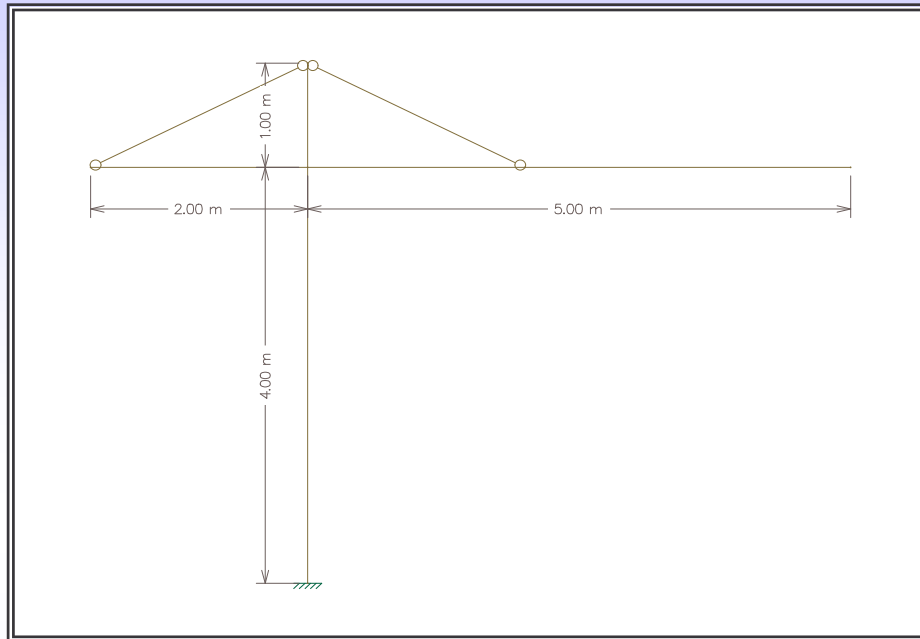


# PROGETTO DEI PLINTI DI FONDAZIONE



## PROGETTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE DI UNA PENSILINA IN ACCIAIO

La pensilina in questione è costituita da telai in acciaio incastrati alla base e posti ad interasse longitudinale  $i=4[m]$ .

### CARICHI DI PROGETTO

Sovraccarico fisso: 1.0 [kN/mq]

Sovraccarico accid. 0.5 [kN/mq]

Sovraccarico neve: 1.0 [kN/mq]

Sovraccarico vento: 0.8 [kN/mq]

