

**RELAZIONE TECNICA**  
**ai sensi dell ' Art. 13**  
**Legge Regionale 30 ottobre 2008 n° 19**

CIMITERO NEL COMUNE DI BRESCELLO

### 1- Tipologia strutturale secondo 7.4.3.1. DM.14-01-2008

Elementi resistenti alle azioni sismiche: Parete composta, in c.a., ad H con anima di sezione 30x770 e ali di sezione 30x560. Altezza  $H=270+26+270+24+40$ (di massima da quota 0,00 a estradosso platea) = 630cm.

A causa della rigidità molto inferiore, praticamente trascurabile, dei pilastri, rispetto alle pareti, questi sono considerati resistenti alle sole azioni verticali.

a) stima del periodo di vibrazione  $T_1 = cH^{3/4} = 0,05 \times 6,3^{3/4} = 0,199\text{sec}$ .

b) calcolo di  $T_1$  in base a  $T = 2\pi\sqrt{m/K}$

$K = 3EJ/z^3$  (rigidità flessionale, trascurando la rigidità a taglio)

$$J_x = 560 \times 770^3 / 12 - 2 \times 265 \times 710^3 / 12 = 5497137500 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 710 \times 30^3 / 12 + 2 \times 30 \times 560^3 / 12 = 879677500 \text{ cm}^4$$

$m \Rightarrow$

p.p parete	$2500 \times (2 \times 5,6 \times 0,3 + 0,3 \times 7,1) \times 6,3 = 86467 \text{ daN}$
copertura 2° solaio	$(180+100)+150+40+30 = 500 \text{ daN/mq}$ $500 \times 7,8 \times 11,3 = 44070 \text{ daN}$
1° solaio	$180+100+120+30 = 430 \text{ daN/mq}$ $430 \times 7,80 \times 2,75 \times 2 = 18447 \text{ daN}$
Loculi	$(0,65 \times 2 + 0,8 \times 2) \times 0,10 \times 2,65 \times 2500 = 1921 \text{ daN/loculo}$ $1921 \times 8 \times 8 \times 2 = 245888 \text{ daN}$
Soletta 1° piano	$2500 \times 0,36 \times 2,65 \times 7,1 \times 2 = 33867 \text{ daN}$
Soletta piano terra	$2500 \times 0,25 \times 2,65 \times 7,1 \times 2 = 23518 \text{ daN}$

$$m = \sum m_i = 452200 \text{ Kg}$$

$$K_y = 19785975 \text{ daN/cm} = 19785 \times 10^6 \text{ N/m}$$
$$E = 300000$$
$$Z = 630$$

$$T = 2\pi\sqrt{(452200/19785 \times 10^6)} = 0,030 \text{ sec}$$

$$K_x = 3166243 \text{ daN/cm} = 3166 \times 10^6 \text{ N/m}$$
$$E = 300000$$
$$Z = 630$$

$$T = 2\pi\sqrt{(452200/3166 \times 10^6)} = 0,075 \text{ sec}$$

$$T_B = 0,162 \text{ sec}$$

$$T_C = 0,486 \text{ sec}$$

$$T_D = 1,961 \text{ sec}$$

$$2,5 T_C = 1,21 \text{ sec}$$

Con  $q=2$  è maggiore  $S_d(T_1)$  assumendo  $T_1 = 0,199 \text{ sec}$   $T_B < T_1 < T_C$   $S_d(T_1) = 0,1808$   
Infatti con  $T = 0,03 \text{ sec}$   $S_d(T_1) = 0,1435$

Infatti con  $T = 0,075\text{sec}$   $S_d(T_1) = 0,1562$

La struttura è regolare in pianta e in elevazione e  $T_1 < 2,5 T_c = 1,21\text{sec}$   
=> analisi statica lineare

Fattore di struttura  $q$

$$J_T = 1/3 \times (2 \times 560 \times 30^3 + 740 \times 30^3) = 16740000 \text{cm}^4$$

$$G = 300000 / (2 \times (1 + 0,2)) = 125000 \text{daN/cm}^2$$

$$d\theta = M_T / GJ_T dx \quad \theta = (M_T / GJ_T) \Delta h \quad \theta = 1 \quad K_T = G J_T / \Delta h =$$

$$125000 \times 16740000 / 630 = 3321,42 \times 10^6 \text{ daNcm} = 332,142 \text{Nm}$$

$$r^2 = 332,142 \times 10^6 / 19785 \times 10^6 = 0,0168 \text{ m}^2$$

$$r = 0,1296 \text{m}$$

$$l_s = \sqrt{((11,3^2 + 7,70^2) / 12)} = 3,947 \text{m}$$

$$r/l_s = 0,1296 / 3,947 = 0,0328 < 0,8$$

=> struttura deformabile torsionalmente =>  $q_0 = 2$  CD"B"

$K_D = 1$  regolare in altezza

Pertanto:

$$q = 1 \times 2 = 2$$

## 2- Azione sismica SLV

Comune di Brescello (RE)

suolo tipo C

STATO LIMITE SLV

$$a_g = 0,090$$

$$F_o = 2,678$$

$$T_c^* = 0,317 \text{s}$$

$$C_c = 1,535$$

$$S_s = 1,5$$

$$S_T = 1$$

$$S = 1,5$$

$$q = 2$$

$$S_d(T_1) = a_g F_o S / q = 0,090 \times 2,678 \times 1,5 / 2 = 0,1808$$

Carichi verticali

1. anima setti

$$2500 \times 0,3 \times 7,10 \times 6,5 = 34612$$

2. ali setti

2500x0,3x5,60x6,50=27300 n°2

3. timpani laterali su setti 2  
2500x0,3x11,30x2/2=8475 n°2

4 cornicione laterale  
2500x0,2x0,5x11,30/cos19,5=2997

5 cornicione longitudinale  
2500x0,2x0,9x7,70=3465 n°2

6 solaio copertura  
(280+150+30+30)=490daN/mq 490x11,3x7,7=42635

7 primo solaio esterno  
(240+100+30+30)=400daN/mq 400x2,65x7,7= 8470 n°2

8 soletta interna 1° piano  
2500x0,26x2,65x7,1=12230 n°2

9 soletta interna piano terra  
2500x0,25x2,65x7,1=11760 n°2

10 pilastri esterni  
2500x0,4x0,4x6=2400 n°6

11 loculi  
2500x0,1(7,1x2,65x5)=23518=>  
2500x0,1(2,2x2,65x7)=10202=> 33720/corpo/piano n°4

12 lapidi chiusura loculi-interno loculi  
0,6x0,9x0,02x3000=32,4daN/cad  
32,4x32= 1037daN n°4  
160x32= 5120daN n°4

