramento int. verticale

#### Simbologia:

$S_a$  = spinta attiva

$S_q$  = spinta dovuta al sovraccarico  $q$

$S_t$  = spinta dovuta al terreno

$h_1$  = strato di terra equivalente a  $q$

$s_e$  = scarpa esterna

$\delta$  = angolo attrito terra-muro

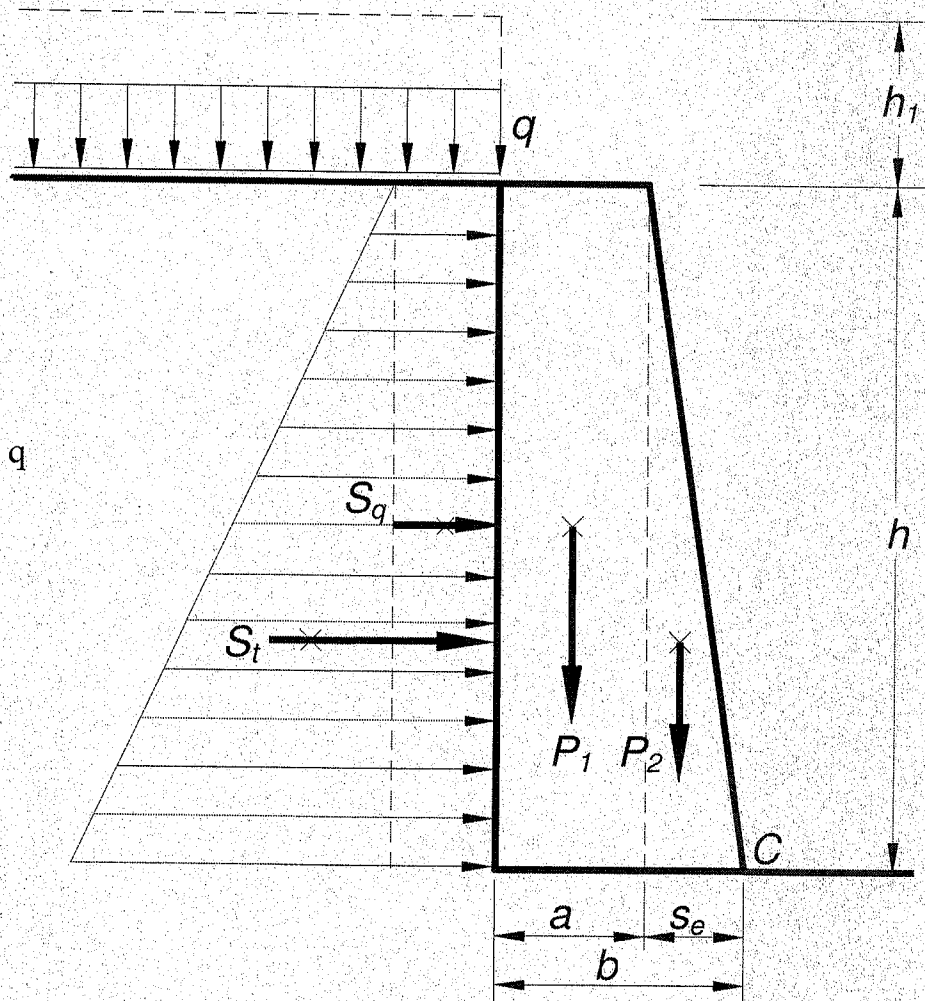
$\varphi$  = angolo attrito interno

$\gamma_m$  = peso specifico del muro

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno

$\lambda_a$  = coefficiente di spinta attiva

$\sigma_t$  = tensione amm. terreno



**Verifiche** (valgono in ogni caso):

a) Verifica a ribaltamento:  $M_s/M_r \geq 1,5$

b) Verifica a schiacciamento del terreno:  $c = (M_s - M_r)/V$ ;  $e = b/2 - c$

b<sub>1</sub>) se  $e < b/6 \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{V}{100b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) \leq \bar{\sigma}_t$

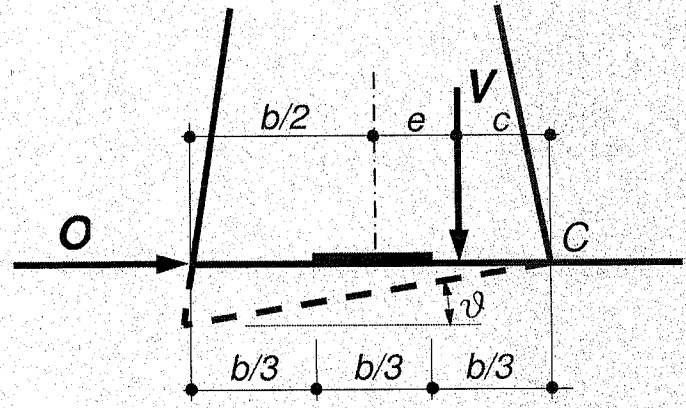
b<sub>2</sub>) se  $e > b/6 \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2V}{300c} \leq \bar{\sigma}_t$

c) Verifica a scorrimento:

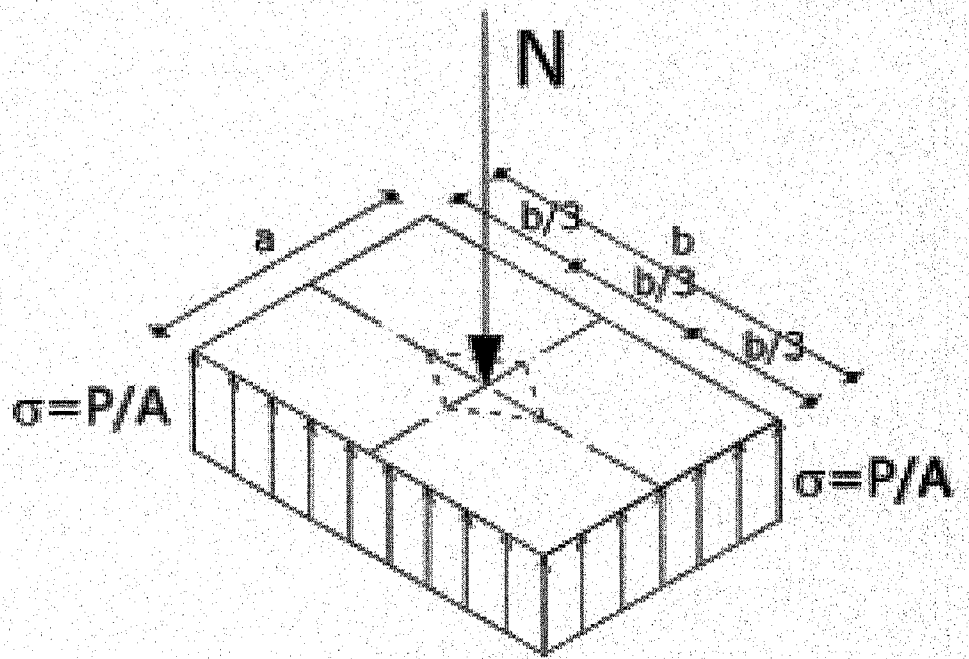
detto  $\vartheta$  l'angolo che la base di fondazione forma con l'orizzontale deve risultare:

$$\tan \vartheta \geq \frac{1,3O - V \tan \delta}{1,3V + O \tan \delta}$$

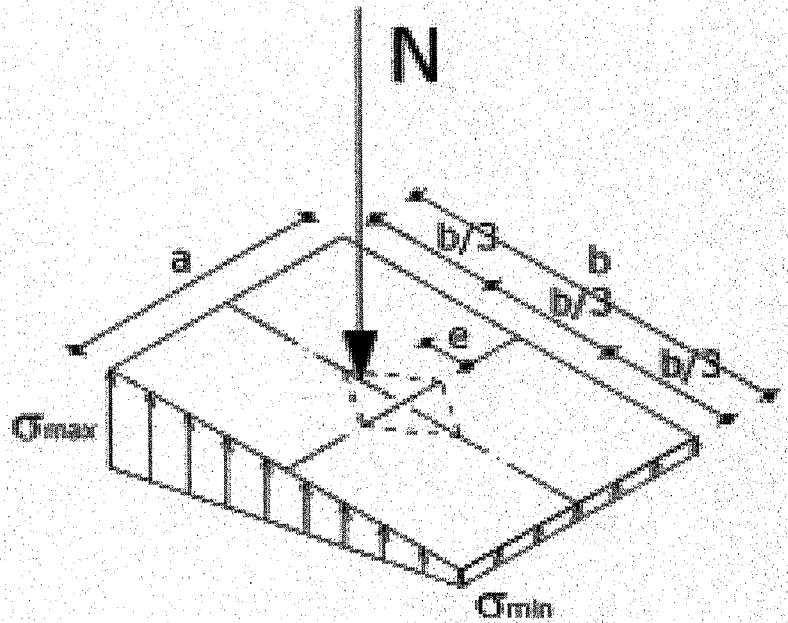
Con la limitazione  $\vartheta \geq 0^\circ$