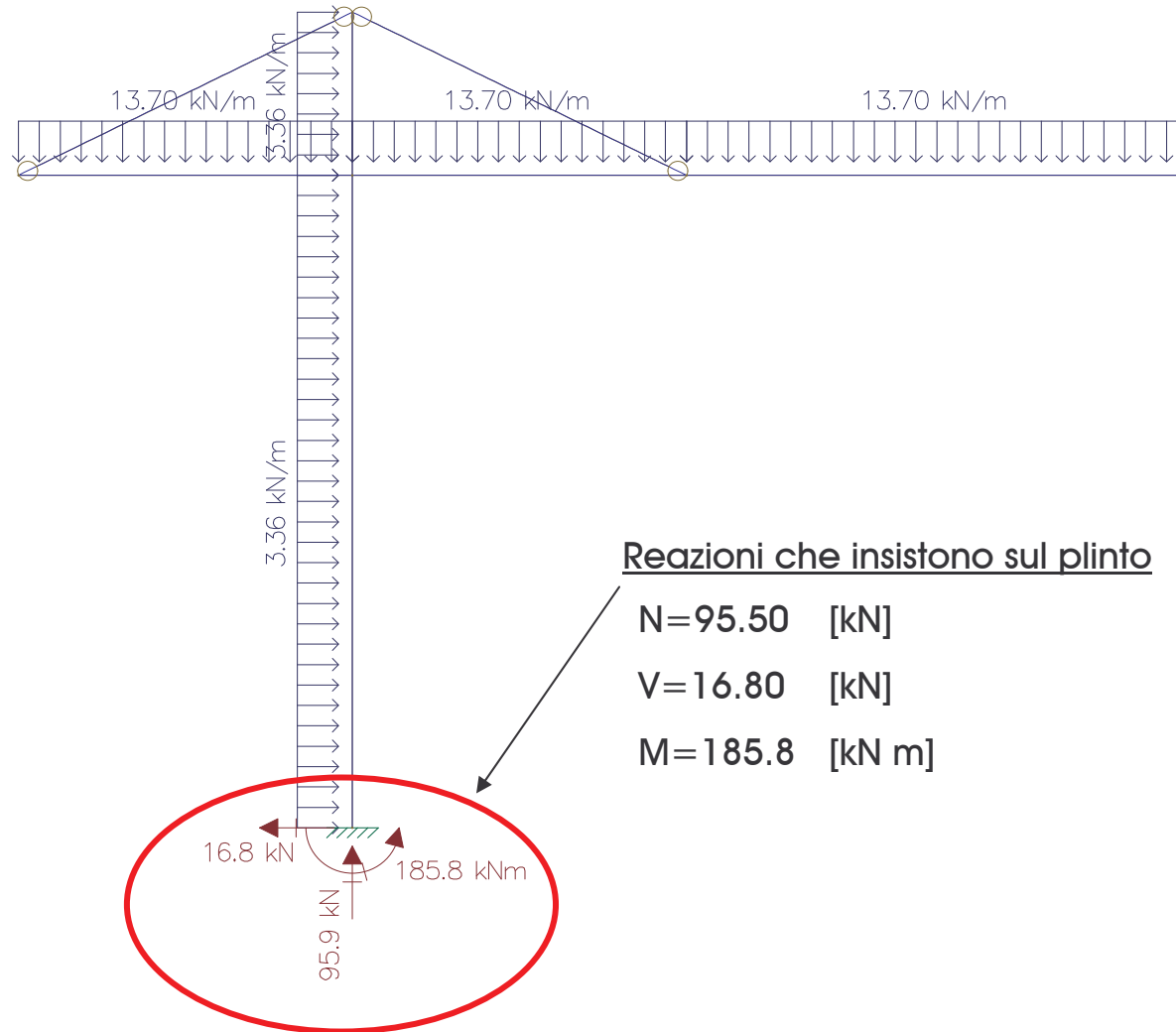
Combinazione dei carichi verticali:

$$Q_V = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot \psi_{ik} \cdot Q_{ik}$$

$$Q_V = 1.4 \cdot Q_{\text{FISSO}} + 1.5 \cdot Q_{\text{NEVE}} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{\text{ACCIDENTALE}}$$

