

## ALLEGATO 2

### 2.1) ANALISI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA

CARICHI PERMANENTI		CARICHI VARIABILI
CARICHI STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	
peso (KN)	peso (KN)	peso (KN/m)
capriata= 6,48	tegole= 8,96	per copertura solo manutenzione cat H1
falso puntone= 1,18	isotec= 0,19	$q_{k(sovrac. acc.)} = 0,5$
cordolo cls= 1,18	perlinato= 2,40	$H_{k(sovrac. acc.)} = 1$
trave di colmo= 0,41	$P_2 = 11,55$	$H_{k(neve)} = 0,9414$
$P_1 = 9,25$	$G_2 = 2,3104$ KN/m	$H_{k(vento)} = 0,387$
$G_1 = P_1/5 = 1,84936$ KN/m		

$$G_1^* = 1,1 \times 2 \text{ KN/m} = 2,2 \text{ KN/m}$$

$$G_2^* = 1,5 \times 2,4 \text{ KN/m} = 3,6 \text{ KN/m}$$

$$Q_{acc} = 1,5 (1 + 0,9414 + 0,387) = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$P = 46,5 \text{ KN/m}$$

peso che grava sul colmo del cordolo

$$R_{dA} = 24 \text{ KN}$$

$$R_{dB} = 24 \text{ KN}$$

$$R_{dP} = 2,1 \text{ KN}^*(1,125) = 2,3625 \text{ KN}$$

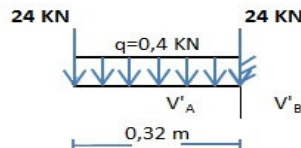
$$\text{reazione in testa al cordolo} > R_{A \text{ catena}} = 21 \text{ KN}$$

$$\text{reazione in testa al cordolo} > R_{B \text{ catena}} = 21 \text{ KN}$$

$$\text{reazione in testa al c ordolo} > R_{v \text{ falso puntone}} = 2,1 \text{ KN}$$

Si considerano le reazioni calcolate, visto che quelle certificate dalla ditta CENTRO LEGNO SRL sono minori. Per tanto la struttura la si verifica maggiormente sollecitata.

### 2.2) ANALISI PROGETTO E VERIFICA CORDOLO PERIMETRALE



$$q = 0,4 \text{ KN}$$

$$P_1 = 24 \text{ KN}$$

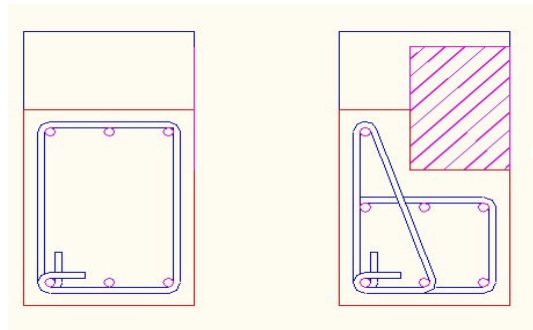
$$P_2 = 24 \text{ KN}$$

$$V'_A = ql/2 = 0,16 \text{ KN}$$

$$V'_B = ql/2 = 0,16 \text{ KN}$$

$$M_A = 1/12 ql^2 = 0,0213 \text{ KN m}$$

$$M_B = 1/12 ql^2 = 0,0213 \text{ KN m}$$



$$\begin{aligned} V''_A &= 24 \text{ KN} & V_{ATOT} &= 24 \text{ KN} \\ V''_B &= 24 \text{ KN} & V_{BTOT} &= 24 \text{ KN} \\ H_A &= H_B = 0 & M_A = M_B &= 0,0213 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{CK} &= 30 & f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\ & & f_{cd} &= 14,11 \text{ N/mm}^2 \\ & & f_{ctm} &= 0,265 * R_{CK}^{2/3} = 2,501185499 \text{ N/mm}^2 \\ \text{FeB44K} & & f_{yd} &= 430 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 250 \text{ mm} \\ M_{Ed} &= 21000 \text{ N mm} \end{aligned}$$

#### ARMATURA EQUILIBRATA

$$\begin{aligned} d &= 5,70 \text{ mm} \\ A_s &= 462 \text{ mm}^2 \\ A_{sMIN} &= (0,26 b \times d \times f_{ctm}) / f_{yk} & \text{NTC 2008 4.1.6.1.1} \\ A_{sREQ} &= (0,8 b \times f_{cd}) / f_{yd} \\ A_{sMAX} &= 0,04 b \times A_c & \text{NTC 2008 7.4.6.1.1} \end{aligned}$$

#### Progettazione armatura semplice equilibrata

$$\begin{aligned} x &= 0,259259259 * d \\ x_0 &= 0,4 * x = 0,103703704 * d \\ z &= 0,896296296 * d \\ d &= 5,699258534 \\ A_{sREQ} &= 11,15164738 < A_{s \ 3 \ \emptyset 14} = 462 \text{ mm}^2 \\ T = A_s * f_y &= 198660 \text{ N} \\ M_{Rd} = C * z = T * z &= 1014799,842 \text{ N} > M_{Ed} = 21000 \text{ N mm} \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

**VERIFICATO**

#### Verifica puntuale a compressione

$$\begin{aligned} P &= 24 \text{ KN} \\ h &= 0,3 \text{ KN} \\ b &= 0,25 \text{ KN} \\ \sigma_{ed} &= 384 \text{ KN/m}^2 < f_{cd} = 14110 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

#### Verifica area armatura

$$\begin{aligned} A_{sMAX} &= 3000 \text{ mm}^2 \\ A_{sMIN} &= 103,2175271 \text{ mm}^2 > 0,0013 b \times d = 88,725 & \text{armatura longitudinale in zona tesa} \\ A_{s \ 3 \ \emptyset 14} &= 462 \text{ mm}^2 & \text{armatura di progetto} \\ A_{sREQ} &= 373,9130435 \text{ mm}^2 & A_{sMIN} < A_s < A_{sMAX} & \text{armatura minima richiesta} \\ 1,4/f_{yk} &= 3,256E-03 \\ \rho/b \times h &= 6,160E-03 \\ \rho_{comp} + 3,5/f_{yk} &= 1,43E-02 & 1,4/f_{yk} < \rho < \rho_{COMP} + 3,5/430 \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

**VERIFICATO**

**VERIFICATO**

### Verifica a taglio

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{NTC 2008 4.1.2.1.3.1}$$

$$V_{Ed} = 24,16 \text{ KN}$$

è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$$V_{Rd} = [0,18 K (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq [V_{MIN} + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