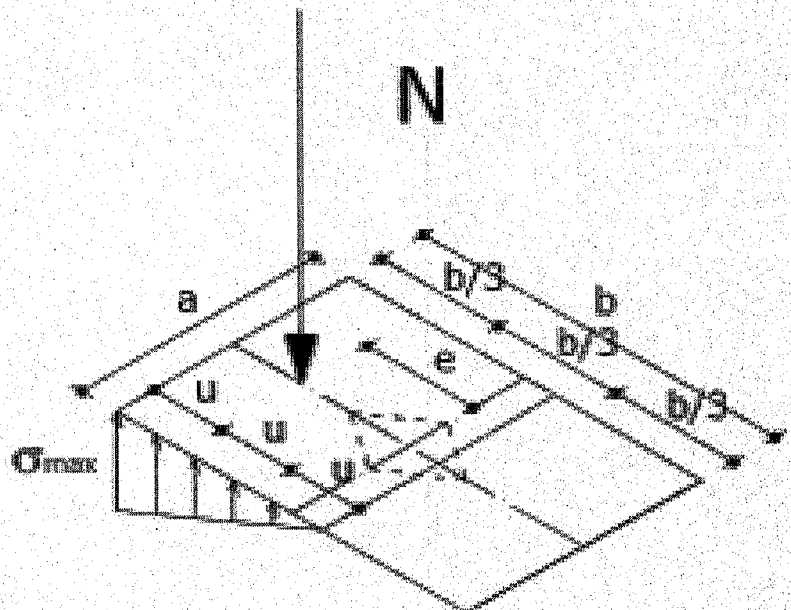
$e=0$



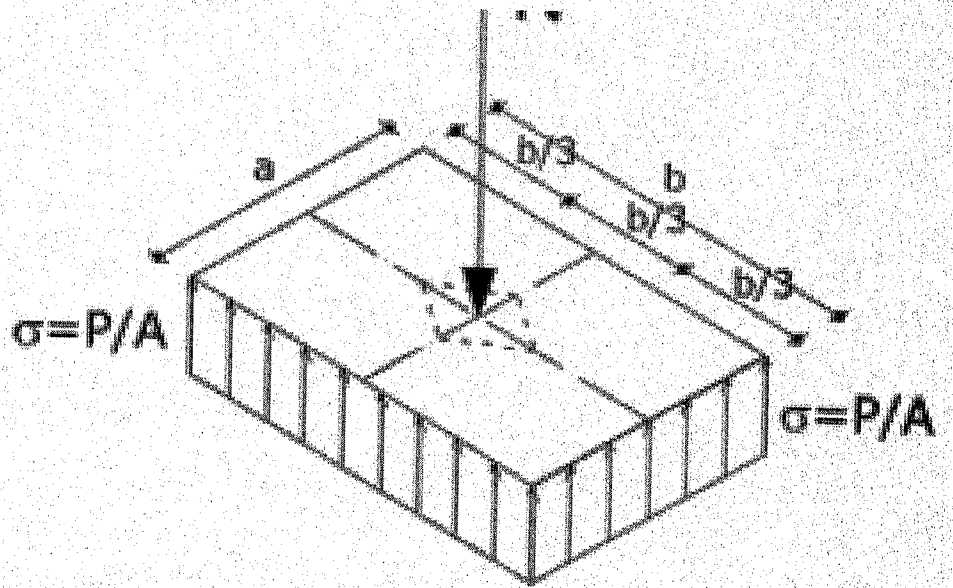
$e \leq b/6$



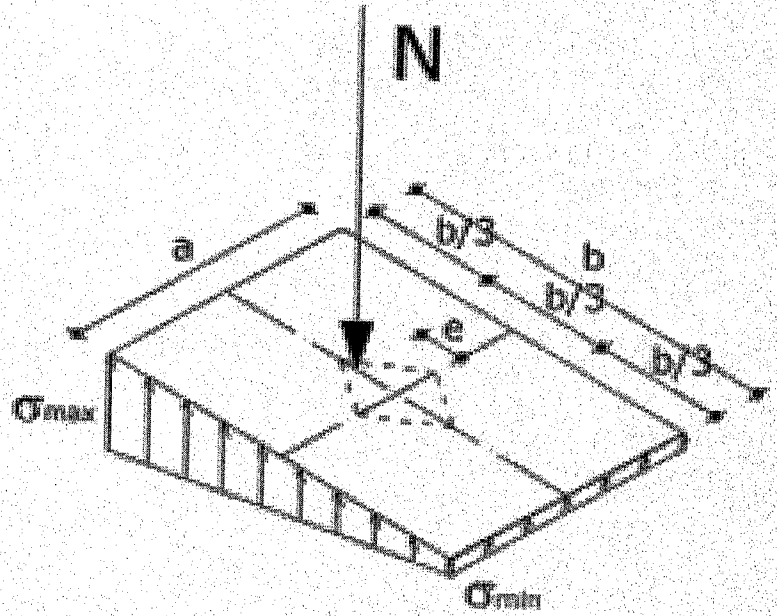
$b/6 \leq e \leq b/2$



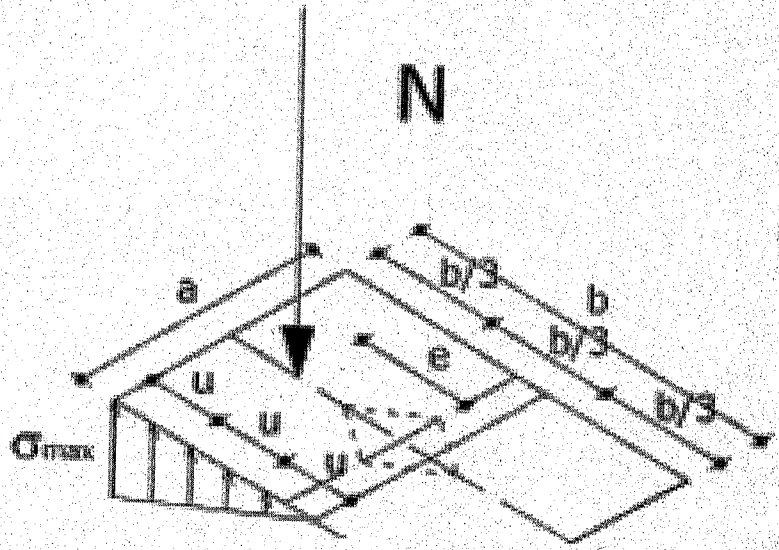
$$e=0$$



$$e \leq b/6$$



$$b/6 \leq e \leq b/2$$





## MURO DI SOSTEGNO A GRAVITÀ

Si deve progettare un muro di sostegno di una terrapiena avente le seguenti caratteristiche:

$$\gamma_t = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$h = 2,50 \text{ m}$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\bar{\sigma}_t = 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$\delta = 22^\circ$$

$$\varepsilon = 0$$

Per il progetto di tale muro si opta per una tipologia a gravità. Per il calcolo dello sfilante si hanno le condizioni per applicare il metodo di Coulomb.

$$S = \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right) \cdot \gamma_t = \frac{2,50^2}{2} \cdot 16 \cdot 0,271 = 13,55 \text{ kN}$$

$$\text{di agisce ad un'altezza } y = \frac{2,50}{3} = 0,833 \text{ m}$$

Per il dimensionamento del muro si opta per il metodo tabellare scegliendo una scarpa esterna

$$s_e = 0,2 h = 0,2 \cdot 2,50 = 0,50 \text{ m}$$

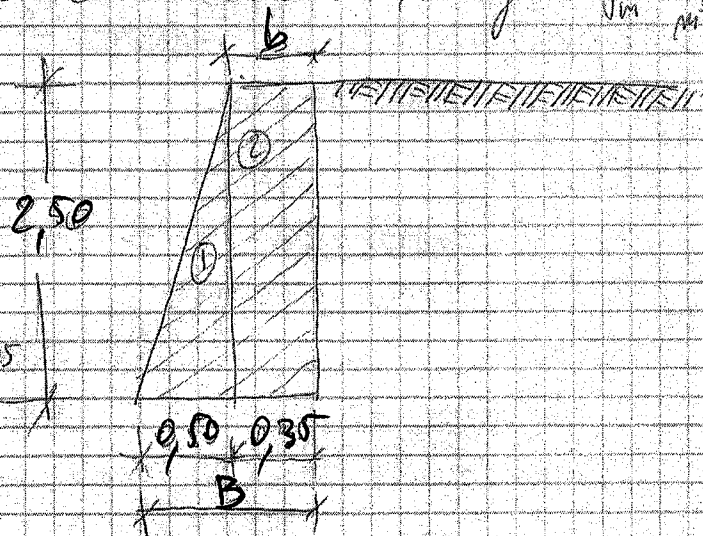
Il muro sarà realizzato in calcestruzzo magro  $\gamma_m = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Lo spessore  $b$  in testa del muro viene determinato confrontando i valori nella tabella

$$k = 0,122$$

$$\text{ovvero } b = k \cdot h = 0,122 \cdot 2,50 = 0,305$$

$$\text{si adotta } b = 0,35 \text{ m}$$



## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La spinta ha direzione orizzontale e agisce ad un'altezza  $y = 0,833 \text{ m}$  per cui genera un momento ribalt.