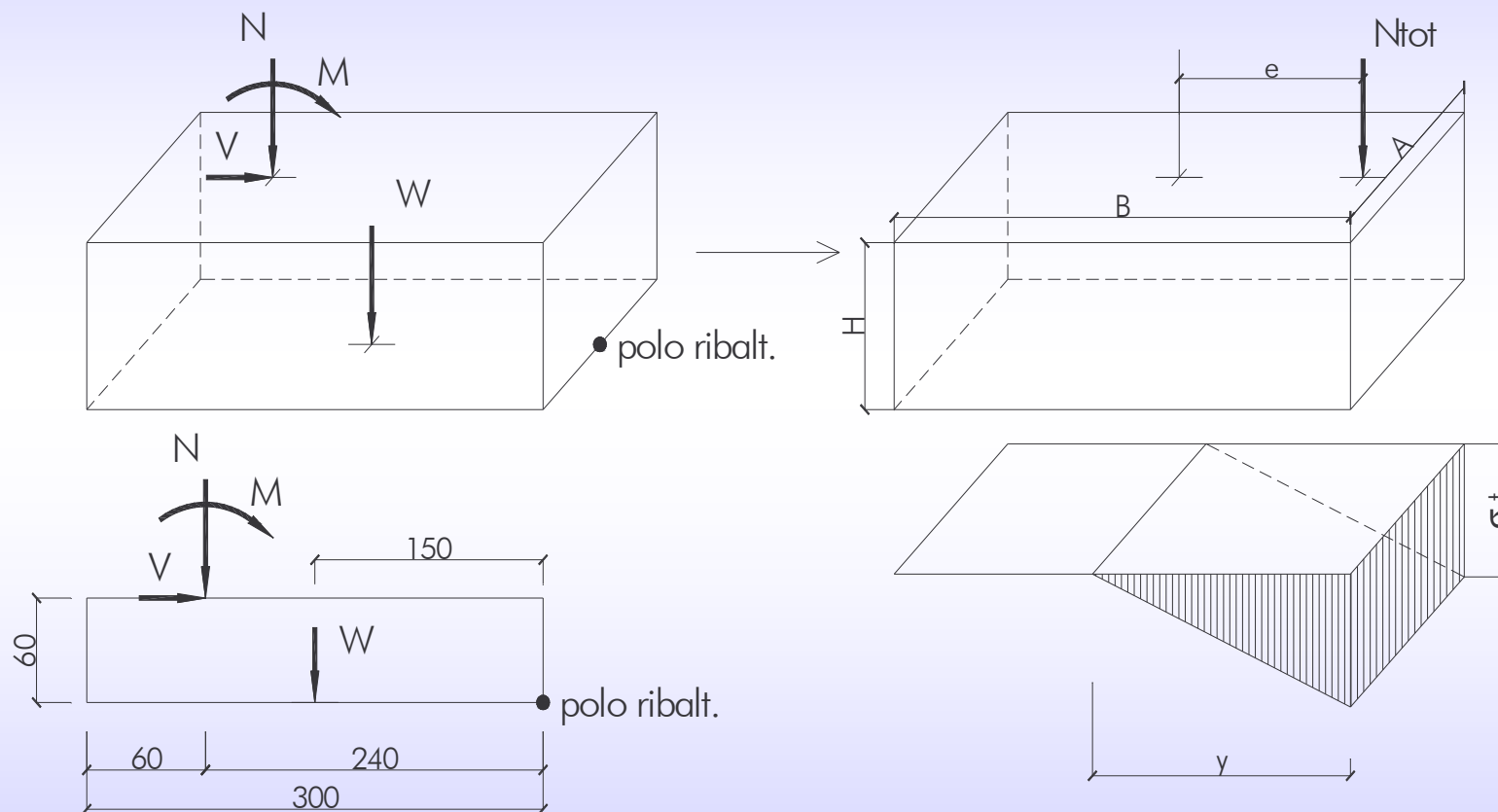
$$Q_V = (1.4 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 0.5) \cdot 4 = 13.7 \text{ [kN/m]}$$

Combinazione dei carichi orizzontali:  $Q_H = 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{\text{VENTO}} = (1.5 \cdot 0.7 \cdot 0.8) \cdot 4 = 3.36 \text{ [kN/m]}$

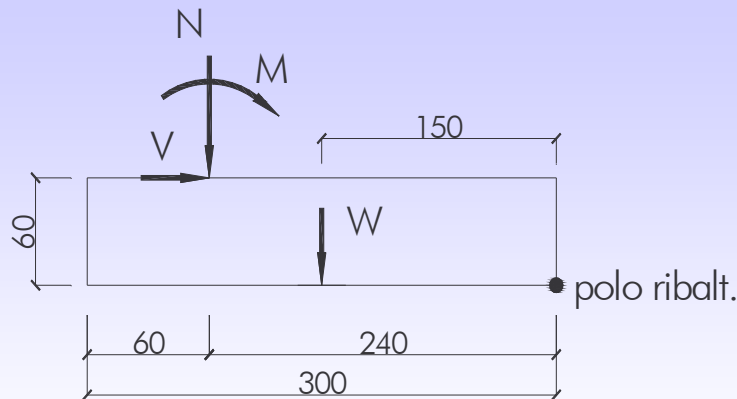


## VERIFICHE DA ATTUARE SUL PLINTO

- Verifica di ribaltamento del plinto
- Verifica di scorrimento del plinto
- Verifica delle pressioni sul terreno



## VERIFICA A RIBALTAMENTO



### DIMENSIONI DEL PLINTO

$$A = 120 \quad [\text{cm}]$$

$$B = 300 \quad [\text{cm}]$$

$$H = 60 \quad [\text{cm}]$$

$$\text{Peso specifico del c.l.s} \quad 25 \text{ [kN/mc]}$$

Peso del plinto:

$$W = (B \cdot A \cdot H) \cdot \gamma_{cls} = 54 \text{ [kN]}$$

Forza normale totale:

$$N_{tot} = N + W = 95.5 + 54 = 149.5 \text{ [kN]}$$

Momento ribaltante:

$$M_R = M + V \cdot H = 185.5 + 16.8 \cdot 0.6 = 195.58 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Momento stabilizzante:

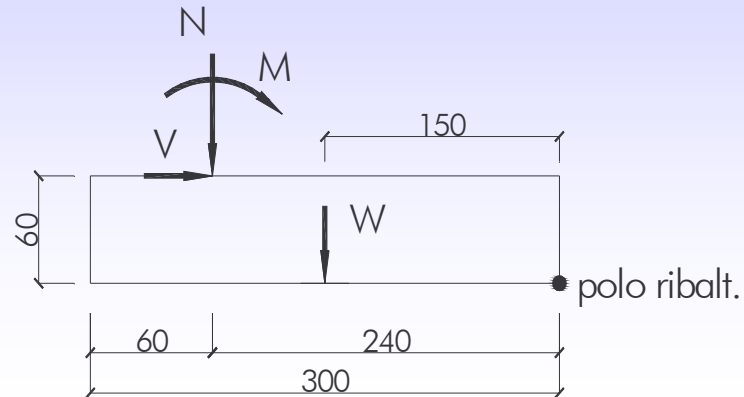
$$M_S = N \cdot (B - b) + W \cdot \frac{B}{2} = 95.5 \cdot 2.4 + 54 \cdot \frac{3}{2} = 310.2 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\mu_R = \frac{M_S}{M_R} = \frac{310.20}{195.58} = 1.586 \geq 1.5$$

## VERIFICA A SCORRIMENTO

Forza normale totale:

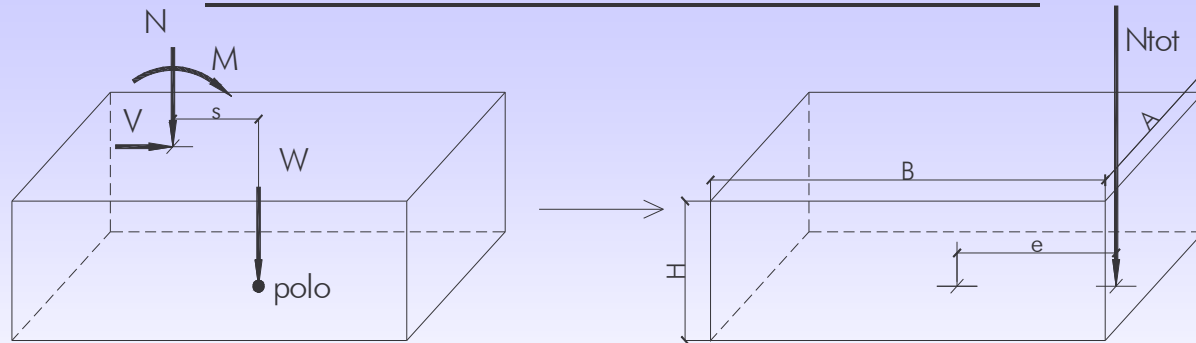
$$N_{tot} = N + W = 95.5 + 54 = 149.5 \text{ [kN]}$$



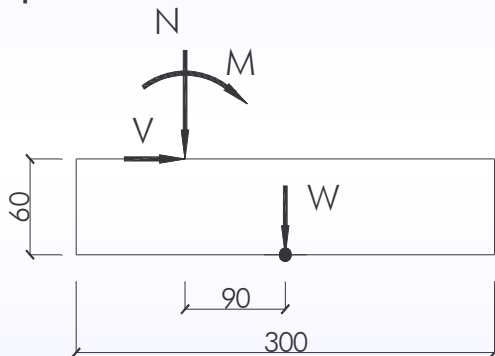
Si assume che tra plinto e terreno si instauri un **coefficiente di attrito** pari a **f=0.4**.

$$\mu_{sl} = \frac{f_s \cdot N_{tot}}{V} = \frac{0.4 \cdot 149.5}{16.8} = 3.56 \geq 1.3$$

## VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO



Il primo passo è quello di **ridurre le forze e i momenti al baricentro** della sezione geometrica del plinto.