è la resistenza a taglio

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$K = 1 + (200/273)^{1/2} = 1,86 \leq 2$$

**VERIFICATO**

$$V_{MIN} = 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/4} = 0,1386$$

$$d = 273 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 3 \varnothing 14 = 924 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / b_w d \leq 0,02$$

$$\rho_1 = 0,0135 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad \text{è la tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp} = 0,0135 \leq 0,2 \times 14,11$$

**VERIFICATO**

$$V_{Rd} = 59,07486 \text{ KN} \geq V_{Ed}$$

**VERIFICATO**

**VERIFICATO**

$$A_{st} = 1,5 b \quad \text{NTC 2008 4.1.6.1.1}$$

$$A_{st} = 375 \text{ mm}^2$$

$$A_{ss} = 2 \times 0,79 / 0,210 = 7,5238 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} > A_{st}$$

**VERIFICATO**

con un minimo

$$\text{staffe a metro : } 3 \times 0,210 = 0,63 < 1$$

**VERIFICATO**

si hanno 4 staffe a metro con passo 250 mm e il passo non deve essere minore di  $0,8 \times d$  :

$$p = 218,4 > 210$$

**VERIFICATO**

### Armatura del Cordolo

$$\text{armatura sup.} = 3 \varnothing 14$$

$$\text{armatura inf.} = 3 \varnothing 14$$

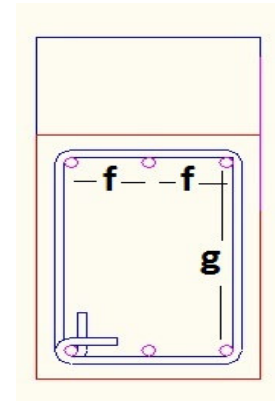
$$\text{staffa} = 1 \varnothing 10 / 210$$

distanza orizzontale f tra i ferri longitudinali:

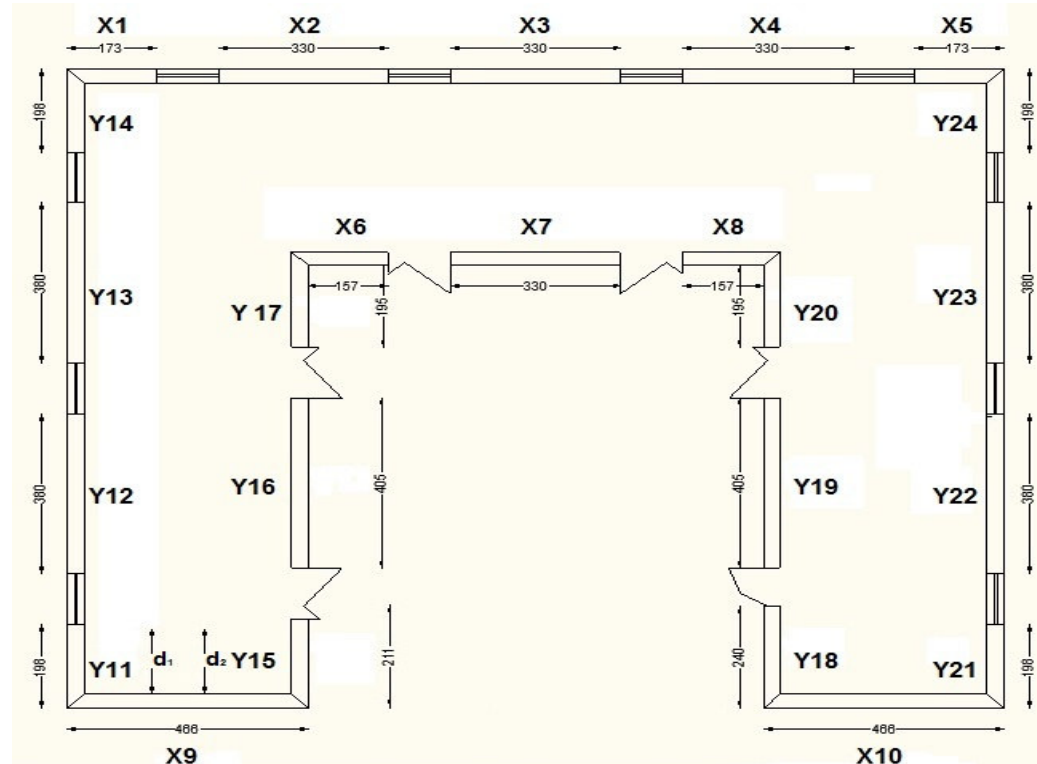
$$f = (250 - 20 - 10 - 14 - 14 - 14 - 20) / 2 = 74 \text{ mm}$$

distanza verticale g tra i ferri longitudinali:

$$g = 300 - 40 - 28 = 232 \text{ mm}$$



### 2.3) Analisi Muratura - STATICA -



Fattore laterale di vincolo

$h/a$	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

$\lambda = h_0/t$  snellezza convenzionale  
 $t = 300 \text{ mm}$  spessore del muro  
 $h_0 = \rho \times h$  lunghezza libera di inflessione

$h = 3,25 \text{ m}$  altezza del muro  
 $l_i = 4,33 \text{ m}$  interasse tra le murature portanti  
 $\lambda = h_0/a = 0,75$  snellezza convenzionale  
 $\rho = 3/2 - h/a = 0,75$  lunghezza libera:  
 $4,66 \geq 0,3 h$  **VERIFICATO**

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture (d) disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume  $\rho = 1$ .

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

a	h/a	$\rho$	$\lambda$
1,98	1,6414	1	10,83
3,98	0,8166	1	10,83
1,65	1,9697	1	10,83
1,73	1,8786	1	10,83
3,30	0,9848	1	10,83
4,66	0,6974	1	10,83
1,78	1,8258	1	10,83
4,05	0,8025	1	10,83
1,95	1,6667	1	10,83
1,57	2,0701	1	10,83
3,30	0,9848	1	10,83

poiché  $d = 1,20 > 1/5 h = 1/5 \cdot 3,25$  implica che  $\rho = 1$

**VERIFICATO**

#### 4.5.6.1. NTC 2008

$$\gamma_M = 3$$

$$f_k = 4,37$$

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,46 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{CLASSE DI CATEGORIA II}$$


#### 4.5.6.2. NTC 2008

**PRONTUARIO PER IL CALCOLO DI ELEMENTI STRUTTURALI - [DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DEL VENTO]**