Carichi variabili

13 neve in copertura  
120x12,30x8,2=12103

14 variabile 1° solaio  
400x7,70x2,65= 8162 n°2

15 variabile p.t. su vespaio (per fondazioni)  
400x7,70x2,65= 8162 n°2

Azione sismica complessiva allo SLV

$W = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

$\psi_{2i} = 0,6$  variabile 1° solaio

$\psi_{2i} = 0$  variabile in copertura  $a_{slm} < 1000m$

$$G_1 + G_2 = 397552 \text{ daN}$$

$$\sum \psi_{2i} Q_{ki} = 9794 \text{ daN}$$

$$W = 407346 \text{ daN}$$

$$F_h = 0,1808 \times 407346 = 73648 \text{ daN} = 737 \text{ KN}$$

Sisma in direzione X  
(perpendicolare al setto interno centrale)

$$e_1 = 0$$

G(baricentro masse) = C(centro di taglio)

$$e_{acc} = 0,05 \times 770 = 0,39 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 0,39 \text{ m}$$

$$M_T = F_h e_{tot} = 737 \times 0,39 = 287,43 \text{ KNm}$$

Setto 1 (ala)

$$F_1 = 737/2 + 287,43/7,4 = 407,34 \text{ KN}$$

Setto 2 (ala)

$$F_2 = 737/2 - 287,43/7,4 = 329,66 \text{ KN}$$

Setto 3 (anima)

$$F_3 = 0$$

Sisma in direzione Y  
(parallelo al setto interno centrale)

$$e_1 = 0$$

G(baricentro masse) = C(centro di taglio)

$$e_{acc} = 0,05 \times 11,30 = 0,57 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 0,57 \text{ m}$$

$$M_T = F_h e_{tot} = 737 \times 0,57 = 420,09 \text{ KNm}$$

Setto 1 (ala)

$$F_1 = 420,09/7,40 = 56,77 \text{ KN}$$

Setto 2 (ala)

$$F_2 = -420,09/7,40 = -56,77 \text{ KN}$$

Setto 3 (anima)

$$F_3 = 737 \text{ KN}$$

Sisma X + 30% Sisma Y

sett	sisma X	30%sisma Y	Totale
0			

1	407,34	17,031	424,37
2	"	"	"
3	0	221,1	221,1

Sisma Y + 30% Sisma X

sett	sisma Y	30%sisma X	Totale
0			
1	56,77	122,2	178,97
2	"	"	178,97
3	737	0	737
Max setto 1 – setto 2			$F_h = 424,37$ KN
Max setto 3			$F_h = 737$ KN

Ripartizione azione sismica ai piani

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

$$Z_1 = 45 + 25/2 = 58 \text{ cm}$$

$$Z_2 = 270 + 60 + 13 = 343 \text{ cm}$$

$$Z_3 = 343 + 13 + 270 + 12 = 638 \text{ cm}$$

Poiché il corpo dei loculi trasmette ai setti resistenti l'azione sismica in modo distribuito in altezza, attraverso le solette orizzontali, si assegna al livello 3° ½ piano di loculi, al livello 2° ½ + ½ = 1 piano di loculi, al livello 1° ½ piano di loculi

$$W_1 = 11760 \times 2 + 89212 \times 2/6,5 + 33720 \times 0,5 \times 2 + (1037 + 5120) \times 0,5 \times 2 = 90846 \text{ daN}$$

$$W_2 = 12230 \times 2 + 89212 \times 2,90/6,5 + 33720 \times 1 \times 2 + (1037 + 5120) \times 2 + 8470 \times 2 + 2400 \times 6 \times 0,75 + 8162 \times 2 \times 0,6 = 181550 \text{ daN}$$

$$W_3 = 89212 \times 1,6/6,5 + 33720 \times 0,5 \times 2 + (1037 + 5120) \times 0,5 \times 2 + 8475 \times 2 + 2997 + 2400 \times 6 \times 0,25 + 3465 \times 2 + 42635 = 134949 \text{ daN}$$

$$\sum W_i = 407345,4 \quad (\text{coincidente con } W \text{ totale calcolato per l'azione sismica complessiva})$$

$$\sum z_j W_j = 15363,82 \text{ KNm}$$

$$F_1 = 0,0343 F_h$$

$$F_2 = 0,4053 F_h$$

$$F_3 = 0,5604 F_h$$

Setto 1- Setto 2

$$F_h = 424,36 \text{ KN}$$

$$F_1 = 14,5559 \text{ KN}$$

$$F_2 = 171,9972 \text{ KN}$$
$$F_3 = 237,8169 \text{ KN}$$

Sollecitazioni taglianti e flessionali

$$M = 237,8169 \times 2,95 = 701,56$$
$$M = 237,8169 \times 5,80 + 171,9972 \times 2,85 = 1869,53$$
$$M = 237,8169 \times 6,38 + 171,9972 \times 3,43 + 14,5559 \times 0,58 = 2115,66$$

livello	taglio	momento
0°	KN	KNm
3°	237,8169	701,56
2°	409,8141	1869,53
1°	424,37	2115,66

Sollecitazioni alla base setti 1-2

$$V = 424,37 \text{ KN}$$
$$M = 2115,66 \text{ KNm}$$

Setto 3

$$F_n = 737 \text{ KN}$$
$$F_1 = 25,2791 \text{ KN}$$
$$F_2 = 298,7061 \text{ KN}$$
$$F_3 = 413,0148 \text{ KN}$$

Sollecitazioni taglianti e flessionali

$$M = 413,0148 \times 2,95 = 1218,39$$
$$M = 413,0148 \times 5,80 + 298,7061 \times 2,85 = 3246,8$$
$$M = 413,01 \times 6,38 + 298,706 \times 3,43 + 25,279 \times 0,58 = 3674,23$$

livello	taglio	momento
0°	KN	KNm
3°	413,0148	1218,39
2°	711,72	3246,80
1°	737	3674,23

Sollecitazioni alla base setto 3

$$V = 737 \text{ KN}$$
$$M = 3674,23 \text{ KNm}$$

### 3- Verifica pareti 1-2

Lunghezza zona critica  $l_c = 20\% \cdot 560 = 112 \text{ cm} \Rightarrow 115 \text{ cm}$

Armatura in zona critica

$$A_s = 1\% (115 \times 30) = 34,5 \text{ cm}^2$$
$$7 + 7\emptyset 18 \Rightarrow A_s = 35,56 \text{ cm}^2$$