Forza normale totale:

$$N_{tot} = N + W = 95.5 + 54 = 149.5 \text{ [kN]}$$

Momento flettente totale:

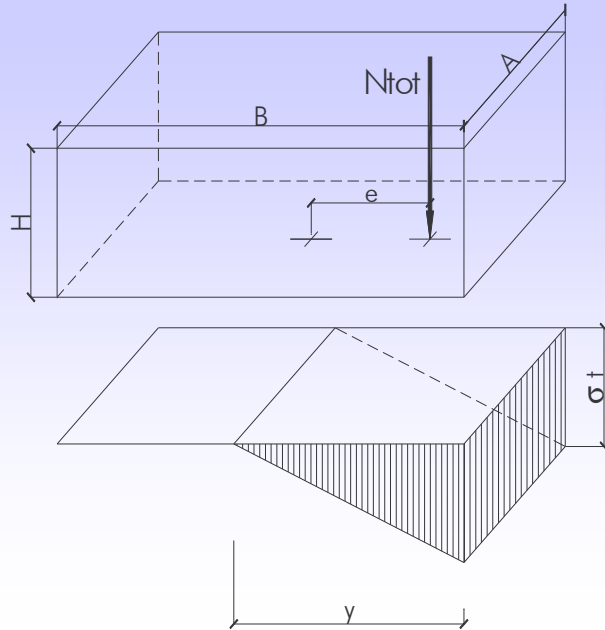
$$M_{tot} = M + V \cdot H - N \cdot s$$

$$M_{tot} = 185.8 + 16.80 \cdot 0.6 - 95.50 \cdot 0.9 = 109.93 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Si calcola ora **l'eccentricità rispetto al baricentro**, con la quale dovrebbe agire la sola forza normale  $N_{tot}$  per generare il momento  $M_{tot}$

**La sezione si parzializza**  $\Rightarrow$

$$e = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = \frac{109.93}{149.50} = 0.735 \text{ [m]} > \frac{3.00}{6} = 0.50 \text{ [m]}$$



### EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE VERTICALE

$$N_{tot} - \frac{1}{2} \cdot y \cdot \sigma_t \cdot A = 0 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\sigma_t = \frac{2 \cdot N_{tot}}{A \cdot y}}$$

### EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE RISPETTO AL BORDO

$$N_{tot} \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right) - \frac{1}{2} \cdot y \cdot \sigma_t \cdot A \cdot \frac{y}{3} = 0$$

Posizione dell'asse neutro:  $\Rightarrow$

$$\boxed{y = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

$$y = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right) = 3 \cdot \left( \frac{300}{2} - 73.5 \right) = 229.5 \text{ [cm]}$$

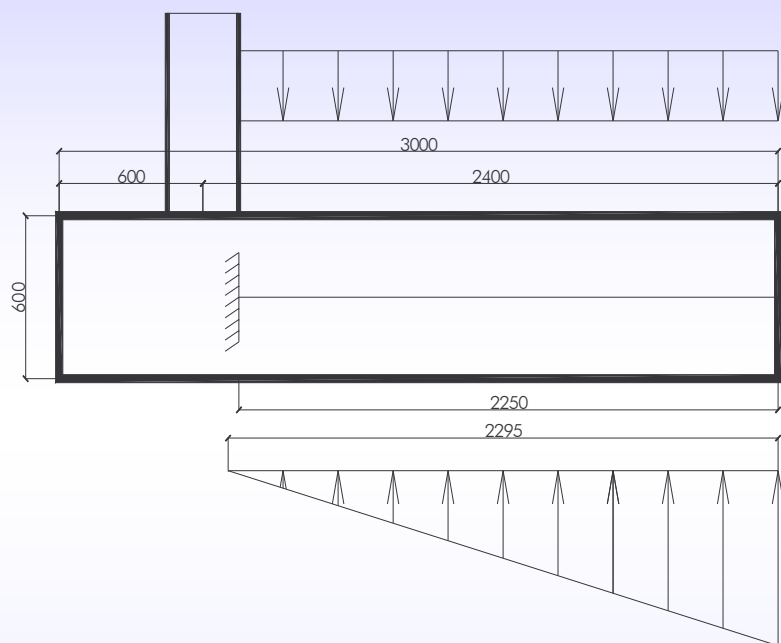
Rispetto al bordo destro del plinto

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot N_{tot}}{A \cdot y} = \frac{2 \cdot 149.5}{120 \cdot 229.5} = 0.01085 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

Valore più che accettabile

## ARMATURA FLESSIONALE DEL PLINTO

Per calcolare l'armatura del plinto si "modella" la suola del plinto come una mensola incastrata alla base della colonna, caricata all'estradosso dal peso proprio del plinto e all'intradosso dalle pressioni del terreno.