File Edit Argomenti Finestre Help

DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DEL VENTO

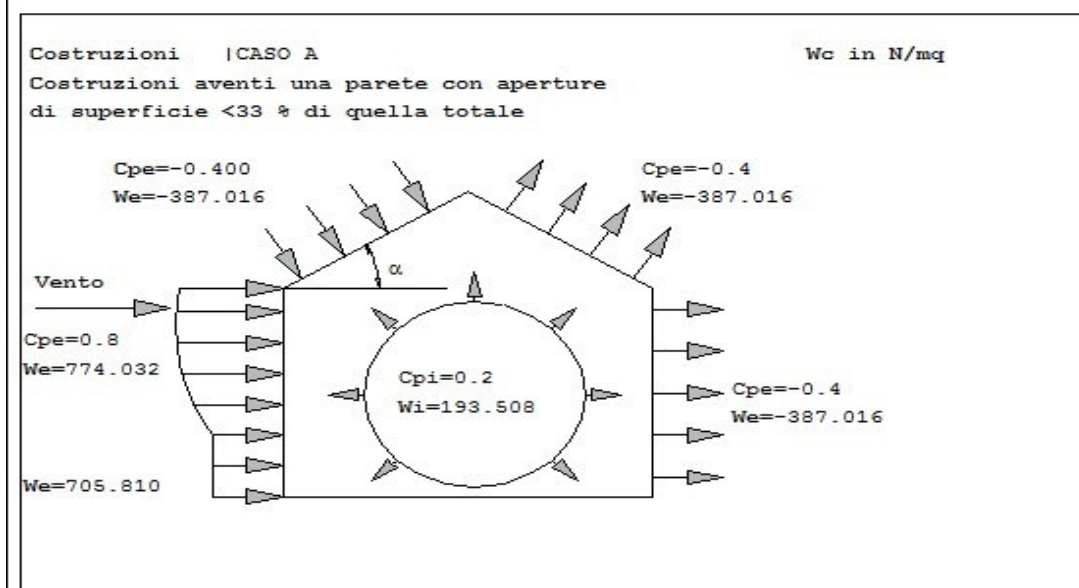
Zona	ZONA 6	D	[m] ?43000.0	q <sub>s</sub>	[N/mq]=28.000
Esposizione	II	H	[m] ?239.0	C <sub>ev</sub>	=1.405
as	[mslm] ?113	z	[m] ?5.4	C <sub>t</sub>	=1.000
α	[°] ?20.0	h	[m] ?140.0	P <sub>f</sub>	[N/mq]=42.622
Ubicazione	su di un pendio	C <sub>f</sub>	=0.040	C <sub>d</sub>	=1
Tr	[anni] ?50.0				
Coeff. Attrito	0.04				



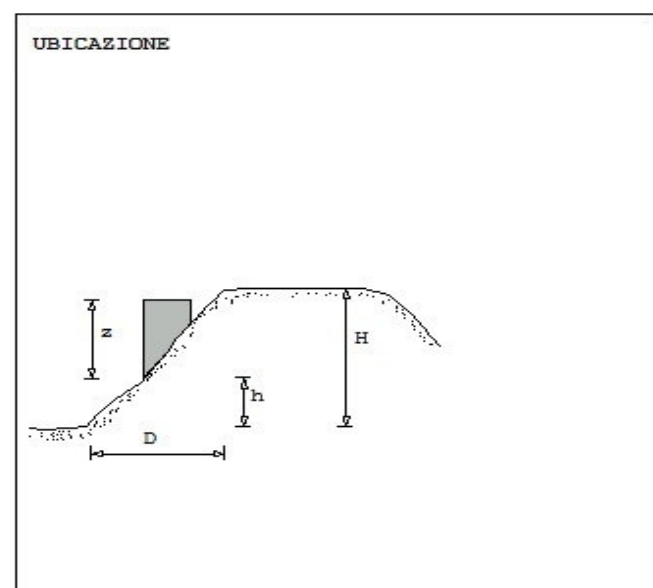
Costruzioni | CASO A

Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie <33 % di quella totale

W<sub>c</sub> in N/mq



UBICAZIONE



## MURATURA Y16=Y19

$$f_{drid} = \varphi / f_d$$

$\varphi$  = coefficiente di riduzione della resistenza materiale (funzione di  $\lambda$  e coefficiente di eccentricità m).

$f_d = f_k/3$  = resistenza di calcolo = 1,51 N/mm<sup>2</sup>  $f_k$  = resistenza caratteristica della muratura

$$e_{s1} = N_1 d_1 / (N_1 + \sum N_2)$$

$$e_{s2} = \sum N_2 d_2 / (N_1 + \sum N_2)$$

$$N_{cordolo} = (0,10 * 0,10)m^2 + (0,30 * 0,25)m^2 * 25 \text{ KN/m}^3 = 2,125 \text{ KN/m} * 4,05 \text{ m}$$

$$N_{cordolo} = 8,60625 \text{ KN}$$

$$N_{capriata} = (24 * 2) + (2,4 * 3) = 55,2 \text{ KN}$$

$$N_1 = N_{capriata} + N_{cordolo} = 63,80625 \text{ KN}$$

$$N_{dormiente} = 4 \text{ Kg/m} * 4,05 \text{ m} = 16,2 \text{ Kg} = 0,162 \text{ KN}$$

$$N_2 = 0,162 + (2,4 * 5) = 12,162 \text{ KN}$$

$$N_2 = N_{dormiente} + N_{copertura \text{ loggia}}$$

$$d_{capriata} = 7,5 \text{ cm}$$

$$d_{cordolo} = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_{s1} = 0,0210 \text{ m}$$

eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

$$e_{s2} = 0,0336 \text{ m}$$

eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

$$e_a = h/200 = 0,01625$$

eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione

$$M_v = 774,032 * 3,25^2/8 = 1021,96 \text{ N m}$$

$$N = N_1 + N_2 + N_{metà \text{ muro}} = 90968,25 \text{ N}$$

$$e_v = M_v/N = 1021,96 \text{ N} / 90968,25 \text{ N} = 0,0112 \text{ m}$$

$$\text{Area Y16} = 4,05 * 3,25 = 13,1625 \text{ m}^2$$

$$N_{muro} = 13,1625 \text{ m}^2 * 221 \text{ kg/m}^2 = 2908,9125 \text{ Kg} = 29,1 \text{ KN}$$

$$N_{metà \text{ muro}} = 15 \text{ KN}$$

$$e_1 = e_{s2} + e_a = 0,07085 \text{ m}$$

$$e_2 = e_1/2 + |e_v| = 0,0466$$

$$e = e_2 > e_a$$

eccentricità calcolata per la verifica della sezione ove è massimo il valore di  $M_v$

$$e_2 \leq 0,33 * t = \text{nocciolo centrale di inerzia}$$

$$m = 6e/0,300 = 0,932 \approx 1 \rightarrow \varphi = 0,4284$$

dove m è il coefficiente di eccentricità e  $\varphi$  è il coefficiente di riduzione

$$f_{drid} = \varphi / f_d = 0,655 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq N_{rd} = \varphi * f_d * A$$

$$90,96825 \text{ KN} \leq 760 \text{ KN}$$

$N_d$  = carico verticale agente nella sezione di verifica

$N_{rd}$  = carico verticale limite ammissibile

## MURATURA X9=X10

$$f_{drid} = \varphi / f_d$$

$\varphi$  = coefficiente di riduzione della resistenza materiale (funzione di  $\lambda$  e coefficiente di eccentricità m).