Armatura trasversale in zona critica

$$l \leq 8\varnothing = 8 \times 1,8 = 14,4 \text{ cm}$$

$$l \leq 10 \text{ cm}$$

St  $\varnothing 8/10$

Armatura zona centrale (verticale e orizzontale)

$$A_s = 0,2\% (100 \times 30) = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 + 1\varnothing 10/20 \quad A_s = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Altezza zona critica

$$H_c = \text{larghezza parete} \Rightarrow 560 \text{ cm}$$

$$1/6 \text{ altezza} = 108 \text{ cm}$$

Si considera la zona a tutta altezza della parete

Verifica a pressoflessione della parete 1-2

$N_{Ed}$

1 p.p. setto

$$27300 \text{ daN}$$

2 timpani laterali

$$8475 - 563 = 7912$$

3 cornicione laterale

$$250 \times (11,3 - 1,5 \times 2) = 2075 \text{ daN}$$

4  $\frac{1}{2}$  carico di loculo laterale+ solette+copertura

$$2500 \times 0,26 \times 0,8 \times 2,65 \times 2 \times 0,5 = 2756$$

$$2500 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,65 \times 2 \times 0,5 = 2650$$

$$2500 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,65 \times 9 \times 2 \times 0,5 = 9540$$

$$490 \times 0,8 \times (11,3 - 1,5) \times 0,5 = 3842$$

$$(400 + 400 \times 0,6) \times 0,7 \times 2,35 \times 0,5 \times 2 = 1052$$

$$(160 + 32) \times 8 \times 2 \times 0,5 = 1536$$

$$\Sigma W_i = 49269 \text{ daN}$$

Sollecitazioni di pressoflessione

$$N_{Ed} = 492,7 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 2115,66 \text{ KNm}$$

Si considera la sezione

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 560 - 15 = 545 \text{ mm}$$

$$A_s = 1018 \text{ mm}^2 \quad (4\varnothing 18 \text{ pi\`u esterni})$$

$$A'_s = 1018 \text{ mm}^2 \quad (4\varnothing 18 \text{ pi\`u esterni})$$

Si calcolo x per tentativo

$$x = 20,5 \text{ cm}$$



$$N_s = 1018 \times 391 = 398,038 \text{ KN}$$

$$N_c = -0,81 \times 300 \times 205 \times 14,16 = -705,4 \text{ KN}$$

$$\varepsilon'_s = (20,5 - 15) / 20,5 \times \varepsilon_{cu} = 0,939 \times 10^{-3}$$

$$\sigma'_s = (0,939 / 1,96) \times 391 = 187 \text{ MPa}$$

$$N'_s = 187 \times 1018 = -190$$

$$|398,04 - 705,4 - 190| = 497 \text{ KN} \approx N_{Ed} = 492,7 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = -N_c (h/2 - Kx) + (N_s - N'_s)(h/2 - c)$$

$$M_{Rd} = 705,4 (280 - 0,416 \times 20,5) + (398 + 190)(280 - 15) = 347316 \text{ KNcm}$$

Per  $N_{Ed} = 492,7 \text{ KN}$

$$M_{Rd} = 3473 \text{ KN} > M_{Ed} = 2115,66 \text{ KNm} \quad (G=1,64)$$

Verifica a Taglio

$$V_{Ed} = 424,37 \text{ KN}$$

Resistenza a taglio-compressione

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$d = 5450$$

$$b_w = 300$$

$$z = 80\% l_w = 448 \text{ cm}$$

sostituisce  $0,9d = 490$

$$\sigma_{cp} = 492700 / 300 \times 5600 = 0,293 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_c = 1 + 0,293 / 14,16 = 1,02$$

$$f'_{cd} = 0,5 \times 14,16 = 7,08$$

$$(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) = 0 + 1 = 1$$

$$(1 + \text{ctg}^2 \theta) = 1 + 1 = 2$$

$$V_{Rcd} = 4852 \text{ KN} > V_{Ed} \times 1,50 = 636 \text{ KN}$$

Resistenza a taglio- trazione

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 2115,6 / (424,37 \times 5,6) = 0,89 < 2$$

$$K = 1 + (200/d)^{0,5} = 1,19$$

$$V_{min} = 0,035 \times 1,19^{3/2} \times 25^{0,5} = 0,2272$$

$$V_{Rdc} = (0,18 \times 1,19 \times (100 \times 0,0006 \times 25)^{1/3} / 1,5 + 0,15 \times 0,29) b d = 0,2090 b d$$

$$V_{Rdc} = 0,2272 \times 300 \times 5450 = 371,47 \text{KN}$$

$$f_{ydh} = f_{ydv} = 391$$

$$\rho_h = 7,9 / (100 \times 30) = 0,0026$$

$$\rho_v = 2,54 \times 14 \times 2 / (30 \times 560) = 0,0042$$

$$\rho_h f_{ydh} b_w z = 1366 \text{KN}$$

$$\rho_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed} = (2207 + 372,8) = 2579 \text{KN}$$

$$\min N_{Ed} = 492,7 - 93,94 - 10,52 - 15,36 = 372,8 \text{KN}$$

$$1366 \text{KN} < 2579 \text{KN}$$

$$V_{Ed} \times 1,5 \leq V_{Rdc} + 0,75 \rho_h f_{ydh} b_w \alpha_s l_w = 371470 + 0,75 \times 0,0026 \times 391 \times 300 \times 0,89 \times 5600 = 1511 \text{KN}$$

$$636 \text{KN} < 1511 \text{KN}$$

Scorrimento nella zona critica

$$V_{Ed} \times 1,5 < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd}$$

$$\Sigma A_{si} = 71,12$$

$V_{dd}$ :

$$1,3 \Sigma A_{si} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 687,9 \text{KN}$$

$$0,25 f_{yd} \Sigma A_{si} = 695,19 \text{KN}$$

$$V_{dd \text{ MIN}} = 687,9 \text{KN}$$

$V_{fd}$ :

$$\mu_r ((\Sigma A_{si} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + M_{Ed} / z) = 0,6 \times ((7112 \times 391 + 372800) \times 0,037 + 2115600 / 4,48) = 353 \text{KN}$$

$$0,5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w = 0,5 \times 0,54 \times 14,16 \times 0,037 \times 5600 \times 300 = 237 \text{KN}$$

$$\eta = 0,6 (1 - 25/250) = 0,54$$

$$\xi = x/d = 20,5/545 = 0,037$$

$$V_{fd} = \min (237 - 356) = 237 \text{KN}$$

$$V_{Ed} \times 1,5 = 636 \text{KN} < 687 + 237 = 924 \text{KN}$$

#### 4- Verifica parete 3

$$\text{Lunghezza zona critica } l_c = 20\% 770 = 154 \text{cm} \Rightarrow 160 \text{cm}$$

Armatura in zona critica

$$A_s = 1\% (160 \times 30) = 48 \text{cm}^2$$

$$10 + 10 \text{Ø}18 \Rightarrow A_s = 50,8 \text{cm}^2$$

Armatura trasversale in zona critica

$$l \leq 8\phi = 8 \times 1,8 = 14,4 \text{ cm}$$

$$l \leq 10 \text{ cm}$$

St  $\phi 8/10$

Armatura zona centrale (verticale e orizzontale)

$$A_s = 0,2\% (100 \times 30) = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 + 1\phi 10/20 \quad A_s = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Altezza zona critica

$$H_c = \text{larghezza parete} \Rightarrow 770 \text{ cm}$$

$$1/6 \text{ altezza} = 108 \text{ cm}$$

Si considera la zona a tutta altezza della parete

Verifica a pressoflessione della parete 3

1 p.p. setto

$$34612 \text{ daN}$$

2 copertura

$$490 \times 7,70 \times (11,30 - 1,5 \times 2) = 31316$$

3 soletta 1°

$$12230 \times 0,5 \times 2 = 12230$$

4 soletta p.t

$$11760 \times 0,5 \times 2 = 11760$$

5 loculi

$$33720 \times 1/2 \times 4 = 67440$$

$$5120 \times 1/2 \times 4 = 10240$$

$$\Sigma W_i = 167597 \text{ daN}$$

Sollecitazioni di pressoflessione

$$N_{Ed} = 1676 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 3674,2 \text{ KNm}$$