Peso proprio del plinto a metro lineare

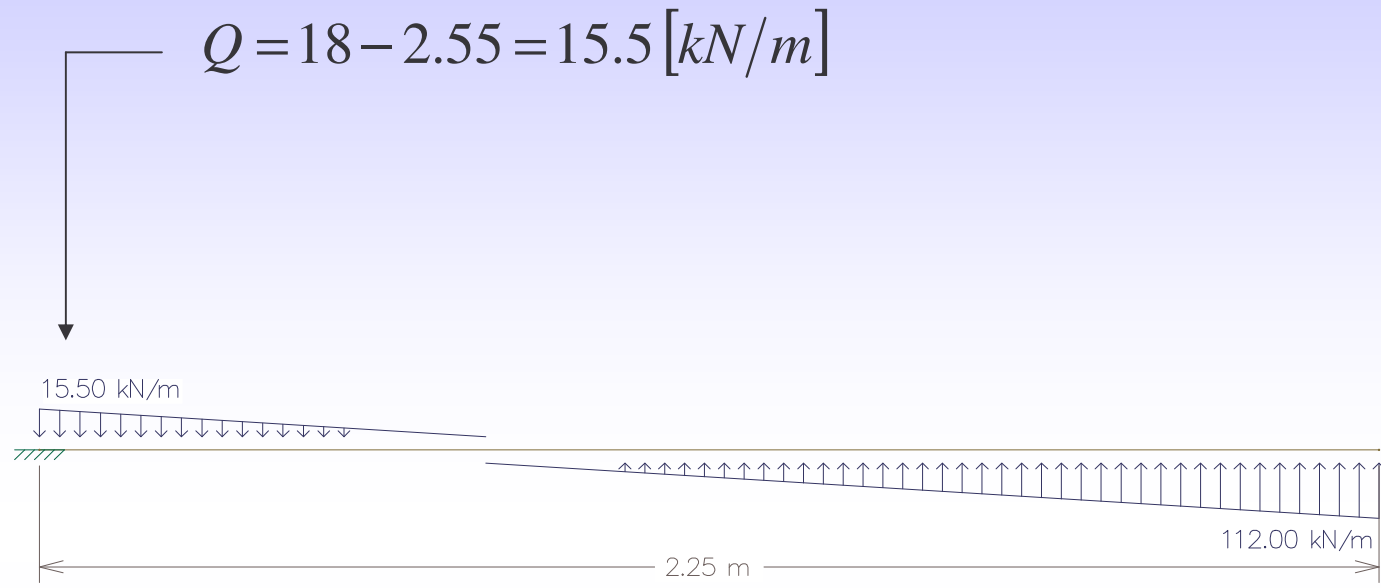
$$Q_{\text{PLINTO}} = (1.2 \cdot 0.6) \cdot 25 = 18 \text{ [kN/m]}$$

Pressioni del terreno a metro lineare

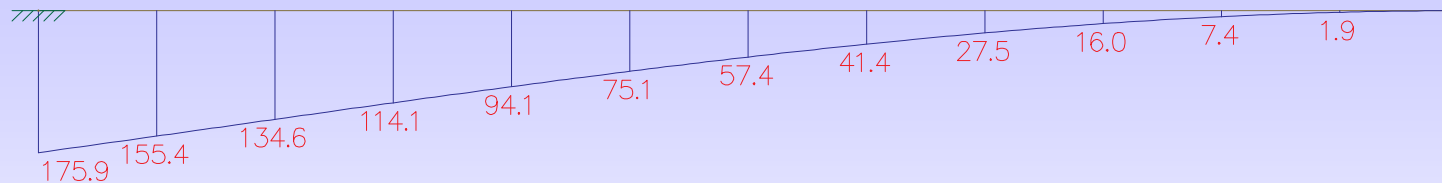
$$Q_{\text{PRESSIONI}} = \frac{2 \cdot N_{\text{tot}}}{y} = \frac{2 \cdot 149.5}{2.295} = 130 \text{ [kN/m]}$$