$$M_R = S \cdot y = 13,55 \times 0,833 = 11,28 \text{ kNm}$$

Per ricercare il momento stabilizzante al muro verso considerato formato da una sezione rettangolare ed una triangolare

	DM	A	P	X	M <sub>s</sub>
1	$\frac{0,50 \times 2,50}{2}$	0,625	15	0,333	5
2	$0,35 \times 2,50$	0,875	21	0,625	14,175
			<u>36,00</u>		<u>19,175</u>

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{19,175}{11,28} = 1,70 \quad \text{VERIFICATO}$$

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\frac{\sum P \cdot f}{T} = \frac{36,00 \cdot 0,40}{13,55} = 1,06 \quad \text{Verificato}$$

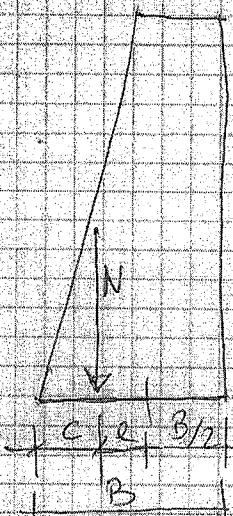
il coefficiente di attrito  $f = 0,40$  in quanto a una verifica interna al muro.

## PROGETTO BASE DI FONDAZIONE

S'progetta la base di fondazione sempre in calcestruzzo magro.

Occorre disporre una fondazione dimensionata in modo che il centro di pressione sia interno o al massimo coincidente con il terzo medio. Risulta

$$B_0 = \frac{3}{2} (B - c)$$



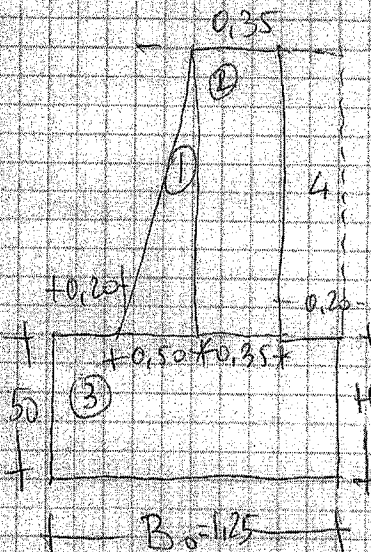
$$c = \frac{M_s - M_z}{\Sigma P} = \frac{19,75 - 11,78}{36} = 0,235 \text{ m}$$

$$B_0 = \frac{3}{2} (0,850 - 0,235) = 0,92 \text{ m}$$

Si progetta una fondazione aggettante di 20 cm. Sia verso valle che verso monte in modo da avere una larghezza

$$B_0 = B + 0,20 + 0,20 = 1,25 \text{ m}$$

L'altezza  $H$  della fondazione dovrà essere almeno pari a 2 volte l'aggetto, per cui si presuppone  $H = 50 \text{ cm}$



### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$S = \frac{h^2}{2} \cdot \rho_c \cdot \tan^2 \left( \frac{90 - \varphi}{2} \right) = \frac{3,00^2}{2} \cdot 16 \cdot 0,171 =$$

$$S = 19,52 \text{ kN}$$

$$y = \frac{3,00}{3} = 1,00 \text{ m}$$

$$M_z = S \cdot y = 19,52 \times 1,00 = 19,52 \text{ kNm}$$

Per il calcolo del momento stabilizzante si considerano il muro più la striscia di terreno che insiste sull'aggetto della fondazione a monte

	S.M	P	x	P.S
1	$\frac{0,50 \times 2,50}{2}$	0,625	15	9,375
2	$0,35 \times 2,50$	0,875	21	18,375
3	$1,25 \times 0,50$	0,625	15	9,375
4	$0,20 \times 2,50$	0,5	8	4,000
		59		44,94

$$\frac{M_s}{M_z} = \frac{44,94}{19,52} = 2,30$$

VERIFICATO



## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$f = t_g 24^\circ = 0,444$$

$$\frac{\sum P \cdot f}{T} = \frac{59 \times 0,444}{19,52} = 1,34 \quad \text{VERIFICATO}$$

## VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO

Calcolo la distanza  $e$  delle risultanti dal bordo compreso

$$c = \frac{M_s - M_e}{\sum P} = \frac{44,94 - 19,52}{59} = 0,430 \text{ m}$$

$$e = \frac{B_0}{2} - c = \frac{1,25}{2} - 0,430 = 0,194 \text{ m}$$

$$\frac{B_0}{6} = \frac{1,25}{6} = 0,208 \text{ m} \quad e < \frac{B_0}{6}$$

Il centro di pressione risulta interno al terzo medio della Base per cui la formula di verifica è:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{T}{1000 \cdot B_0} \left( 1 + \frac{6e}{B_0} \right) = \frac{59 \cdot 1000}{1000 \times 1250} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,194}{1250} \right) = 0,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \bar{\sigma}_c$$

Verificato

## METODO OPERATIVO IN PRESENZA DI SOVRACCARICO

Con riferimento alla figura: *DI PAG. 11*

$h^* = \frac{q}{\gamma_t}$  altezza verticale di terra equivalente; essa corrisponde all'altezza verticale dei punti A-A\*;

$h' = \frac{h^*}{1 + tg\beta tg\varepsilon}$  altezza verticale di muro equivalente; essa corrisponde all'altezza verticale dei punti A-A' allineati con il prolungamento A-B del muro;

- a partire dal punto A' si conduce la retta di direzione, inclinata di  $\varphi + \delta$  rispetto al paramento del muro;

- operando la relativa costruzione grafica, si determinano i moduli di spinta  $J = FG$  ed  $m = FN$ ;

- in figura, con riferimento al solo terreno (in assenza di sovraccarico) si sono determinati i moduli di spinta  $J_t$  ed  $m_t$  del terreno (in fig. riportati a tratteggio);

- la spinta sul paramento fittizio che dal punto B arriva fino al punto A' avente altezza  $h+h'$  (vedi fig.) si assume pari all'area del triangolo di spinta, ossia:

$$S_{A'-B} = \frac{1}{2} \gamma_t J m = \gamma_t A \quad (\text{KN/ml}) \quad \text{con} \quad A = \frac{1}{2} J m ;$$

- noti J ed m operando con la costruzione riportata in fig.1, l'area del triangolo avente base "b" ed altezza  $h+h'$  è uguale all'area del triangolo di spinta, ossia:  $A = \frac{1}{2} J m = b (h+h')/2$  ;

- dalla quale si può ricavare la lunghezza della base:

$$b = J m / (h+h') = \frac{2S_{A'-B}}{\gamma_t (h+h')} \quad (\text{metri})$$

- analogamente dalla proporzione:  $b/(h+h') = a/h'$  si ricava:

$$a = b h' / (h+h') \quad (\text{metri})$$

- la spinta effettiva sul muro A-B di altezza h si assume (in questo caso) pari all'area del trapezio di base maggiore "b" e base minore "a" (vedi fig.1);

$S_{A-B} = \frac{1}{2} (b+a) \gamma_t h$  essa risulta anche data da:

$$S_{A-B} = S_t \left[ 1 + \frac{2h'}{h} \right] = \frac{1}{2} \gamma_t J_t m_t \left( 1 + \frac{2h'}{h} \right)$$

con  $J_t$  ed  $m_t$  (vedi fig.) moduli di spinta del solo terreno, ossia:

$$S_{A-B} = S_t + S_q \text{ dove}$$

$S_t$  la spinta sulla parete A-B dovuta al solo terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t J_t m_t = \frac{1}{2} (b-a) h \gamma_t \quad (\text{KN/ml})$$

$S_q$  la spinta sulla parete A-B dovuta al sovraccarico "q":

$$S_q = a h \gamma_t \quad (\text{KN/ml})$$

Il punto di applicazione della spinta  $S_{A-B}$  viene determinato conducendo dal baricentro del trapezio, riportato in fig.1, la parallela alla base del muro fino ad incontrare la parete A-B;

- la posizione "y" della spinta vale:

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{2a+b}{a+b} \right) \quad (*)$$

- la spinta  $S_{A-B}$  rispetto alla normale al paramento del muro va inclinata dell'angolo  $\delta$  (vedi fig.);

- il valore della "y" può ricavarsi anche dall'equazione:

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{h+3h'}{h+2h'} \right)$$

per dimostrare quest'ultima basta osservare che l'area del trapezio delle pressioni (fig.1) vale:

$$\frac{1}{2} (b+a) h = A_0 \quad \text{da cui} \quad (b+a) = 2 A_0 / h \quad (1)$$

$$\text{dalla proporzione: } a/h' = b/(h+h') \quad \text{si ha: } a = b h' / (h+h') \quad (2)$$

sostituendo quest'ultimo valore nella (1) si ottiene

$$b + \frac{b h'}{h+h'} = 2 A_0 / h \quad \text{dalla quale si ricava:}$$

$$b = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h+h'}{h+2h'} \right) \quad \text{sostituendo questa nella (2) si ha:}$$

$$a = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h'}{h+2h'} \right)$$

sostituendo questi valori di "a" e di "b" nella equazione (\*) si ricava:

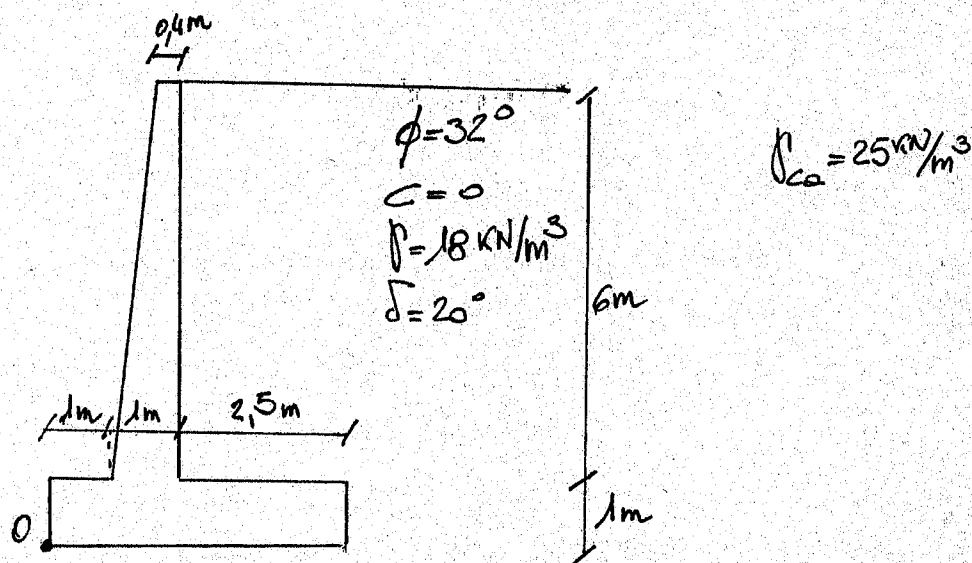
$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{h+3h'}{h+2h'} \right)$$

$$b = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h+h'}{h+2h'} \right)$$

$$a = \frac{2 A_0}{h} \left( \frac{h'}{h+2h'} \right)$$

## 7.2 Calcolo e verifica di un muro di sostegno a mensola

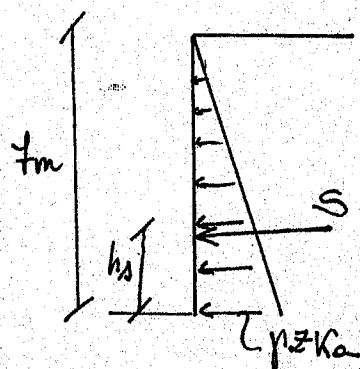
Verificare il muro a mensola della figura a pagina (1)



peso terreno  $W_T = 6 \times 2,5 \times 18 = 270 \text{ kN}$

peso muro  $W_H = \left[ (4,5 \times 1) + \frac{(1+0,4) \times 6}{2} \right] \times 25 = 217,5 \text{ kN}$

spinta attiva



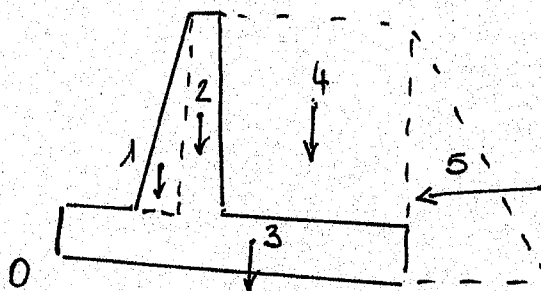
$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

$$= \frac{1}{2} \times 18 \times 7^2 \times 0,276 = 121,8 \text{ kN}$$

$$k_a = 0,276$$

$$h_s = \frac{H}{3} = \frac{7}{3} = 2,33 \text{ m}$$

Verifica a ribaltamento rispetto O





	Forze	braccio	Momento
1	$\frac{1}{2} \times 6 \times 0,6 \times 25 = 45$	$1 + \frac{2}{3} \times 0,6 = 1,4$	63 kN.m
2	$6 \times 0,4 \times 25 = 60$	$1 + 0,6 + 0,2 = 1,8$	108 kN.m
3	$45 \times 1 \times 25 = 112,5$	2,25	253,1 kN.m
4	$6 \times 2,5 \times 18 = 270$	$2 + \frac{2,5}{2} = 3,25$	877,5 kN.m
5	forza destabilizzante $\rightarrow$ vol elaps		
<b>487,5 kN</b>			

$$M_{\text{mob}_0} = 1301,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{rub}_0} = S \cdot h_s = 121,8 \times 2,33 = 283,8 \text{ kN.m}$$

$$\bar{F}_s = \frac{M_{\text{mob}_0}}{M_{\text{rub}_0}} = 4,59 > 1,5 \text{ ok}$$

Verifica capacità portante

$$V_{\text{tot}} = 487,5 \text{ kN}$$

$$H_{\text{tot}} = 121,8 \text{ kN}$$

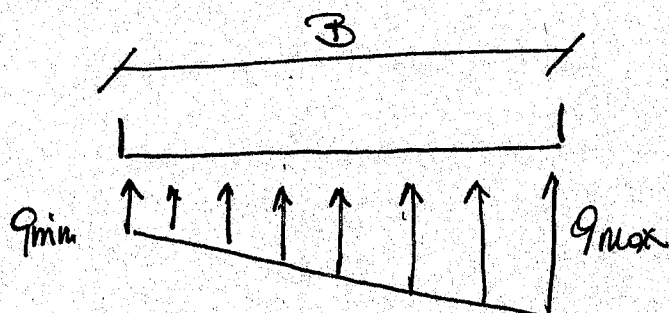
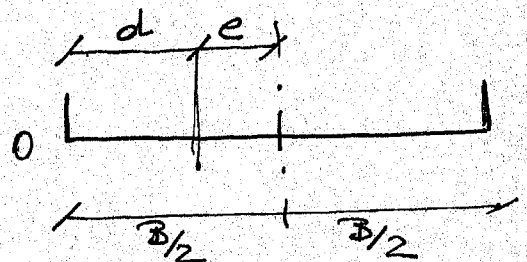
$$M_0 = M_{\text{mob}_0} - M_{\text{rub}_0} = 1301,6 - 283,8 = 1017,8 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_0}{V} = \frac{1017,8}{487,5} = 2,08 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 2,25 - 2,08$$

$$= 0,17 \text{ m eccentricità}$$

$$\frac{B}{6} = 0,45 > e$$



de verifica a capacità portante viene fatto con il valore  $q_{max}$

(3)

$$q_{max} = \frac{V}{B_{x1}} + \frac{6H}{B_{x1}^2} = \frac{487,5}{4,5} + \frac{6 \times 1017,8}{4,5^2}$$

$$= 108,3 + 301,6 = 409,9 \text{ KN/m}^2$$

Per calcolare la capacità limite  $q_{lim}$  del terreno, si impiega Terzaghi-Hansen tenendo presente l'asimmetria dello scavo (quindi viene meno il termine  $q$ ), l'assenza di coesione (quindi anche il termine  $c$  non c'è) e l'eccentricità del carico (quindi  $i_p$ )

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma N_f \cdot B \cdot i_p$$

$$m = \frac{2+B}{1+B} = \frac{2+4,5}{1+4,5} = 1,18$$

$$i_p = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{121,8}{487,5}\right)^{(1,18+1)} = (1-0,25)^{2,18} = 0,53$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \times 18 \times 30,22 \times 4,5 \times 0,53$$

$$= 648,7$$

$$q_s = \frac{V}{B_{red}} = \frac{487,5}{4,5 - 2 \times 0,17} = 117,2 \text{ KN/m}$$

considerare base  
radotta B-2e  
(vd pag 8.3.3 del  
quaderno 1)

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{648,7}{117,2} = 5,53$$

Se però si considera la distribuzione  
di tensioni di contatto

(4)

$$F_s = \frac{q_{\min}}{q_{\max}} = \frac{648,7}{409,9} = 1,58$$

il fattore di sicurezza si riduce sensibilmente  
e cade al di sotto del 2,5 riportato  
nelle tabelle a pag 43 del quaderno 1.  
Per sicurezza in sicurezza anche puntualmente  
in questo caso quindi si deve ammettere  $\beta$ ,  
tenendo presente che in tal modo c'è  
da ricalcolare tutto.