$f_d = f_k/3$  = resistenza di calcolo = 1,51 N/mm<sup>2</sup>  $f_k$  = resistenza caratteristica della muratura

$$e_{s1} = N_1 d_1 / (N_1 + \sum N_2)$$

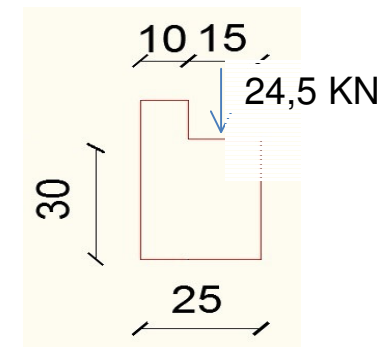
$$e_{s2} = \sum N_2 d_2 / (N_1 + \sum N_2)$$

$$N_{trave \text{ colmo}} = 7,88 \text{ KN} \approx 7,9 \text{ KN}$$

$$N_{cordolo} = 4,66 * ((0,10 * 0,10) + (0,30 * 0,25)) = 0,3615 \text{ KN} \approx 0,40$$

$$N_1 = N_{trave \text{ colmo}} + N_{cordolo} = 8,30 \text{ KN}$$

$$d_{cordolo} = 0,025 \text{ cm}$$



**VERIFICATO**

**VERIFICATO**

$$\begin{aligned}
e_{s1} &= 0,025 \text{ m} && \text{eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano} \\
&&& \text{medio del muro da verificare;} \\
e_{s2} &= 0 \text{ m} && \text{eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;} \\
e_a &= h/200 = 0,02085 && \text{eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione} \\
e_v &= M_v/N = 1331,70/27800 \text{ N} = 0,0479 \text{ m} \\
\text{Area Y16} &= (4,16 \times 3,25)/2 = 17,2886 \text{ m}^2 \\
N_{\text{muro}} &= 17,2886 \times 221 = 38,21 \text{ KN} \approx 39 \text{ KN} \\
N_{\text{metàmuro}} &= 19,5 \text{ KN} \\
N_{\text{TOT}} &= N_1 + N_{\text{metàmuro}} = 27,8 \text{ KN} \\
M_v &= ql^2/8 = 1331 \text{ N} \\
e_1 &= |e_{s1}| + e_a = 0,046 \text{ m} \\
e_2 &= e_1/2 + |e_v| = 0,079 \text{ m} \\
e &= e_2 > e_a && \text{eccentricità calcolata per la verifica della sezione ove è massimo il valore di } M_v \\
e_2 &\leq 0,33 \text{ t} \\
\lambda &= 8,7 \\
m &= 6e/0,300 = 1,418 \quad \longrightarrow \quad \varphi = 0,303 \\
f_{\text{drid}} &= \varphi / f_d = 0,4424 \text{ N/mm}^2 \\
N_d \leq N_{\text{rd}} &= \varphi \times f_d \times A && N_d = \text{carico verticale agente nella sezione di verifica} \\
27,800 \text{ KN} &\leq 613,475 \text{ KN} && N_{\text{rd}} = \text{carico verticale limite ammissibile}
\end{aligned}$$

**VERIFICATO**  
**VERIFICATO**

#### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 4.5.6.3. NTC 2008

Non è necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando, come in questo caso sono soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi.

#### VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

#### 4.5.6.4. NTC 2008

Visti i sei punti (a, b, c, d, e, f) ed essendo conformi con le caratteristiche della costruzione può essere utilizzata la formula :

- a) le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- b) nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 ;
- c) il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- d) la planimetria dell'edificio sia inscritto in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- e) la snellezza della muratura, secondo l'espressione (4.5.1), non sia in nessun caso superiore a 12;
- f) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m<sup>2</sup>.

$$\sigma = N/0,65 A \leq f_k/\gamma_M$$

$$\text{Area muri} = 26688000 \text{ mm}^2$$

$$N = 126540 \text{ KG} \approx 1265400 \text{ N} \approx 1265,4 \text{ KN}$$

$\sigma$  = tensione ammissibile della muratura

A = è l'area totale dei muri portanti

N = carico verticale totale alla base, come da tabella sottostante

**CALCOLO PESO TOTALE DEL FABBRICATO**

STRUTTURA	n°	KG	KG/MQ	KG/MC	KG/MT	MT	MT	MT	MQ	MC	UNITARIO	TOTALE
9 CATENA					13	4,3					55,9	503,1
2 CATENA ANGOLO					13	6					78	156
18 PUNTONE					13	2,3					29,9	538,2
4 PUNTONE ANGOLO					13	3,1					40,3	161,2
11 MONACO				450		0,6			0,028		7,56	4950
20 SAETTA				450		0,81			0,028		10,206	9900
TRAVE DI COLMO					13	39,08					508,04	508,04
45 FALSI PUNTONI					8	2,08					64	576
AREA TETTO A FALDE				5	39				195			
28/MQ TEGOLE			56						195			10920
ISOTEC				40		0,06			195			468
PERLINATO				600		0,025			195			2925
TOT												31605,54
LOGGIA	n°	KG	KG/MQ	KG/MC	KG/MT	MT	MT	MT	MQ	MC	UNITARIO	TOTALE
28/MQ TEGOLE			56						56,82			3181,92
PERLINATO				600		0,025			56,82			852,3
ARCARECCI	36	13										468
DORMIEMTE					13	88,96						1156,48
TOT												5658,7
CORDOLO CLS+ACCIAIO		KG	KG/MQ	KG/MC	KG/MT	MT	MT	MT	MQ	MC	UNITARIO	TOTALE
CORDOLO CLS+ACCIAIO				25		88,96	0,25	0,3				1263,229
												12580,629
MURATURA		13	221			88,96	3,25		289,12			63895,52
		13	221						3			1326
INTONACO INTERNO		0,15	30						289,12			1301,04
INTONACO ESTERNO		0,15	30						289,12			1301,04
TOT												81667,458
TESTA FONDAZIONE		KG	KG/MQ	KG/MC	KG/MT	MT	MT	MT	MQ	MC	UNITARIO	TOTALE
PESO IN TESTA ALLA FONDAZIONE												118931,698
TOT												118931,698
TESTA FONDAZIONE		KG	KG/MQ	KG/MC	KG/MT	MT	MT	MT	MQ	MC	UNITARIO	TOTALE
PESO FONDAZIONE+ACCIAIO				25		88,96			0,77			6220,26
TOT												6220,26