Si considera la sezione

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 770 - 28 = 742 \text{ mm}$$

$$A_s = 2032 \text{ mm}^2 \quad (8\phi 18 \text{ pi\`u esteri})$$

$$A'_s = 1018 \text{ mm}^2 \quad (4\phi 18 \text{ pi\`u esteri})$$

$$c = 28 \text{ cm} \quad \text{zona tesa}$$

$$c = 12 \text{ cm} \quad \text{zona compressa}$$

Si calcolo  $x$  per tentativo

$$x = 60 \text{ cm}$$

$$N_s = 2032 \times 391 = 794,5 \text{ KN}$$

$$N_c = -0,81 \times 300 \times 600 \times 14,16 = -2064,5 \text{ KN}$$

$$\varepsilon'_s = (60-12)/60 \times \varepsilon_{cu} = 2,8 \times 10^{-3} > 1,96 \times 10^{-3}$$

$$\sigma'_s = 391 \text{ MPa}$$

$$N'_s = 391 \times 1018 = -398 \text{ KN}$$

$$|794,5 - 2064,5 - 398| = 1668 \text{ KN} \approx N_{Ed} = 1676 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = -N_c (h/2 - Kx) + (N_s - N'_s)(h/2 - c)$$

$$M_{Rd} = 2064,5(385 - 0,416 \times 60) + 794,5(385 - 28) + 398(385 - 12) = 1175393 \text{ KNcm}$$

Per  $N_{Ed} = 1676 \text{ KN}$

$$M_{Rd} = 11753 \text{ KN} > M_{Ed} = 3674 \text{ KNm} \quad (G=3,2)$$

Verifica a Taglio

$$V_{Ed} = 737 \text{ KN}$$

Resistenza a taglio-compressione

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$d = 7420$$

$$b_w = 300$$

$$z = 80\% l_w = 616 \text{ cm}$$

$$\text{sostituisce } 0,9d = 667$$

$$\sigma_{cp} = 1676000 / 300 \times 7700 = 0,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_c = 1 + 0,72 / 14,16 = 1,05$$

$$f'_{cd} = 0,5 \times 14,16 = 7,08$$

$$(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) = 0 + 1 = 1$$

$$(1 + \text{ctg}^2 \theta) = 1 + 1 = 2$$

$$V_{Rcd} = 6869 \text{ KN} > V_{Ed} \times 1,50 = 737 \times 1,5 = 1105,5 \text{ KN}$$

Resistenza a taglio- trazione

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 3674,2 / (737 \times 7,7) = 0,647 < 2$$

$$K = 1 + (200/d)^{0,5} = 1,16$$

$$V_{min} = 0,035 \times 1,16^{3/2} \times 25^{0,5} = 0,2186$$

$$V_{Rdc} = (0,18 \times 1,16 \times (100 \times 0,0009 \times 25)^{1/3} / 1,5 + 0,15 \times 0,72) b d = 0,2904 b d$$

$$V_{Rdc} = 0,2904 \times 300 \times 7420 = 646 \text{ KN}$$

$$f_{ydh} = f_{ydv} = 391$$

$$\rho_h = 7,9 / (100 \times 30) = 0,0026$$

$$\rho_v = 2,54 \times (10 \times 2 \times 2) / (30 \times 770) = 0,0044$$

$$\rho_h f_{ydh} b_w z = 1878 \text{KN}$$

$$\rho_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed} = (3179 + 1676) = 4855 \text{KN}$$

$$\min N_{Ed} = 1676 \text{KN}$$

$$1878 \text{KN} < 4855 \text{KN}$$

$$V_{Ed} \times 1,5 \leq V_{Rdc} + 0,75 \rho_h f_{ydh} b_w \alpha_s l_w = 646000 + 0,75 \times 0,0026 \times 391 \times 300 \times 0,647 \times 7700 = 1785,5 \text{KN}$$

$$1105,5 \text{KN} < 1785,5 \text{KN}$$

Scorrimento nella zona critica

$$V_{Ed} \times 1,5 < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd}$$

$$\Sigma A_{si} = 101,6 \text{cm}^2 \quad 10 \times 4 \text{Ø}18$$

$V_{dd}$ :

$$1,3 \Sigma A_{si} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 981,5 \text{KN}$$

$$0,25 f_{yd} \Sigma A_{si} = 993,14 \text{KN}$$

$$V_{dd \text{ MIN}} = 981,5 \text{KN}$$

$V_{fd}$ :

$$\mu_f ((\Sigma A_{si} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + M_{Ed} / z) = 0,6 \times ((10160 \times 391 + 1676000) \times 0,04 + 3674200 / 6,16) = 493 \text{KN}$$

$$0,5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w = 0,5 \times 0,54 \times 14,16 \times 0,04 \times 7700 \times 300 = 353,3 \text{KN}$$

$$\eta = 0,6 (1 - 25/250) = 0,54$$

$\xi = x/d = 60,5/742 = 0,081 \Rightarrow 0,04$  (si assume dimezzato per la presenza di ferro compresso non considerato nella verifica a N,M)

$$V_{fd} = \min (493 / 353) = 353 \text{KN}$$

$$V_{Ed} \times 1,5 = 1105,5 \text{KN} < 981 + 353 = 1334 \text{KN}$$

### 5- Azione sismica SLD

$$a_g = 0,044g$$

$$F_o = 2,564$$

$$T_c^* = 0,26$$

$$S_s=1,6323 \Rightarrow S_s=1,5 \text{ suolo tipo C}$$

$$S_T=1$$

$$S=1,5$$

$$\eta=1$$

$$C_c=1,638$$

$$T_c=0,4258\text{sec}$$

$$T_B=0,142\text{sec}$$

$$T_B < T_1=0,199 < T_c$$

$$S_d(T_1) = a_g F_o S \eta = 0,044 \times 2,564 \times 1,5 \times 1 = 0,1692g$$

Carichi verticali

Azione sismica complessiva allo SLD

$$W = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

$$\psi_{2i} = 0,6 \text{ variabile } 1^\circ \text{ solaio}$$

$$\psi_{2i} = 0 \text{ variabile in copertura } a_{slm} < 1000m$$

$$G_1 + G_2 = 397552 \text{ daN}$$

$$\sum \psi_{2i} Q_{ki} = 9794 \text{ daN}$$

$$W = 407346 \text{ daN}$$

$$F_h = 0,1692 \times 407346 = 68932 \text{ daN} = 690 \text{ KN}$$

Rapporto tra Azione sismica SLD/SLV

$$690/737 = 0,9362$$

Sisma X + 30% Sisma Y

sett	sisma X	30%sisma Y	Totale
0			
1	381,35	15,9444	397,296
2	"	"	"
3	0	206,994	206,994