Si suppone che la verifica sia soddisfatta!  
Verifica a slittamento

$\delta$  è l'angolo di attrito di terreno lungo  
l'orizzonte della fondazione

$$\Rightarrow F_{\text{res}} = V \cdot \tan \delta = 487,5 \cdot \tan 20^\circ = 177,4 \text{ kN}$$

$$F_{\text{den}} = \frac{1}{2} \cdot S = 121,8 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{F_{\text{res}}}{F_{\text{den}}} = \frac{177,4}{121,8} = 1,46 < 1,5$$

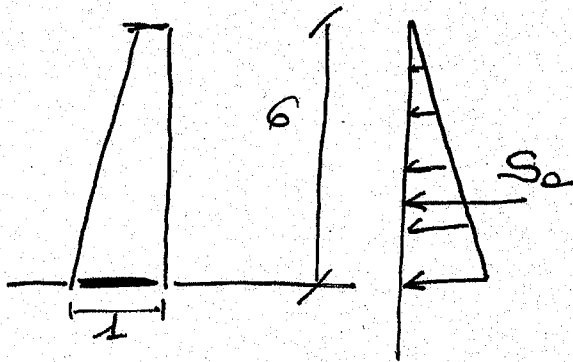
Anche questa verifica non è soddisfatta,  
anche se spesso si adottano valori di  
sicurezza per questa verifica di 1,3

Anche in questo caso, aumentare  $B$  comporta l'aumento del numeratore mentre non cambia la spinta  $S$ , esponendo il tutto in newtona (5)

### Verifiche strutturali

Di seguito si valute nelle sezioni di interesse i valori di  $H$  e  $T$ .

\*) Mensola verticale



$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot h^2 \cdot k_a$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 6^2 \cdot 0,276$$

$$= 89,4 \text{ kN}$$

$$h_{s2} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

La sezione da studiare e verificare è quella di incastro, dove si avrà

$$H = S_a \cdot \frac{h_{s2}}{3} = 178,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T = S_a = 89,4 \text{ kN}$$

La sezione presenta fibre d'asse lato monte quindi al minimo sarà richiesta una armatura semplice nella sezione. La sezione è anche soggetta a carico oriole  $N = 100 \text{ kN}$  (peso della mensola verticale)

da rete aera  $\sigma_a$  è  $1 \times 1 \text{ m}$ .

Se si assume con  $5 \text{ cm}$  ad esempio

(6)

$$\sigma_c = 26,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 1511,9 \text{ kg/cm}^2$$

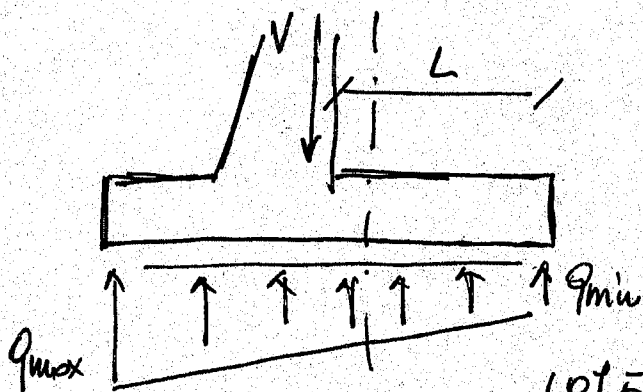
nell'ipotesi di cls R<sub>ck</sub> 350 e acciaio

F<sub>yk</sub> 44 k

\*) Vediamo se le mensole di fondazione  
de sezioni più ampie sono quelle all'incastro

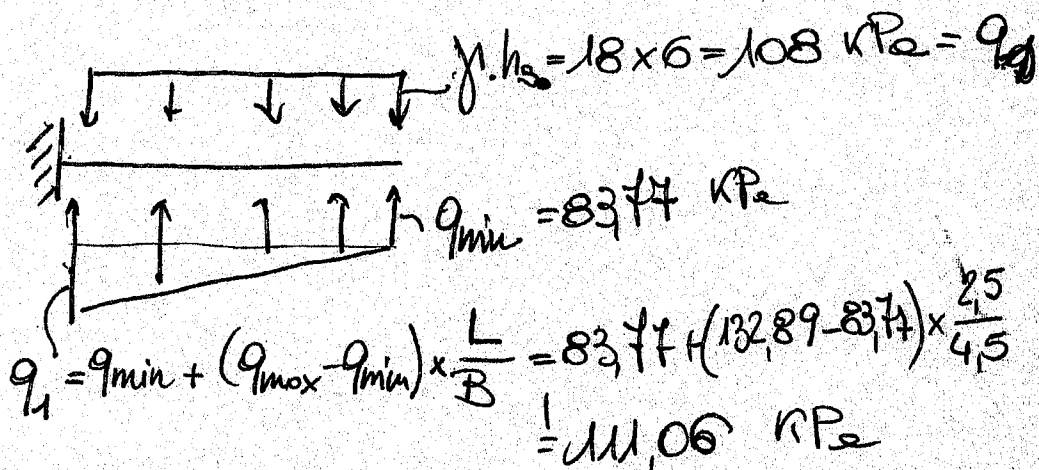
ciò che rimane è  
il costo  $V$  di durata  
"e" dell'ome barometrico

$$q_{\min/\max} = \frac{V}{B} \pm \frac{6 \cdot (V \cdot e)}{B^2}$$



$$q_{\max} = \frac{4875}{4,5} + \frac{6 \cdot 4875 \cdot 0,17}{4,5^2} = \begin{cases} 132,89 \\ 83,77 \end{cases}$$

sulle mensole di monte in altre



il momento nelle sezioni di  
incentro vale dunque

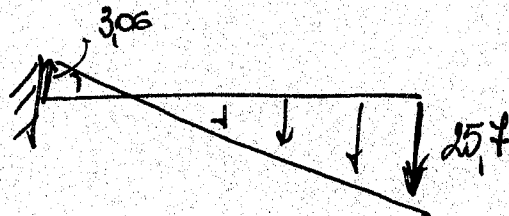
(7)

$$M_x = \frac{1}{2} \times L^2 \times (q_{\min} - q_A) + \frac{1}{6} \times L^2 \times (q_1 - q_{\min})$$

$$= \frac{1}{2} \times 25^2 \times (83,77 - 108) + \frac{1}{6} \times 25^2 \times (181,106 - 83,77)$$