**N = PESO TOTALE = 125151,958 ≈ 126540 KG ≈ 1265400 N ≈ 1265,4 KN**

$$\sigma = 1265400 / 0,65 * 26688000 = 0,073 \text{ N/mm}^2$$

$$0,073 \leq (4,37/4,2) \text{ N/mm}^2 = 1,02$$

**VERIFICATO**



## 2.4) Analisi Muratura - SISMICA -

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare è pari a 2.

### MATERIALI - 7.8.1.2. NTC 2008

Considerato la tipologia del materiale che viene utilizzato per la costruzione della muratura portante, la tipologia strutturale risulta essere in muratura ordinaria.

si assume sempre  $q = q_0 K_R$

$K_R$  = Fattore riduttivo

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale

$\alpha_u$  = 90% moltiplicatore della forza sismica orizzontale

### MODALITA' COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA - 7.8.1.3. NTC 2008

non si procede all'analisi non lineare, poiché si può adottare il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  che per costruzioni ordinarie ad un piano è pari a 1,4 .

$$q = q_0 K_R = 2,8$$

### CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI - 7.8.1.4. NTC 2008

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i seguenti requisiti:

tipologia costruttiva	$t_{min}$	$\lambda$	$(l/h')_{min}$
muratura realizzata con elementi artificiali	240	12	0,4

$$t = 300 \text{ mm} > t_{min}$$

$t$  = spessore muro

$$\lambda = 10,83 < \lambda_{MAX} = 12$$

snellezza convenzionale

$l_i$	$t_{min} < t$	$\lambda_{max} > \lambda$	$(l/h')_{min} < l/h'$
1,98	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,98/1,8$ 1,1 verificato
3,98	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 3,98/1,8$ 2,1 verificato
1,65	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,65/1,8$ 0,92 verificato
1,73	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,73/1,8$ 0,76 verificato
3,30	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 3,30/1,8$ 1,83 verificato
4,66	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 4,66/1,8$ 2,58 verificato
1,78	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,78/2,2$ 0,81 verificato
4,05	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 4,05/2,2$ 1,84 verificato
1,95	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,95/2,2$ 0,89 verificato
1,57	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 1,57/2,2$ 0,71 verificato
3,30	240 < 300	12 > 10,83	$0,4 < 3,30/2,2$ 1,5 verificato

$h'$  = altezza massima delle aperture adiacenti alla parete

$l_i$  = lunghezza della parete

ANALISI LINEARE STATICA - 7.3.3.2. NTC 2008

Stima di  $T_1$  :  $T_1 \leq 2,5 T_C$

$T_1 \leq T_D$

$T_1 = C_1 H^{3/4}$

$C_1 = 0,05$

$H = 6,42 \text{ m}$

$T_1 = (0,05 \times 6,42)^{3/4} = 0,02017 \text{ sec}$

ZONA SISMICA 4

X, Y = traslazioni orizzontali

Z = traslazione verticale pari a zero

$S_d(T_1) = 0,07 \text{ g}$  ordinata spettro di risposta di progetto

W = peso complessivo della costruzione

$\lambda = 1$

$W_i = W_j = 522 \text{ KN}$

$F_h = (S_d(T_1) \times W \times \lambda)/8 = 36492,75 \text{ N} \approx 37 \text{ KN}$

$F_i$  = forza applicata alla massa i-esima

Wx = pesi massa in direzione x con x che va da 1 a 10

Wy = pesi massa in direzione y con y che va da 11 a 24

$Z_i$  e  $Z_j$  = quote rispetto al piano di fondazione massa i e j

PESI SISMICI

PESI PARETI IN DIREZIONE X										
parete	lunghezza (m)	apertura competenza (m)	sviluppo parete (m)	peso gravante di copertura (KN)	peso gravante di loggia (KN)	sviluppo cordoli (KN)	peso cordoli (KN)	peso dormiente (KN)	peso totale (KN)	peso totale per 2 cordoli (KN)
1_5	1,73	1,2	2,93	28,8		2,93	6,2263	0,3809	35,4072	70,8143
2_4	3,3	2,4	5,7	36		5,7	12,1125	0,7410	48,8535	97,7070
3	3,3	2,4	5,7	33,6		5,7	12,1125	0,7410	46,4535	46,4535
6_8	1,9	1,2	3,1	50,4	7,2	3,1	6,5875	0,4030	64,5905	129,1810
7	3,3	2,4	5,7	33,6	14,4	5,7	12,1125	0,7410	60,8535	60,8535
9_10	4,66		4,66	8		4,66	9,9025	0,6058	18,5083	37,0166
									$W_x = 442,0259$	

PESI PARETI IN DIREZIONE Y										
parete	lunghezza (m)	apertura competenza (m)	sviluppo parete (m)	peso gravante di copertura (KN)	peso gravante di loggia (KN)	sviluppo cordoli (KN)	peso cordoli (KN)	peso dormiente (KN)	peso totale (KN)	peso totale per 2 cordoli (KN)
11_21	1,98	1,2	3,18	4,8		3,18	6,7575	0,4134	11,9709	23,9418
12_22	3,8	2,4	6,2	60		6,2	13,1750	0,8060	73,9810	147,9620
13_23	3,8	2,4	6,2	36		6,2	13,1750	0,8060	49,9810	99,9620
14_24	1,65	1,2	2,85	28,8		2,85	6,0563	0,3705	35,2268	70,4535
15_18	1,78	1,2	2,88	4,8	9,6	2,88	6,1200	0,3744	20,8944	41,7888
16_19	4,05	2,4	6,45	60	14,4	6,45	13,7063	0,8385	88,9448	177,8895
17_20	1,95	1,2	3,15	52,8	9,6	3,15	6,6938	0,4095	69,5033	139,0065
									$W_y = 701,0041$	