Sisma Y + 30% Sisma X

setto	sisma Y	30%sisma X	Totale
1	53,148	114,4036	167,5517
2	"	"	"
3	690	0	690

$$\text{Max setto 1 - setto 2} \quad F_h = 397,296 \text{ KN}$$

$$\text{Max setto 3} \quad F_h = 690 \text{ KN}$$

Ripartizione azione sismica ai piani

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

$$Z_1 = 45 + 25/2 = 58 \text{ cm}$$

$$Z_2 = 270 + 60 + 13 = 343 \text{ cm}$$

$$Z_3 = 343 + 13 + 270 + 12 = 638 \text{ cm}$$

$$W_1 = 90846 \text{ daN}$$

$$W_2 = 181550 \text{ daN}$$

$$W_3 = 134949 \text{ daN}$$

$$\sum W_i = 407345,4$$

$$\sum z_j W_j = 15363,82 \text{ KNm}$$

$$F_1 = 0,0343 F_h$$

$$F_2 = 0,4053 F_h$$

$$F_3 = 0,5604 F_h$$

Setto 1- Setto 2

$$F_h = 397,296 \text{ KN}$$

$$F_1 = 13,627 \text{ KN}$$

$$F_2 = 161,024 \text{ KN}$$

$$F_3 = 222,644 \text{ KN}$$

Sollecitazioni taglianti e flessionali

livell	taglio	momento
o	KN	KNm
3°	222,644	656,8
2°	383,668	1750,25
1°	397,296	1980,68

Sollecitazioni alla base setti 1-2

$$V = 397,296 \text{ KN}$$

$$M = 1980,68 \text{ KNm}$$

Setto 3

$$F_h = 690 \text{ KN}$$

$$F_1 = 23,666 \text{ KN}$$

$$F_2 = 279,649 \text{ KN}$$

$$F_3 = 386,664 \text{ KN}$$

## Sollecitazioni taglianti e flessionali

livello	taglio	momento
0°	KN	KNm
3°	386,66	1140,647
2°	666,312	3056,5
1°	690	3439,81

### Sollecitazioni alla base setto 3

V= 690 KN

M=3439,81KNm

### Verifica spostamento interpiano

#### Setto 1 – 2

V= 383,668KN

M= 656,8KNm

$$d_r' = Vh^3 / (3EJ)$$

$$d_r'' = Mh^2 / (2EJ)$$

E= 31475MPa

$$J = 30 \times 560^3 / 12 = 439,04 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$d_r' = \frac{383668 \times 2850^3}{3 \times (31475 \times 439,04 \times 10^{10}) \times 50\%} = 0,0428 \text{mm}$$

$$d_r'' = \frac{656,8 \times 10^6 \times 2850^2}{2 \times (31475 \times 439,04 \times 10^{10}) \times 50\%} = 0,0394 \text{mm}$$

#### Spostamento totale

$$d_r = 0,0822 \text{mm}$$

$$d_r/h = 1/34600 < 1/200$$

#### Setto 3

V= 666,312KN

M= 1140,647KNm

$$d_r' = Vh^3 / (3EJ)$$

$$d_r'' = Mh^2 / (2EJ)$$

E= 31475MPa

$$J = 30 \times 770^3 / 12 = 1141,33 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$666312 \times 2850^3$$



$$d_r' = \frac{1140,647 \times 10^6 \times 2850^2}{3 \times (31475 \times 1141,33 \times 10^{10}) \times 50\%} = 0,0286 \text{ mm}$$

$$d_r'' = \frac{1140,647 \times 10^6 \times 2850^2}{2 \times (31475 \times 1141,33 \times 10^{10}) \times 50\%} = 0,0258 \text{ mm}$$

Spostamento totale  
 $d_r = 0,0544 \text{ mm}$

$$d_r/h = 1/524000 < 1/200$$

### 6 – Trave esterna 1° solaio

Solaio: p.p. 240 daN/mq  
 Permanenti 160 daN/mq  
 Variabile 400 daN/mq

$$q = 1,3 \times (2500 \times 0,2 \times 0,4) + 1,3 \times 400 \times 2,35/2 + 1,3 \times 160 \times 0,40 + 1,5 \times 400 \times (2,35/2 + 0,4) = 1900 \text{ daN/m}$$

$$L_1 = L_2 = 3,7 \text{ m}$$

$$M_2 = -1900 \times 3,7^2/8 = -3251 \text{ daNm}$$

$$M_{1-2} = +1900 \times 3,7^2/8 = 3251 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 1900 \times 3,7/2 + 3251/3,7 = 4393 \text{ daN}$$

$b = 400$   
 $d = 160$   
 $A_s = 804 \text{ mm}^2 \quad 4\text{Ø}16$

$$X = 391 \times 804 / (0,81 \times 400 \times 14,16) = 68,5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 804 \times 391 \times (160 - 0,416 \times 68,5) = 4134 \text{ daNm} > M_{Ed} = 3251 \text{ daNm}$$

$$K = 1 + (200/d)^{0,5} = 2,11 \Rightarrow 2$$

$$V_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 25^{0,5} = 0,495$$

$$V_{Rdc} = (0,18 \times 2 \times (100 \times 0,0126 \times 25)^{1/3} / 1,5) \times b \times d = 0,7571 \times b \times d$$

$$V_{Rdc} = 0,7571 \times 400 \times 160 = 4845 \text{ daN} > V_{Ed} = 4393 \text{ daN}$$

$p < 0,8 \times 16 = 12,8 \text{ cm}$  passo staffe

$A_{st \min} = 0,15b = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $St\text{Ø}8/12,5 \Rightarrow A_{st} = 8,08 \text{ cm}^2/\text{m}$

In condizioni sismiche

$$q = (2500 \times 0,2 \times 0,4) + 400 \times 2,35/2 + 160 \times 0,40 + 400 \times 0,6 \times (2,35/2 + 0,4) = 1112 \text{ daN/m}$$
$$M_{Rd} = 4134 \text{ daNm} \quad \text{estremità della trave}$$

$$V_{Ed} = 1112 \times 3,7/2 + 2 \times 4134/3,7 = 4292 \text{ daN} < V_{Rdc} = 4845 \text{ daN}$$