L'andamento delle pressioni è lineare per cui è semplice calcolare quanto vale il carico all'incastro della mensola:

$$130 : 2.295 = q : (2.295 - 2.25) \rightarrow q = 2.55 \text{ [kN/m]}$$



$Q = 130 - 18 = 112 \text{ [kN/m]}$

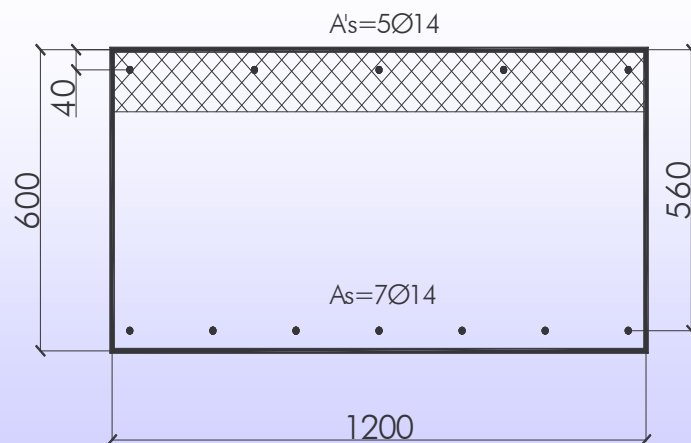


Momento sollecitante massimo:  $M_{Sd,max} = 176 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$

Caratteristiche dei materiali:

$$R_{ck} = 3 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \rightarrow f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 0.83 \cdot 3}{1.6} = 1.32 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

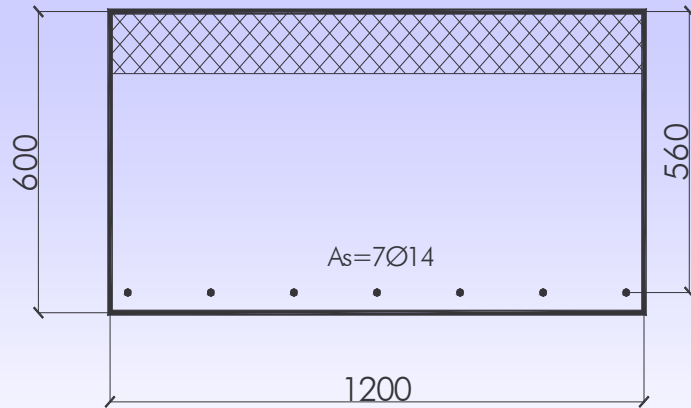
$$FeB44k/s \rightarrow f_{yk} = 43 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \rightarrow f_{sd} = \frac{43}{1.15} = 37.39 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$



**Progetto dell'armatura tesa minima**

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{sd}} = \frac{17600}{0.9 \cdot 56 \cdot 37.39} = 9.34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$7\phi 14 = 10.78 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Rapporto geometrico d'armatura

$$\omega_s = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{10.78 \cdot 37.39}{120 \cdot 56 \cdot 1.32} = 0.04544 < 0.207$$

**Campo di rottura A – Deboli armature**

$$\begin{cases} \varepsilon_s = \varepsilon_{sd} = 0.01 \\ \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 0.035 \end{cases}$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\begin{cases} \xi = 0.066 + 0.924 \cdot \omega_s = 0.066 + 0.924 \cdot 0.04544 = 0.108 \\ x = \xi \cdot d = 0.108 \cdot 56 = 6.05 \text{ [cm]} \end{cases}$$

$$\kappa = \frac{0.33 - 0.13 \cdot \xi}{1 - \xi} = \frac{0.33 - 0.13 \cdot 0.108}{1 - 0.108} = 0.354$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d - \kappa \cdot x) = 217 \text{ [kN} \cdot \text{m]} > M_{Sd}$$