Il peso totale dell'edificio sarà pari a:

$W_{TOT} = W_x + W_y = 1143,44 \text{ KN}$

DETERMINAZIONE DEI BARICENTRI

Parete	Carico $w_i$ [kN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$w_i x_i$	$w_i y_i$
X1	35,4072	0,87	15	30,6272	531,1073
X2	48,8535	4,58	15	223,7490	732,8025
X3	46,4535	9,08	15	421,7978	696,8025
X4	48,8535	13,58	15	663,4305	732,8025
X5	35,4072	17,30	15	612,5437	531,1073
X6	64,5905	5,28	10,67	341,0378	689,1806
X7	60,8535	9,08	10,67	552,5498	649,3068
X8	64,5905	12,88	10,67	831,9256	689,1806
X9	18,5083	2,33	0,17	43,1243	3,1464
X10	18,5083	15,83	0,17	292,9864	3,1464
Y11	11,9709	0,17	0,99	2,0351	11,8512
Y12	73,9810	0,17	5,08	12,5768	375,8235
Y13	49,9810	0,17	10,08	8,4968	503,8085
Y14	35,2268	0,17	14,17	5,9885	499,1630
Y15	20,8944	4,50	1,05	94,0248	21,9391
Y16	88,9448	4,50	5,32	400,2514	473,1861
Y17	69,5033	4,50	9,69	312,7646	673,4865
Y18	20,8944	13,67	1,05	285,6264	21,9391
Y19	88,9448	13,67	5,32	1215,8747	473,1861
Y20	69,5033	13,67	9,69	950,1094	673,4865
Y21	11,9709	18,00	0,99	215,4762	11,8512
Y22	73,9810	18,00	5,08	1331,6580	375,8235
Y23	49,9810	18,00	10,08	899,6580	503,8085
Y24	35,2268	18,00	14,17	634,0815	499,1630

TOT	1143,03
-----	---------

TOT	10382,39446	10377,0987
-----	-------------	------------

CALCOLO BARICENTRO DELLE MASSE

$$\begin{aligned}\sum W_i X_i &= 10382,39446 \text{ KN m} \\ \sum W_i Y_i &= 10377,0987 \text{ KN m} \\ W_i &= \sum W_i = 1143,03 \text{ KN} \\ X_{1G} &= \sum W_i X_i / \sum W_i = 9,083221312 \text{ m} \\ Y_{1G} &= \sum W_i Y_i / \sum W_i = 9,078588225 \text{ m}\end{aligned}$$

$$K = \frac{G \cdot A}{1,2 \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \frac{G}{E} \left( \frac{h}{1} \right)^2}$$

Formula valida nell'ipotesi che gli orizzontamenti siano in grado di impedire le rotazioni di estremità del pannello

$$\begin{aligned}F_k &= 4530 \text{ N/m}^2 \\ E &= 1000 \times F_k = 45300 \text{ KN/m} \\ G &= 1812 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Parete	lunghezza [cm]	A [m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	K <sub>1</sub> [KN/m]	K <sub>2</sub> [KN/m]	K <sub>xi</sub> [KN/m]
X1	1,73	0,5190	4530	1812	3,25	241,1354	0,4595	110,7958
X2	3,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,7557	347,5902
X3	3,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,7557	347,5902
X4	3,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,7557	347,5902
X5	1,73	0,5190	4530	1812	3,25	241,1354	0,4595	110,7958
X6	1,9	0,5700	4530	1812	3,25	264,8308	0,5063	134,0712
X7	3,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,7557	347,5902
X8	1,9	0,5700	4530	1812	3,25	264,8308	0,5063	134,0712
X9	4,66	1,3980	4530	1812	3,25	649,5323	0,8605	558,9135
X10	4,66	1,3980	4530	1812	3,25	649,5323	0,8605	558,9135
						<b>TOT K<sub>xi</sub></b>	<b>2997,9218</b>	

Parete	lunghezza [cm]	A [m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	K <sub>1</sub> [KN/m]	K <sub>2</sub> [KN/m]	K <sub>yi</sub> [KN/m]
Y11	1,98	0,5940	4530	1812	3,25	275,9815	0,5268	145,4004
Y12	3,8	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,8040	425,8328
Y13	3,8	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,8040	425,8328
Y14	1,65	0,4950	4530	1812	3,25	229,9846	0,4361	100,2883
Y15	1,78	0,5340	4530	1812	3,25	248,1046	0,4737	117,5164
Y16	4,05	1,2150	4530	1812	3,25	564,5077	0,8233	464,7484
Y17	1,95	0,5850	4530	1812	3,25	271,8000	0,5192	141,1269
Y18	1,78	0,5340	4530	1812	3,25	248,1046	0,4737	117,5164
Y19	4,05	1,2150	4530	1812	3,25	564,5077	0,8233	464,7484
Y20	1,95	0,5850	4530	1812	3,25	271,8000	0,5192	141,1269
Y21	1,98	0,5940	4530	1812	3,25	275,9815	0,5268	145,4004
Y22	3,8	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,8040	425,8328
Y23	3,8	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,8040	425,8328
Y24	1,65	0,4950	4530	1812	3,25	229,9846	0,4361	100,2883
						<b>TOT K<sub>yi</sub></b>	<b>3641,492091</b>	

# CALCOLO RIGIDENZE

Parete	Y <sub>i</sub> [m]	K <sub>xi</sub> [KN/m]	K <sub>xi</sub> Y <sub>i</sub> [KN]
X1	15	110,7958	1661,9365
X2	15	347,5902	5213,8535
X3	15	347,5902	5213,8535
X4	15	347,5902	5213,8535
X5	15	110,7958	1661,9365
X6	10,67	134,0712	1430,5392
X7	10,67	347,5902	3708,7878
X8	10,67	134,0712	1430,5392
X9	0,17	558,9135	95,0153
X10	0,17	558,9135	95,0153
<b>TOTALE</b>		<b>2997,9218</b>	<b>25725,3305</b>