Verifica SLE

$$q = (2500 \times 0,2 \times 0,4) + 400 \times 2,35/2 + 160 \times 0,40 + 400 \times (2,35/2 + 0,4) = 1364 \text{ daN/m}$$

$$M_2 = -1364 \times 3,7^2/8 = -2334 \text{ daNm}$$

$$M_{1-2} = +1364 \times 3,7^2/8 = 2334 \text{ daNm}$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$Y = 7,2 \text{ cm}$$

$$J_{ci} = 14316 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = 117,4 < 0,6 \times 250 = 150 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Con } A'_s = 8,04 \text{ cm}^2 \quad \sigma_c = 99 \text{ daN/cm}^2 \quad (\approx \sigma_c = 97,5 \text{ daN/cm}^2)$$

$$\sigma_s = 117,4 \times (16 - 7,2)/7,2 = 2152 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 \times 4500 = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

### 7 – Trave esterna solaio di copertura

$$\text{p.p. trave } 50 \times 24 \quad 240 \text{ daN/m}$$

$$\text{solaio con permanente } 490 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{cornicione } 265 \text{ daN/m}$$

$$490 \times (2,50) + 210 \times (0,4) + 265 = 1574 \text{ daN/m} \quad \text{permanente su trave}$$

$$120 \times (0,5 + 0,4 + 2,5) = 408 \text{ daN/m} \quad \text{variabile su trave}$$

$$q = 1,3 \times 240 + 1,3 \times 1574 + 1,5 \times 408 = 2970 \text{ daN/m}$$

$$L_1 = L_2 = 3,7 \text{ m}$$

$$M_2 = -2970 \times 3,7^2/8 = -5082 \text{ daNm}$$

$$M_{1-2} = +2970 \times 3,7^2/8 = 5082 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 2970 \times 3,7/2 + 5082/3,7 = 6868 \text{ daN}$$

$$b = 500$$

$$d = 200$$

$$A_s = 1005 \text{ mm}^2 \quad 5\text{Ø}16$$

$$A'_s = 0$$

$$X = 391 \times 1005 / (0,81 \times 500 \times 14,16) = 68,5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 1005 \times 391 \times (200 - 0,416 \times 68,5) = 6739 \text{ daNm} > M_{Ed} = 5082 \text{ daNm}$$

$$K = 1 + (200/d)^{0,5} = 2$$

$$V_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 25^{0,5} = 0,495$$

$$V_{Rdc} = (0,18 \times 2 \times (100 \times 0,0101 \times 25)^{1/3} / 1,5) b d = 0,7033 b d$$

$$V_{Rdc} = 0,7033 \times 500 \times 200 = 7033 \text{ daN} > V_{Ed} = 6868 \text{ daN}$$

$$p < 0,8 \times 20 = 16 \text{ cm} \quad \text{passo staffe}$$

$$A_{st \min} = 0,15b = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$St \varnothing 8/12,5 \Rightarrow A_{st} = 8,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

In condizioni sismiche

$$q = (2500 \times 0,2 \times 0,4) + 1574 = 1814 \text{ daN/m}$$

$$M_{Rd} = 6739 \text{ daNm} \quad \text{estremità della trave}$$

$$V_{Ed} = 1814 \times 3,7/2 + 2 \times 6739/3,7 = 6998 \text{ daN} < V_{Rdc} = 7033 \text{ daN}$$

Verifica SLE

$$q = (2500 \times 0,2 \times 0,4) + 1574 + 408 = 2222 \text{ daN/m}$$

$$M_2 = -2222 \times 3,7^2/8 = -3802 \text{ daNm}$$

$$M_{1-2} = +2222 \times 3,7^2/8 = 3802 \text{ daNm}$$

$$A_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$Y = 7,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 87 < 0,6 \times 250 = 150 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2211 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 \times 4500 = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

### 8 – Trave 1° solaio interna

Trave 20x40	p.p. 200 daN/m
Solaio con permanente	$400 \times 2,35/2 = 470 \text{ daN/m}$
Variabile	$400 \times 2,35/2 = 470 \text{ daN/m}$
Interno loculo	$300 \text{ daN/m}^2 \times 0,4 = 120 \text{ daN/m}$

$$q = 1,3 \times 200 + 1,3 \times 470 + 1,5 \times (470 + 120) = 1756 \text{ daN/m}$$

$$L = 80 + 10 = 90 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = 1756 \times 0,9^2/8 = 178 \text{ daNm}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \quad 4 \varnothing 12$$

$$X = 452 \times 391 / (0,81 \times 400 \times 14,16) = 38 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 452 \times 391 \times (160 - 0,416 \times 38) = 2548 \text{ daNm} > M_{Ed}$$

### 9 – Soletta di base

Porzione di soletta corrispondente a ogni setto ad  $i=90\text{cm}$   
Per effetto del comportamento a parete si considera 1 piano di carico  
 $2500 \times 0,1 \times 2,65 = 663 \text{ daN/m}$  setto verticale  
 $2500,1 \times 0,8 \times 5 = 1000 \text{ daN/m}$   
 $300 \times 0,8 \times 5 = 1200 \text{ daN/m}$

$$q = 1,3 \times (663 + 1000) + 1,5 \times (1200) = 4000 \text{ daN/m}$$

$$M = 4000 \times 2,65^2 / 8 = 3511 \text{ daNm}$$

$$Z = 0,5H = 0,5 \times 265 = 132 \text{ cm}$$

$$S_t = M/z = 3511 / 1,32 = 2660 \text{ daN}$$

Disponendo  $1\text{Ø}10/20$  (armature minima)  $\Rightarrow A_s = 3,93 \times 0,9 = 3,53 \text{ cm}^2$   
 $S_{\text{max}} = 353 \times 391 = 13802 \text{ daN} > S_t = 2660 \text{ daN}$

### 10 – Pilastri esterni

Carico trasmesso dalla trave del primo solaio  
 $4393 \times 2 = 8786 \text{ daN}$

Carico trasmesso dalla trave di copertura  
 $6868 \times 2 = 13736 \text{ daN}$

p.p. pilastro  
 $2400 \text{ daN}$

$$N_{\text{max}} = 8786 + 13736 + 1,3 \times 2400 = 25642 \text{ daN}$$

$$N_{\text{min}} = 15378 \text{ daN} \text{ (senza variabile } 1^\circ \text{ solaio e solaio di copertura)}$$

$$M_{\text{Ed}} = e \times N_{\text{Ed}}$$

$$e = 0,05h = 0,05 \times 400 = 20 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Ed}} = 25642 \times 0,02 = 513 \text{ daNm}$$

Verifica a N,M  
(metodo approssimato tabellare)

$$v = -256420 / (400 \times 400 \times 14,16) = -0,113$$

$$\omega = 1206 / (400 \times 400 \times 14,16) = 0,208$$

$$G = M_{\text{Rd}} / M_{\text{Ed}} = 8,424$$

$$M_{\text{Rd}} = 513 \times 8,424 = 4321 \text{ daNm} > M_{\text{Ed}} = 513 \text{ daNm}$$

Passo staffe max

$$P = 12\text{Ø}19,2 \text{ cm} \Rightarrow p = 15 \text{ cm}$$

Percentuale d'armatura verticale

$$\rho = 16,08 / (40 \times 40) = 1,01\% > 1\%$$

### 11- Fondazioni condizioni statiche

Carico dall'elevazione 407346daN  
(carico per azioni sismiche)