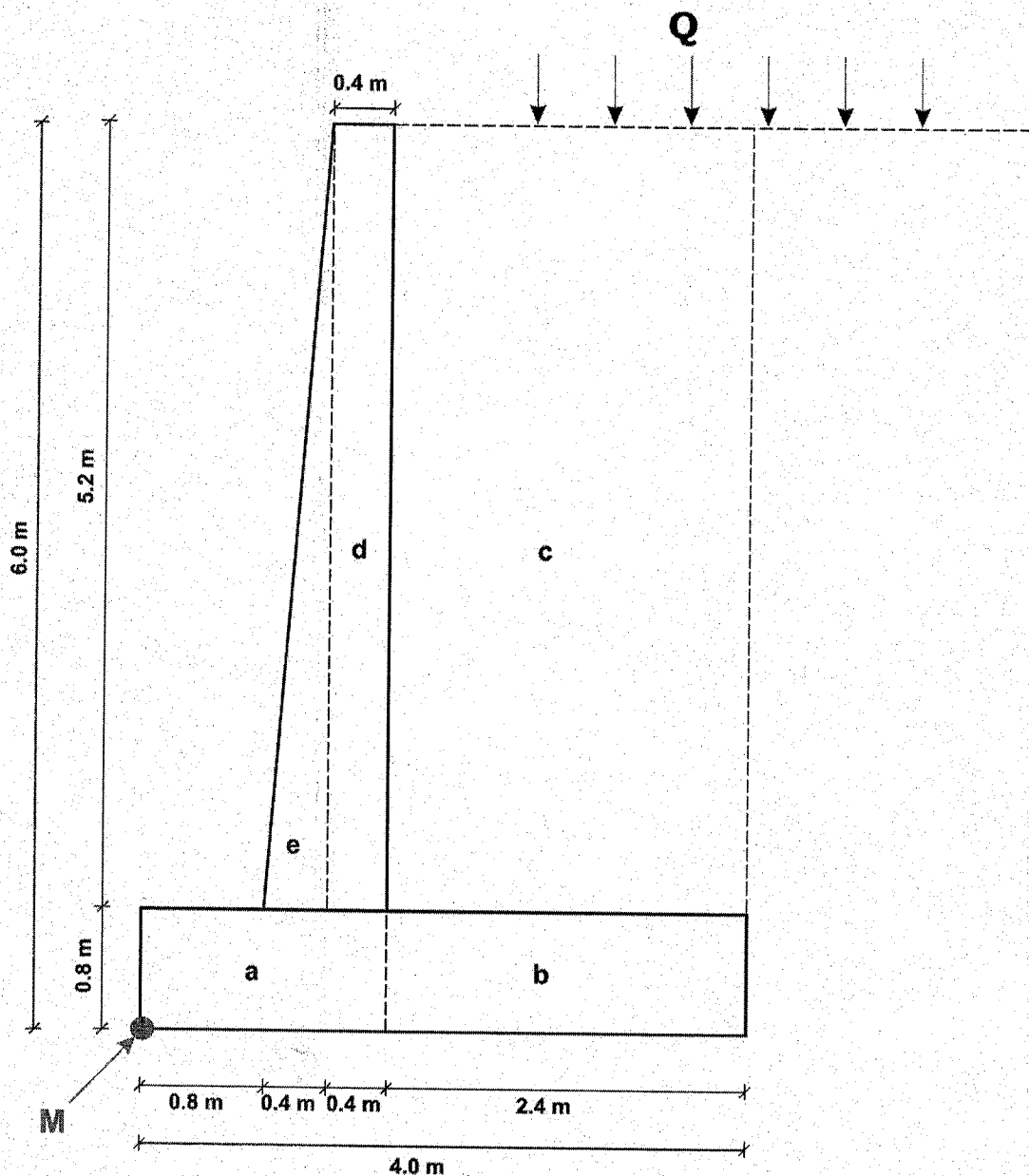
$$= -75,72 + 24,42 \text{ kN.m}$$

$$= -47,3 \text{ kN.m}$$



d'occurato richiede però al  
minimo nelle parte opposte

#### 4 ESEMPIO PRATICO DI VERIFICHE GEOTECNICHE DI UN MURO A MENSOLA IN C.A.



Terreno a tergo del muro: ghiaia sabbiosa

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi_k = 35^\circ$$

$$\Phi_d = 29.3^\circ$$

$$\delta = 0 \text{ tra muro e terreno a tergo}$$

$$\delta = \Phi_k \text{ o } \Phi_d \text{ tra muro e terreno di fondazione}$$

$$\beta = 0 \text{ angolo terrapieno}$$

**Muro a mensola**

$$\gamma_{cls} = 24 \text{ kN/m}^3$$

**Sovraccarico**

$$Q = 10 \text{ kN/m}^2$$



**Dati sismici**

Zona sismica : 3

Classe d'uso : II

 $V_N$  : 50 anni $V_R$  : 50 anni $T_R$  SLV : 475 anni

Categoria di sottosuolo: B

Condizioni topografiche : area pianeggiante

 $a_g = 0.908 \text{ m/s}^2$  $a_g/g = 0.0908$  $a_{max} = 1.09 \text{ m/s}^2$  $a_{max}/g = 0.109$  $k_h = (a_{max}/g) \cdot \beta_m = 0.109 \cdot 0.24 = 0.026$  $K_v = 0.026 \cdot 0.5 = 0.013$  $\theta = kh/1 \pm k_v = 1.47^\circ; 1.51^\circ$ **4.1 CONDIZIONI STATICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI**

settore	area (A) m <sup>2</sup>	peso (W) kN/m	braccio rispetto a M (m)	momento rispetto a M (kN/m·m)
<b>a</b>	<b>1.28</b>	<b>30.72</b>	<b>0.80</b>	<b>24.58</b>
<b>b</b>	<b>1.92</b>	<b>46.08</b>	<b>2.80</b>	<b>129.02</b>
<b>c</b>	<b>12.48</b>	<b>237.12</b>	<b>2.80</b>	<b>663.94</b>
<b>d</b>	<b>2.08</b>	<b>49.92</b>	<b>1.40</b>	<b>69.89</b>
<b>e</b>	<b>1.04</b>	<b>24.96</b>	<b>1.10</b>	<b>27.46</b>
<b>totale</b>	<b>18.80</b>	<b>388.80</b>	<b>2.35</b>	<b>914.88</b>

Le **azioni orizzontali** sono calcolate col metodo di Rankine (assenza di attrito tra muro e terreno a tergo del medesimo) in presenza di angolo di attrito caratteristico e di progetto:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_k}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_k}} = 0.263$$

$$P_{ay} = \frac{yH^2}{2} \cdot K_a = \frac{19 \cdot 6 \cdot 6}{2} \cdot 0.263 = 89.95 \text{ kN/m}$$

$$P_{aq} = QHK_a = 10 \cdot 6 \cdot 0.263 = 15.78 \text{ kN/m}$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_d}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_d}} = 0.300$$

$$P_{aq} = QHK_a = 10 \cdot 6 \cdot 0.300 = 18.00 \text{ kN/m}$$

$$P_{ay} = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a = \frac{19 \cdot 6 \cdot 6}{2} \cdot 0.300 = 102.60 \text{ kN/m}$$

Le **azioni verticali** sono pari a:

$$W = 388.80 \text{ kN/m}$$

#### 4.1.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)

$$R_d = \sum M_{stab} = \gamma_G \cdot W \cdot b_w + \gamma_Q \cdot Q \cdot b_q$$

ove:

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli = **0.9**

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

$b_w$  = "braccio" di  $W$  = **2.35 m**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

$Q$  = sovraccarico

$B_q$  = "braccio" di  $Q$

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo  $\gamma_Q = 0$ , il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = 0.9 \cdot 388.80 \cdot 2.35 = 822.31 \text{ kNm / m}$$

$$E_d = \sum M_{rib} = \gamma_G \cdot P_{ay} \cdot \frac{H}{3} + \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove:

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, pari a **1.1**

$P_{ay}$  = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri di progetto) = **102.60 kN/m**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

$P_{aq}$  = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri di progetto) = **18.00 kN/m**

$H$  = altezza del muro = **6m**

$H/3$  = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$  = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

$$E_d = 1.1 \cdot 102.60 \cdot \frac{6}{3} + 1.5 \cdot 18.00 \cdot \frac{6}{2} = 306.72 \text{ kNm / m}$$

$$R_d \geq E_d$$

**Verifica soddisfatta**

#### 4.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2)

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (\gamma_G \cdot W \cdot \operatorname{tg} \delta_d + \gamma_Q \cdot Q \cdot \operatorname{tg} \delta_d)$$

ove

$\gamma_R$  = coefficiente parziale da applicare alle resistenze = **1.0**

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **1.0**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

$Q$  = componente normale al piano di fondazione del sovraccarico; il sovraccarico non viene quindi portato in conto nella determinazione delle forze stabilizzanti

$\delta_d$  = angolo di attrito di progetto tra muro e terreno di fondazione = **29.3°**

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo  $\gamma_Q = 0$ , il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = \frac{1}{1.0} (1 \cdot 388.80 \cdot 0.56) = 217.73 \text{ kN / m}$$

$$E_d = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq}$$

ove:

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli = **1.0**

$P_{ay}$  = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri di progetto) = **102.60 kN/m**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.3**

$P_{aq}$  = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri di progetto) = **18.00 kN/m**

$$E_d = 1.0 \cdot 102.60 + 1.3 \cdot 18.00 = 126.00 \text{ kN / m}$$

$$R_d \geq E_d$$

**Verifica soddisfatta**

#### 4.1.3 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 2)

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (\gamma_G \cdot W \cdot \operatorname{tg} \delta_k + \gamma_Q \cdot Q \cdot \operatorname{tg} \delta_k)$$

ove

$\gamma_R$  = coefficiente parziale da applicare alle resistenze = **1.1**

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **1.0**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

$Q$  = componente normale al piano di fondazione del sovraccarico; il sovraccarico non viene quindi portato in conto nella determinazione delle forze stabilizzanti

$\delta_k$  = angolo di attrito caratteristico tra muro e terreno di fondazione = **35°**

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo  $\gamma_Q = 0$ , il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = \frac{1}{1.1} (1 \cdot 388.80 \cdot 0.70) = 247.42 \text{ kN/m}$$

$$E_d = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq}$$

ove:

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli = **1.3**

$P_{ay}$  = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri caratteristici) = **89.95 kN/m**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

$P_{aq}$  = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri caratteristici) = **15.78 kN/m**

$$E_d = 1.3 \cdot 89.95 + 1.5 \cdot 15.78 = 140.61 \text{ kN/m}$$

$$R_d \geq E_d$$

**Verifica soddisfatta**

#### 4.1.4 VERIFICA AL CARICO LIMITE (APPROCCIO 2)

##### Determinazione dell'eccentricità

$$M_{fond} = \gamma_G \cdot W \cdot \left(b_w - \frac{B}{2}\right) - \gamma_G \cdot P_{ay} \cdot \frac{H}{3} - \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

in cui:

$\gamma_G$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, pari a **1.3**

$\gamma_Q$  = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

$B$  = larghezza della fondazione = **4 m**

$P_{ay}$  = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri caratteristici) = **89.95 kN/m**

$P_{aq}$  = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri caratteristici) = **15.78 kN/m**

$H$  = altezza del muro

$$M_{fond} = 1.3 \cdot 388.80 \cdot (2.35 - 2.0) - 1.3 \cdot 89.95 \cdot 2 - 1.5 \cdot 15.78 \cdot 2 = -127.98 \text{ kNm/m}$$

$$e = \frac{M_{fond}}{\gamma_G W} = \frac{127.98}{1.3 \cdot 388.80} = 0.25 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 4.0 - 0.5 = 3.5 \text{ m}$$