Parete	X <sub>i</sub> [m]	K <sub>yi</sub> [KN/m]	K <sub>yi</sub> X <sub>i</sub> [KN]
Y11	0,1700	145,4004	24,7181
Y12	0,1700	425,8328	72,3916
Y13	0,1700	425,8328	72,3916
Y14	0,1700	100,2883	17,0490
Y15	4,5000	117,5164	528,8238
Y16	4,5000	464,7484	2091,3678
Y17	4,5000	141,1269	635,0712
Y18	13,6700	117,5164	1606,4493
Y19	13,6700	464,7484	6353,1107
Y20	13,6700	141,1269	1929,2050
Y21	18,0000	145,4004	2617,2065
Y22	18,0000	425,8328	7664,9911
Y23	18,0000	425,8328	7664,9911
Y24	18,0000	100,2883	1805,1889
<b>TOTALE</b>		<b>3641,4921</b>	<b>33082,9556</b>

# CALCOLO BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

$$x_{R1} = \frac{\sum_i K_{yi} \cdot x_i}{\sum_i K_{yi}} \quad x_{R1} = 9,0850 \quad m$$

$$y_{R1} = \frac{\sum_i K_{xi} \cdot y_i}{\sum_i K_{xi}} \quad y_{R1} = 8,5811 \quad m$$

CALCOLO ECCENTRICITA'

eccentricità effettiva:

$e'_x = x_G - x_R = -0,0018 \quad m$

$e'_y = y_G - y_R = 0,4975 \quad m$

eccentricità accidentale:

$L_x = 18,16 \quad m$

$L_y = 15,16 \quad m$

$e_{aix} = 0,908 \quad m$

$e_{aiy} = 0,758 \quad m$

$e_x = e'_x \pm e_{aix} = e_x^+ 0,9062 \, m ; e_x^- -0,0998 \, m$

$e_y = e'_y \pm e_{aiy} = 1,2555 \, m ; -0.2605 \, m$

RIPARTIZIONE FORZA SISMICA

$$\delta_x = \frac{F}{\sum_i k_{ix}}$$

$$\delta_x = \frac{F}{\sum_i k_{ix}} = \frac{F_{1x}}{k_{1x}} = \frac{F_{2x}}{k_{2x}} = \dots = \frac{F_{ix}}{k_{ix}}$$

$$F_{ix} = F \cdot \frac{k_{ix}}{\sum_i k_{ix}} \qquad F_{iy} = F \cdot \frac{k_{iy}}{\sum_i k_{iy}}$$

$$\delta_{ix} = \phi \cdot d_{iy}$$

$$F_{ix} = k_{ix} \cdot \delta_{ix} = k_{ix} \cdot \phi \cdot d_{iy} = F \cdot e_y \cdot \frac{k_{ix} \cdot d_{iy}}{I_p}$$

$$F_{iy} = F \cdot e_x \cdot \frac{k_{iy} \cdot d_{ix}}{I_p}$$

Parete	F <sub>ix</sub>	F	K <sub>ix</sub> [KN m]
X1	1,3674	37	110,7958
X2	4,2899	37	347,5902
X3	4,2899	37	347,5902
X4	4,2899	37	347,5902
X5	1,3674	37	110,7958
X6	1,6547	37	134,0712
X7	4,2899	37	347,5902
X8	1,6547	37	134,0712
X9	6,8980	37	558,9135
X10	6,8980	37	558,9135
TOTALE	37,0000		2997,9218

Parete	R <sub>x</sub>	F	F R <sub>x</sub> [KN m]
X1	0,0368	37	1,3608
X2	0,1210	37	4,4775
X3	0,1210	37	4,4775
X4	0,1210	37	4,4775
X5	0,0368	37	1,3608
X6	0,0447	37	1,6527
X7	0,1172	37	4,3362
X8	0,0447	37	1,6527
X9	0,1880	37	6,9545
X10	0,1880	37	6,9545
		TOTALE	37,7049

Parete	F <sub>iy</sub>	F	K <sub>iy</sub> [KN m]
Y11	1,4774	37	145,4004
Y12	4,3267	37	425,8328
Y13	4,3267	37	425,8328
Y14	1,0190	37	100,2883
Y15	1,1940	37	117,5164
Y16	4,7222	37	464,7484
Y17	1,4339	37	141,1269
Y18	1,1940	37	117,5164
Y19	4,7222	37	464,7484
Y20	1,4339	37	141,1269
Y21	1,4774	37	145,4004
Y22	4,3267	37	425,8328
Y23	4,3267	37	425,8328
Y24	1,0190	37	100,2883
<b>TOTALE</b>	<b>37,0000</b>		<b>3641,4921</b>

Parete	R <sub>y</sub>	F	F R <sub>y</sub> [KN m]
Y11	0,0409	37	1,5140
Y12	0,1198	37	4,4340
Y13	0,1198	37	4,4340
Y14	0,0282	37	1,0443
Y15	0,0327	37	1,2093
Y16	0,1293	37	4,7824
Y17	0,0392	37	1,4522
Y18	0,0343	37	1,2674
Y19	0,1355	37	5,0124
Y20	0,0411	37	1,5221
Y21	0,0447	37	1,6538
Y22	0,1309	37	4,8434
Y23	0,1309	37	4,8434
Y24	0,0308	37	1,1407
<b>TOTALE</b>			<b>39,1532</b>

Parete	F <sub>ix</sub>	F R <sub>x</sub> [KN m]	Δ
X1	1,3674	1,427233224	0,0598
X2	4,2899	4,477538582	0,1876
X3	4,2899	4,477538582	0,1876
X4	4,2899	4,477538582	0,1876
X5	1,3674	1,427233224	0,0598
X6	1,6547	1,67253759	0,0178
X7	4,2899	4,336187913	0,0463
X8	1,6547	1,67253759	0,0178
X9	6,8980	6,9545046	0,0565
X10	6,8980	6,9545046	0,0565
<b>TOTALE</b>	<b>37,0000</b>	<b>37,87735449</b>	<b>0,8774</b>

Parete	F <sub>iy</sub>	F R <sub>y</sub> [KN m]	Δ
Y11	1,477365122	1,5140	0,0366
Y12	4,326746998	4,4340	0,1072
Y13	4,326746998	4,4340	0,1072
Y14	1,018996058	1,0443	0,0253
Y15	1,194045444	1,2093	0,0152
Y16	4,722155265	4,7824	0,0602
Y17	1,433944115	1,4522	0,0183
Y18	1,194045444	1,2674	0,0734
Y19	4,722155265	5,0124	0,2902
Y20	1,433944115	1,5221	0,0881
Y21	1,477365122	1,6538	0,1764
Y22	4,326746998	4,8434	0,5167
Y23	4,326746998	4,8434	0,5167
Y24	1,018996058	1,1407	0,1217
<b>TOTALE</b>	<b>37,0000</b>	<b>39,1532</b>	<b>2,1532</b>

$$R_x = \frac{K_{jx}}{\sum_1^{k_1} K_{jx}} + e_y \cdot \frac{K_{jx} \cdot d_{jy}}{I_{pi}}$$

$$R_y = \frac{K_{jy}}{\sum_{k_1+1}^k K_{jy}} + e_x \cdot \frac{K_{jy} \cdot d_{jx}}{I_{pi}}$$

$$F_{ix} = F \cdot \frac{k_{ix}}{\sum_i k_{ix}} + F \cdot e_y \cdot \frac{k_{ix} \cdot d_{iy}}{I_p} \quad \text{in direzione x}$$

$$F_{iy} = F \cdot \frac{k_{iy}}{\sum_i k_{iy}} + F \cdot e_x \cdot \frac{k_{iy} \cdot d_{ix}}{I_p} \quad \text{in direzione y}$$