Carico variabile copertura 12103daN

Carico variabile 1° solaio  $8162 \times 2 \times (1 - 0,6) = 16324 - 9794$

Carico variabile piano terra  $8162 \times 2 = 16324 \text{daN}$

Permanente al piano terra  
(vespaio su fondazioni)

$$2000 \times 0,10 + 2500 \times 0,15 + 1600 \times 0,35 = 1135 \text{daN/mq} \Rightarrow \\ 1135 \times 2,35 \times 7,70 \times 2 = 41075 \text{daN}$$

Peso fondazione

$$2500 \times 0,40 \times 12,30 \times 8,30 = 102090 \text{daN} \quad \text{platea } 8,30 \times 12,30$$

$$2500 \times 0,30 \times 0,45 \times 7,7 \times 2 = 5198 \text{daN}$$

$$2500 \times 0,40 \times 0,50 \times 7,7 \times 2 = 7700 \text{daN}$$

$$2500 \times 0,40 \times 0,50 \times 2,35 \times 4 = 4700 \text{daN}$$

Totale fondazione = 119.687daN

#### 11.1. verifica portanza terreno-fondazione

Peso struttura fondazione 1197 KN

Permanente

$$407346 - 9794 + 41075 = \underline{4386,27 \text{KN}}$$

Variabile affollamento

$$16324 + 16324 = 32648$$

Variabile neve

12103

Variabile + gravoso:

$$1 \times 12103 + 0,7 \times 16324 + 0,7 \times 16324 = 34957 \text{daN} \Rightarrow \underline{349,6 \text{KN}}$$

$$0,5 \times 12103 + 1 \times 16324 + 0,7 \times 16324 = 33802 \text{daN}$$

Verifica APP1 COMB 2 (GEO)

$\gamma_{G2} = 1,15$  per carichi in maggior parte definiti

$$Q = 1 \times 1197 + 1,15 \times 4386,3 + 1,3 \times 349,6 = 6695,7 \text{ KN}$$

$$e = 0,30\text{m}$$

Terreno

$$P_{amm} = 0,7\text{daN/cm}^2 \Rightarrow N_c = 5,7 \quad C_{uk} = 0,7 \times 3 / 5,7 = 0,3684$$

$$C_{ud} = 0,3684 / 1,4 = 0,2631\text{daN/cm}^2$$

$$S_c = 1 + 0,2(8,30 / 12,30) = 1,135$$

$$q_{lim} = S_c C_{ud} N_c + \gamma DN_q = 1,135 \times 0,2631 \times 5,7 + 1800 \times 1 \times 1 \times 10^{-4} = 1,882\text{daN/cm}^2$$

$$B' = 2(B/2 - e) = 2(830/2 - 30) = 770\text{cm}$$

$$Q_{lim} = 1,882 \times 770 \times 1230 = 17824\text{KN}$$

$$R_d = Q_{lim} / 1,8 = 9902\text{KN} > E_d = 6695,7\text{KN} \quad G = 1,47$$

## 11.2. verifica struttura fondazione

Verifica APP1 COMB 1 (STR)

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\gamma_{G2} = 1,45 \Rightarrow (1,3 \times 1 + 1,5 \times 3) / 4 \text{ per carichi in maggior parte definiti}$$

$$Q = 1,3 \times 1197 + 1,45 \times 4386,3 + 1,5 \times 349,6 = 8440,6\text{KN}$$

$$e = 0,30\text{m}$$

$$B' = 2(B/2 - e) = 2(830/2 - 30) = 770\text{cm}$$

$$L = 1230$$

$$p = 8440,6 / (12,3 \times 7,70) = 89,12\text{KN/m}^2$$

carico netto sulla struttura

$$q = 89,12 - 1,3 \times 25 \times 0,40 = 76,12\text{KN/m}^2$$

a) Platea

Campo di  $l_{max}$  tra le nervature

$$L = 2,35 \times 1,05 = 2,46\text{m}$$

$$M_{Ed} = 7612 \times 2,46^2 / 8 = 5758\text{daNm}$$

$$b = 1000\text{mm}$$

$$h = 400\text{mm}$$

$$d = 360\text{mm}$$

$$A_s = 566\text{mm}^2 \quad 1\text{Ø}12/20$$

$$\text{C20/25} \quad f_{cd} = 11,33\text{MPa}$$

$$X = 391 \times 566 / (0,81 \times 1000 \times 11,33) = 24 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 391 \times 566 \times (360 - 0,416 \times 24) = 7746 \text{ daNm} > M_{Ed} = 5758 \text{ daNm}$$

Verifica armatura 0,2% sezione

$$\rho_M = 0,002 f_{yd} / f_{cd} = 0,002 \times 391 / 11,33 = 0,069$$

$$\mu = \rho_M (1 - \rho_M / 2) = 0,0666$$

$$\mu = M_{Rd} / M_o$$

$$M_{Rd} = \mu (b d^2 f_{cd})$$

$$M_{Rd} = M_{Ed} \Rightarrow 57580000 = 0,0666 \times (b \times 360^2 \times 11,33) \Rightarrow b_{eff} = 588,8 \text{ mm} \approx 590 \text{ mm}$$

Con  $b_{eff}$  base effettivamente necessaria per sostenere un momento pari a quello sollecitante con un'armatura del 0,2% della sezione (di altezza utile 360mm).

$$A_s = 0,2\% (590 \times 360) = 424,8 \text{ mm}^2 < A_s = 566 \text{ mm}^2 \quad 1\text{Ø}12/20$$

b) Trave di fondazione tra i pilastri

$$q = 7612 \times (0,5 + 0,4 + 0,5) = 10656 \text{ daN/m}$$

$$M_{Ed} = 10656 \times 3,7^2 / 8 = 18235 \text{ daNm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$d = 860 \text{ mm}$$

$$A_s = 804 \text{ mm}^2 \quad 4\text{Ø}16$$

$$\text{C20/25} \quad f_{cd} = 11,33 \text{ MPa}$$

$$X = 391 \times 804 / (0,81 \times 400 \times 11,33) = 85,6 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 391 \times 804 \times (860 - 0,416 \times 85,6) = 25915 \text{ daNm} > M_{Ed} = 18235 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 10656 \times 3,7 / 2 + 18235 / 3,7 = 24642 \text{ daN}$$

A  $x = 50 \text{ cm}$  dall'asse

$$V_{Ed} = 24642 - 10656 \times 0,5 = 19314 \text{ daN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \times 860 \times 400 \times 1 \times (0,5 \times 11,33) \times (0+1) / (1+1) = 876,94 \text{ KN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 860 \times (A_{sw}/s) \times 391 \times (0+1) \times 1 = 302,634 (A_{sw}/s) \text{ KN}$$

$$\text{StØ}10/10 \quad A_{sw}/s = 157/100 \quad V_{Rsd} = 475 \text{ KN} > V_{Ed} = 246,42 \text{ KN}$$