##### Determinazione del fattore di inclinazione del carico "i" (Bowles, 1991)

$H$  = carico orizzontale = taglio alla base statico

$V$  = carico verticale

$$H = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq} = 1.3 \cdot 89.95 + 1.5 \cdot 15.78 = 140.60 \text{ kN/m}$$

$$V = \gamma_G \cdot W = 1.3 \cdot 388.80 = 505.44 \text{ kN/m}$$

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot 140.60}{505.44 + 0}\right)^5 = 0.47$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot 140.60}{505.44 + 0}\right)^5 = 0.34$$

#### Determinazione del fattore di capacità portante "N"

$$N_q = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi tg \varphi} = 3.69 \cdot 9.02 = 33.29$$

(Prandtl, Reissner)

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \varphi = 33.92$$

(Brinch-Hansen)

#### Determinazione della resistenza di progetto Rd (formula di Brinch-Hansen)

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left[ B' \cdot (i_q \cdot q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot B' \cdot i_\gamma) \right] = \frac{1}{1.4} \cdot [3.5 \cdot (0.47 \cdot 0.8 \cdot 19 \cdot 33.29 + 0.5 \cdot 19 \cdot 33.92 \cdot 3.5 \cdot 0.34)]$$

$$R_d = 1553.22 \text{ kN/m}$$

$\gamma_R$  = coefficiente parziale delle resistenze, pari a **1.4**

$$E_d = \gamma_G \cdot W = 1.3 \cdot 388.80 = 505.44 \text{ kN/m}$$

$$R_d \geq E_d$$

**Verifica soddisfatta**

## 4.2 CONDIZIONI SISMICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni orizzontali sono calcolate col metodo di Mononobe-Okabe :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \vartheta)}{\text{sen}(\beta + \delta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

In questo caso:

$\beta = 0$  angolo tra paramento interno del muro e verticale

$i = 0$  angolo terrapieno

$\Phi_k = 35^\circ$

$\Phi_d = 29.3^\circ$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(35 - 0 - 1.51)}{\cos(1.51) \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 1.51) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35 + 0) \text{sen}(35 - 0 - 1.51)}{\text{sen}(0 + 0 + 1.51) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.285$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 - k_v) = 10 \cdot 0.285 \cdot 6 \cdot 0.987 = 16.88$$

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = 0.5 \cdot 0.285 \cdot 19 \cdot 36 \cdot 0.987 = 96.20 \text{ kN/m}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(29.3 - 0 - 1.51)}{\cos(1.51) \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 1.51) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(29.3 + 0) \text{sen}(29.3 - 0 - 1.51)}{\text{sen}(0 + 0 + 1.51) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.359$$

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = 0.5 \cdot 0.359 \cdot 19 \cdot 36 \cdot 0.987 = 121.18 \text{ kN/m}$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 - k_v) = 10 \cdot 0.359 \cdot 6 \cdot 0.987 = 21.26 \text{ kN/m}$$

Le azioni verticali sono pari a:



$$W = W \cdot (1 \pm k_v) = 388.80 \cdot (1 \pm 0.013) = 375.85 \div 385.75 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)

$$R_d = \sum M_{stab} = W \cdot (1 - k_v) \cdot b_w$$

ove:

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **380.80 kN/m**

$b_w$  = "braccio" di  $W$  = **2.35 m**

$k_v$  = coefficiente sismico pseudostatico verticale, nei suoi termini negativo (più cautelativo) = **0.013**

$$R_d = 375.85 \cdot 2.35 = 888.25 \text{ kNm/m}$$

$$E_d = \sum M_{rib} = (W \cdot k_h \cdot d_w) + \left( S_{AE} \cdot \frac{H}{3} \right) + \left( \psi_{21} \cdot P_{AE} \cdot \frac{H}{2} \right)$$

ove:

$W$  = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **380.80 kN/m**

$K_h$  = coefficiente sismico pseudostatico orizzontale = **0.026**

$d_w$  = "braccio" di  $W$

$S_{AE}$  = componente orizzontale della spinta statica e sismica = **121.18 kN/m**

$\psi$  = coefficiente di combinazione definito dalla tabella 2.5.1 = **0.3 (ambienti ad uso residenziale)**

$P_{AE}$  = componente orizzontale della spinta dovuta al sovraccarico = **21.26 kN/m**

$H$  = altezza del muro = **6m**

$H/3$  = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$  = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

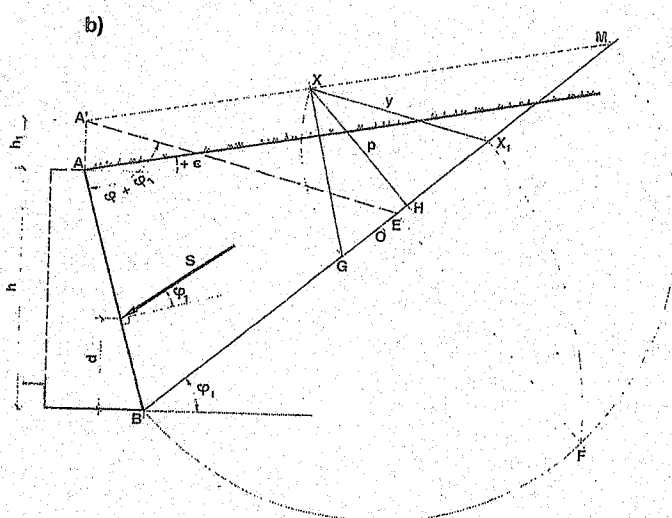
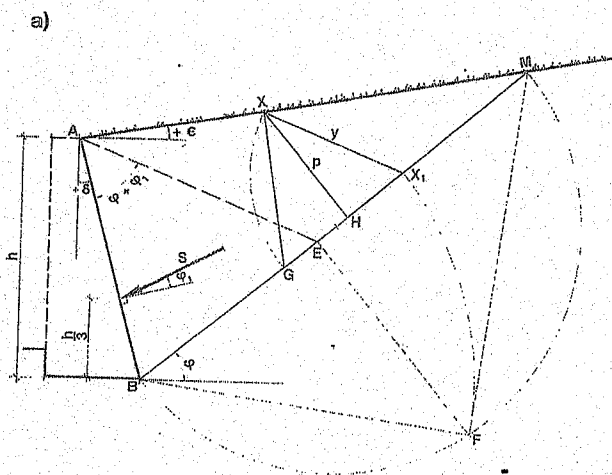
$$E_d = \sum M_{rib} = (388.80 \cdot 0.026 \cdot d_w) + (121.18 \cdot 2) + (0.3 \cdot 21.26 \cdot 3)$$

$$E_d = 1.1 \cdot 102.60 \cdot \frac{6}{3} + 1.5 \cdot 18.00 \cdot \frac{6}{2} = 306.72 \text{ kNm/m}$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

ed è inclinata dell'angolo  $\varphi_1$  rispetto alla perpendicolare al fronte interno del muro, applicata alla distanza  $d = \frac{h}{3}$  in assenza di sovraccarico, oppure  $d = \frac{h}{3} \cdot \frac{h+3 \cdot h_1}{h+2 \cdot h_1}$  in presenza di sovraccarico.



**Muri di sostegno a gravità**

• **Verifica al ribaltamento**

- con il M.T.A.:

$$\frac{M_R}{M_S} \geq 1,5$$

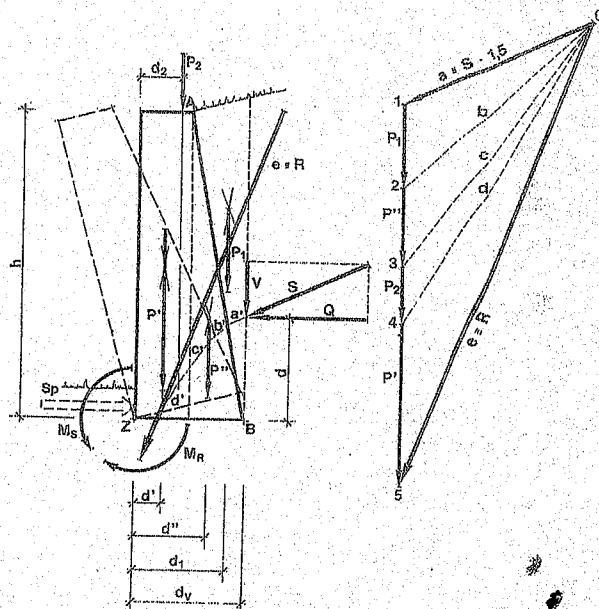
( $M_R = \sum (P_i \cdot d_i) + V \cdot d_v =$  momento resistente)

( $M_S = Q \cdot d =$  momento spingente)

- con il M.S.L.:

$$\frac{\gamma_{G1} \cdot M_R}{\gamma_M \cdot M_S} > 1$$

( $\gamma_{G1} = 0,9$  e  $\gamma_M = 1,4$ )



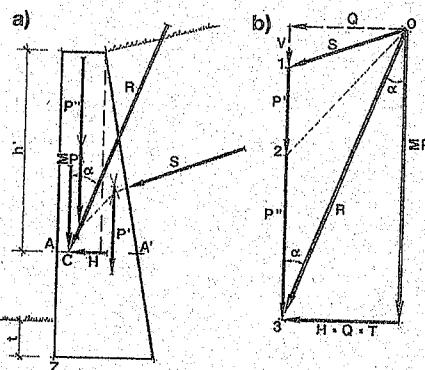
• **Verifica a scorrimento**

- con il M.T.A.:  $\frac{f \cdot \sum P}{\sum T} \geq 1,3$

( $\sum P =$  somma di tutte le forze verticali)

( $\sum T =$  somma di tutte le forze orizzontali)

- con il M.S.L.:  $\frac{\gamma_M \cdot f \cdot \sum P}{\gamma_{G2} \cdot S} \geq 1,1$



• **Verifica per carico limite fondazione-terreno**

- con il M.T.A.: la verifica a livello della sezione AA' avviene con le relazioni della pressoflessione, facendo preferibilmente in

modo che si abbia  $e \leq \frac{b_0}{6}$ ; a livello del piano

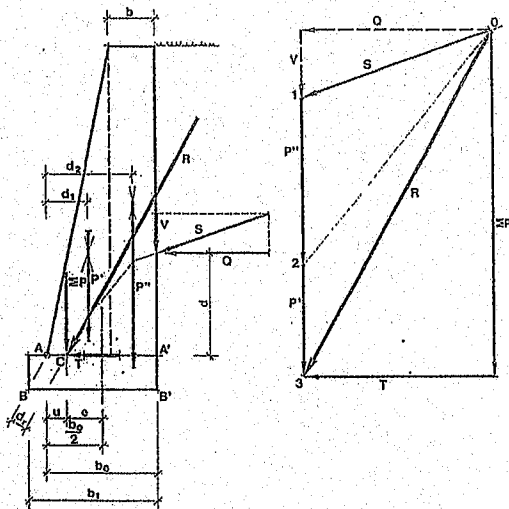
di posa della fondazione deve risultare:

$$u \geq \frac{b_0}{6} \quad e \quad \frac{\sigma_{r,lim}}{\sigma_{r,max}} \geq 2$$

( $\sigma_{r,lim} =$  tensione limite di rottura del terreno)

- con il M.S.L.: si utilizzano le stesse relazioni del M.T.A., applicando i coefficienti parziali alle azioni e alle resistenze; deve risultare:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} \leq 1 \dots \text{dove } \sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{r,lim}}{\gamma_R}$$



**Progetto dei muri di sostegno a gravità**

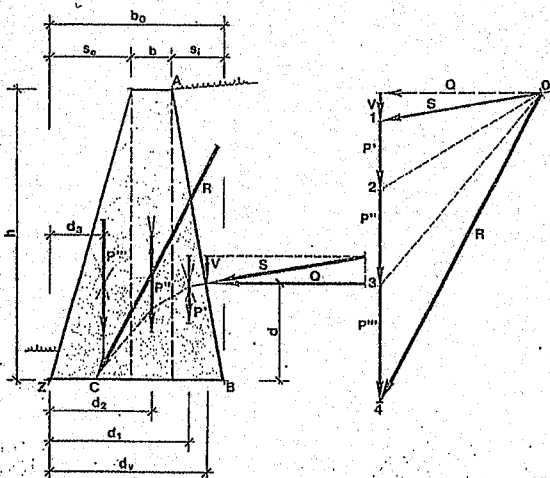
Prescrizioni per muri di sostegno a gravità in calcestruzzo non armato relative al M.T.A.:

- con sezione parzializzata  $3 \cdot u \geq \frac{b_0}{2}$
- resistenza caratteristica del calcestruzzo:  $15 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$
- tensione massima di compressione:  $\sigma_c \leq \frac{R_{ck}}{4}$  e comunque  $\sigma_c \leq 6 \text{ N/mm}^2$
- tensione media di compressione:

$$\sigma_{cm} = \frac{\sum P}{A} \leq \frac{R_{ck}}{6}$$

e comunque  $\sigma_c \leq 4 \text{ N/mm}^2$

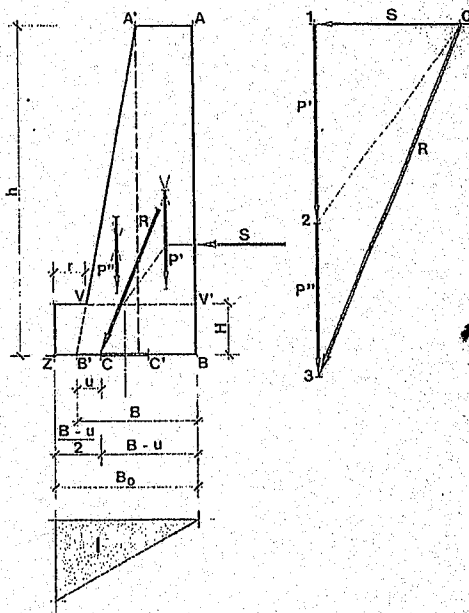
Metodo analitico: si scrive l'equazione di stabilità al ribaltamento  $M_R = 1,5 \cdot M_S$  rispetto al punto Z, che è di 2° grado in b, assumendo il solo valore positivo.



Metodo tabellare: in funzione del rapporto  $\frac{h_1}{h}$ , dell'angolo di attrito  $\phi$  e della scarpa esterna s, la tabella fornisce i valori del rapporto  $\frac{b}{h}$ .

**Fondazione del muro a gravità**

- larghezza  $B_0 = 1,5 \cdot (B - u)$
- altezza  $H \geq \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8}\right) \cdot h$
- sporgenza  $r \approx 25 \div 30 \text{ cm}$ , con  $\frac{r}{H} \approx 0,5 \div 0,7$



**Muri a semigravità**

Dimensionamento di massima:

- $b \geq 30 \text{ cm}$
- parete interna verticale
- scarpa esterna  $s_e \approx 0,10 \cdot h$
- larghezza della fondazione:  $B \approx (0,40 \div 0,70) \cdot h$
- spessore della fondazione:

$$H_1 \geq 0,30 \text{ m}$$

$$H_2 \approx \frac{h}{6} \text{ (minimo 1,00 m)}$$

$$\alpha = \arctg \frac{H_2}{B_1} \geq 40^\circ$$

Si effettuano quindi le verifiche di stabilità nelle sezioni E-E' e Z-Z'.

**Calcolo delle armature metalliche con il M.T.A.:**

- parete verticale: si assume la tensione convenzionale  $\bar{\sigma}_s = 175 \text{ N/mm}^2$
- se  $\sigma_{max}^+ < \frac{1}{5} \cdot \sigma_{max}^-$  si considera la sezione interamente reagente e le tensioni di trazione vengono assorbite dalle armature;
- se  $\sigma_{max}^+ \geq \frac{1}{5} \cdot \sigma_{max}^-$  si considera la sezione parzializzata.

◦ La mensola di fondazione è soggetta a flessione e taglio.

■ Muro con parete a sbalzo in c.a.

Dimensionamento di massima:

- $b \geq 20 \text{ cm}$  per  $h \leq 3,00 \text{ m}$
- $b \geq 30 \text{ cm}$  per  $3,00 \text{ m} < h \leq 6,00 \text{ m}$

$$- b_0 \approx \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{12} \right) \cdot h$$

$$- H_1 = b_0 + (10 \div 20) \text{ cm}$$

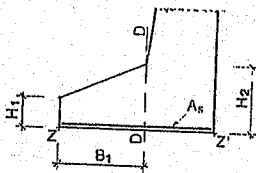
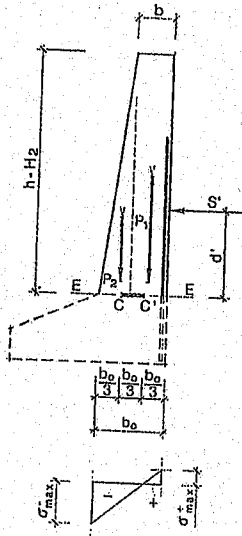
e comunque  $H_1 \geq 30 \div 40 \text{ cm}$

$$- B \approx (0,40 \div 0,60) \cdot h$$

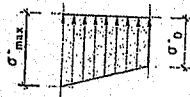
$$- c \approx \frac{h}{6} - (b_0 - b), \text{ minimo } (40 \div 50) \text{ cm}$$

- parete verticale: si considera come una mensola verticale incastrata nel solettone di fondazione;

- solettone di fondazione: la lunghezza  $l$  a monte viene calcolata impostando l'equazione di stabilità alla rotazione rispetto al punto  $C$  oppure rispetto all'estremo  $O$  del terzo medio.



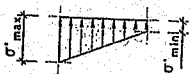
pressioni di reazione del terreno



+ pressioni dovute al peso proprio della mensola



= diagramma risultante delle pressioni sulla mensola



$$\sigma'_{\max} = \sigma_{\max} + \sigma_{\min}^m$$

$$\sigma'_{\min} = \sigma_0 + \sigma_{\max}^m$$