StØ10/10 in corrispondenza dei pilastri per 60cm

$$\text{StØ}10/20 \quad A_{sw}/s = 157/200 \quad V_{Rsd} = 237 \text{ KN} > V_{Ed} = 193,1 \text{ KN}$$

StØ10/20 nella zona compresa dai tratti di 60cm in corrispondenza dei pilastri

## 12- Fondazioni condizioni sismiche

12.1. verifica portanza terreno-fondazione

$N_{Ed} = 4073,46\text{KN}$  carico verticale per azioni sismiche

$F_{hz} = F_h(0,0343 \times 0,58 + 0,4053 \times 3,43 + 0,5604 \times 6,38)$

$z_h = 4,9854\text{m}$  risultante azione sismica da estradosso platea fondazione

$z = 4,99 + 0,4 = 5,39\text{m}$  risultante azione sismica dalla base

sisma direzione principale

$F_h = 737\text{KN}$

$M(F_h) = 737 \times 5,39 = 3972\text{KNm}$

sisma in direzione perpendicolare dalla principale

30%  $F_h = 221,1\text{KN}$

$M(30\%F_h) = 221 \times 5,39 = 1191\text{KNm}$

Eccentricità del carico verticale  $= 0,30\text{m} + 0,05 \times 7,70 = 0,69\text{m}$  rispetto asse X

Eccentricità del carico verticale  $= 0,00\text{m} + 0,05 \times 11,30 = 0,57\text{m}$  rispetto asse Y

$M_x(N) = 4073,46 \times 0,69 = 2810\text{KNm}$

$M_y(N) = 4073,46 \times 0,57 = 2322\text{KNm}$

Direzione principale sisma Y – 30% in direzione X

$M_x = 3972 \times 1,1 + 2810 = 7179\text{KN}$

$M_y = 1191 \times 1,1 + 2322 = 3632\text{KN}$

$N = 5680,7\text{KN}$  (elevazione+fondazione)

$e_x = M_x/N = 7179/5680,7 = 1,26\text{m}$

$B_y' = 2(830/2 - 126) = 578\text{cm}$

$e_y = M_y/N = 3632/5680,7 = 0,64\text{m}$

$B_x' = 2(1230/2 - 64) = 1102\text{cm}$

$Q_{lim} = 1,882 \times 578 \times 1102 = 11987,5\text{KN}$

$R_d = Q_{lim}/1,8 = 6660\text{KN} > E_d = 5680,7\text{KN}$   $G = 1,17$

Direzione principale sisma X – 30% in direzione Y



$$M_x = 1191 \times 1,1 + 2810 = 4120 \text{ KN}$$

$$M_y = 3972 \times 1,1 + 2322 = 6691 \text{ KN}$$

$$N = 5680,7 \text{ KN} \quad (\text{elevazione} + \text{fondazione})$$

$$e_x = M_x / N = 4120 / 5680,7 = 0,73 \text{ m}$$

$$B_y' = 2(830/2 - 73) = 684 \text{ cm}$$

$$e_y = M_y / N = 6691 / 5680,7 = 1,18 \text{ m}$$

$$B_x' = 2(1230/2 - 118) = 994 \text{ cm}$$

$$Q_{lim} = 1,882 \times 684 \times 994 = 12795 \text{ KN}$$

$$R_d = Q_{lim} / 1,8 = 7108 \text{ KN} > E_d = 5680,7 \text{ KN} \quad G = 1,25$$

## 12.2. verifica struttura fondazione

Direzione principale sisma Y – 30% in direzione X

$$p = 5680,7 / (5,78 \times 11,02) = 89,18 \text{ KN/mq}$$

carico netto sulla struttura

$$q = 89,18 - 25 \times 0,40 = 79,18 \text{ KN/mq}$$

$$q = 1,04 \times (76,12 \text{ KN/mq}) \quad +4\% \text{ del carico netto nel caso di condizioni statiche}$$

Per la platea:

$$M_{Rd} = 7746 \text{ daNm} > M_{Ed} = 5758 \times 1,04 = 5988 \text{ daNm}$$

Per la trave di fondazione tra i pilastri

$$M_{Rd} = 25915 \text{ daNm} > M_{Ed} = 18235 \times 1,04 = 18964 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 24642 \times 1,04 = 25627 \text{ daN}$$

A x = 50cm dall'asse

$$V_{Ed} = 19314 \times 1,04 = 20086 \text{ daN}$$

$$V_{Rcd} = 876,94 \text{ KN} > V_{Ed} = 256,27 \text{ KN}$$

$$\text{St}\varnothing 10/10 \quad A_{sw}/s = 157/100 \quad V_{Rsd} = 475 \text{ KN} > V_{Ed} = 256,27 \text{ KN}$$

$$\text{St}\varnothing 10/20 \quad A_{sw}/s = 157/200 \quad V_{Rsd} = 237 \text{ KN} > V_{Ed} = 200,86 \text{ KN}$$

Direzione principale sisma X – 30% in direzione Y

$$p = 5680,7 / (6,84 \times 9,94) = 83,55 \text{ KN/mq}$$

carico netto sulla struttura

$$q = 83,55 - 25 \times 0,40 = 73,55 \text{ KN/mq} < 76,12 \text{ KN/mq}$$

76,12 KN/mq = carico netto nel caso di condizioni statiche

### 13- Loculi

Sollecitazioni flessionali nelle solette

1° stadio cls non fessurato- sezione interamente reagente

$$M = (250+300) \times 0,8^2 / 8 = 44 \text{ daNm/m}$$

$$\sigma = 4400 / (100 \times 10^2 / 6) = 2,64 \text{ daN/cm}^2 = 0,264 \text{ N/mm}^2 < f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 1,80 \text{ MPa per C25/30}$$

2° stadio cls fessurato- sezione non reagente a trazione

$$M = (250+300) \times 0,8^2 / 8 = 44 \text{ daNm/m}$$

Rete Ø6/20x20

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 10 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = 15,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 681 \text{ daN/cm}^2$$

### 14 Copriferro strutture in cls

Si considera classe di esposizione XC3

Classe S4 per travi, pilastri

Classe S4 → per solette (solette orizzontali, pareti) riduzione a classe S3

$$C_{\min, \text{dur}} = 20 \text{ mm per solette}$$

$$C_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm per travi, pilastri}$$

$$C_{\min, \text{b}} = 10 \text{ mm per barre esterne } \varnothing 10$$

Barre Ø16, Ø18 interne a barre Ø8, Ø10

$$C_{\min, \text{dur}} > C_{\min, \text{b}} / 10 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{\text{dev}} = 5 \text{ mm (controllo in cantiere dei copriferri e posizione armature)}$$

$$C = 20 + 5 = 25 \text{ mm per solette}$$

$$C = 25 + 5 = 30 \text{ mm per pilastri e travi (superfici esposte delle travi)}$$