Parete	$d_{iy}^2 [m^2]$	$K_{ix} [KN/m]$	$d_{iy}^2 K_{ix} [KN m]$
X1	30,1840	110,7958	3344,2635
X2	30,1840	347,5902	10491,6761
X3	30,1840	347,5902	10491,6761
X4	30,1840	347,5902	10491,6761
X5	30,1840	110,7958	3344,2635
X6	1,3549	134,0712	181,6525
X7	1,3549	347,5902	470,9486
X8	1,3549	134,0712	181,6525
X9	87,1609	558,9135	48715,4032
X10	87,1609	558,9135	48715,4032
		TOTALE	136428,6152

$$I_P = \sum_1^{k_1} K_{ix} \cdot d_{iy}^2 + \sum_{k_1+1}^k K_{iy} \cdot d_{ix}^2$$

$I_p = 341272,5807$  KN m momento polare di inerzia del generico piano dove d è la distanza generica del baricentro della rigidezza  $G_R$

#### COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

Parete	$K_{xi} [KN/m]$	$K_{xi} / \sum K_{xi}$	dy	$R_{x+}$	$R_{x-}$	$R_x$
X1	110,7958	0,0370	5,4940	0,0386	0,0368	0,0368
X2	347,5902	0,1159	5,4940	0,1210	0,1154	0,1210
X3	347,5902	0,1159	5,4940	0,1210	0,1154	0,1210
X4	347,5902	0,1159	5,4940	0,1210	0,1154	0,1210
X5	110,7958	0,0370	5,4940	0,0386	0,0368	0,0368
X6	134,0712	0,0447	1,3549	0,0452	0,0447	0,0447
X7	347,5902	0,1159	1,3549	0,1172	0,1158	0,1172
X8	134,0712	0,0447	1,3549	0,0452	0,0447	0,0447
X9	558,9135	0,1864	-9,3360	0,1726	0,1880	0,1880
X10	558,9135	0,1864	-9,3360	0,1726	0,1880	0,1880
TOT	2997,9218					

Parete	$d_{ix}^2 [m^2]$	$K_{iy} [kN/m]$	$d_{ix}^2 K_{iy} [kN m]$
Y11	79,5022	145,4004	11559,6471
Y12	79,5022	425,8328	33854,6427
Y13	79,5022	425,8328	33854,6427
Y14	79,5022	100,2883	7973,1372
Y15	21,0351	117,5164	2471,9652
Y16	21,0351	464,7484	9776,0129
Y17	21,0351	141,1269	2968,6140
Y18	21,0094	117,5164	2468,9479
Y19	21,0094	464,7484	9764,0800
Y20	21,0094	141,1269	2964,9904
Y21	79,4523	145,4004	11552,3881
Y22	79,4523	425,8328	33833,3834
Y23	79,4523	425,8328	33833,3834
Y24	79,4523	100,2883	7968,1304
		TOTALE	204843,9655



Parete	$K_{yi}$ [KN/m]	$K_{yi}/\sum K_{yi}$	dx	$R_{y+}$	$R_{y-}$	$R_y$
Y11	145,4004	0,0399	-8,9164	0,0352	0,0409	0,0409
Y12	425,8328	0,1169	-8,9164	0,1030	0,1198	0,1198
Y13	425,8328	0,1169	-8,9164	0,1030	0,1198	0,1198
Y14	100,2883	0,0275	-8,9164	0,0243	0,0282	0,0282
Y15	117,5164	0,0323	-4,5876	0,0303	0,0327	0,0327
Y16	464,7484	0,1276	-4,5876	0,1198	0,1293	0,1293
Y17	141,1269	0,0388	-4,5876	0,0364	0,0392	0,0392
Y18	117,5164	0,0323	4,5876	0,0343	0,0319	0,0343
Y19	464,7484	0,1276	4,5876	0,1355	0,1260	0,1355
Y20	141,1269	0,0388	4,5876	0,0411	0,0383	0,0411
Y21	145,4004	0,0399	8,9136	0,0447	0,0389	0,0447
Y22	425,8328	0,1169	8,9136	0,1309	0,1140	0,1309
Y23	425,8328	0,1169	8,9136	0,1309	0,1140	0,1309
Y24	100,2883	0,0275	8,9136	0,0308	0,0269	0,0308
TOT	3641,4921					

#### CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA SULLA MURATURA

Noto il valore di  $S_d(T1)$  siamo in grado di valutare il taglio alla base mediante la formula seguente:

$$F_h = S_d(T1) W \lambda / g = 37 \text{ KN}$$

$$S_d(T1) = 0,07 g$$

VERIFICHE DI SICUREZZA - SLV

Parete	V <sub>d</sub> [KN]	Parete	M <sub>d</sub> [KNm]	FORZA ASSIALE P <sub>d</sub> [KN]
V <sub>d</sub> 1	1,3608	M <sub>d</sub> 1	2,2114	35,4072
V <sub>d</sub> 2	4,4775	M <sub>d</sub> 2	7,2760	48,8535
V <sub>d</sub> 3	4,4775	M <sub>d</sub> 3	7,2760	46,4535
V <sub>d</sub> 4	4,4775	M <sub>d</sub> 4	7,2760	48,8535
V <sub>d</sub> 5	1,3608	M <sub>d</sub> 5	2,2114	35,4072
V <sub>d</sub> 6	1,6527	M <sub>d</sub> 6	2,6857	64,5905
V <sub>d</sub> 7	4,3362	M <sub>d</sub> 7	7,0463	60,8535
V <sub>d</sub> 8	1,6527	M <sub>d</sub> 8	2,6857	64,5905
V <sub>d</sub> 9	6,9545	M <sub>d</sub> 9	11,3011	18,5083
V <sub>d</sub> 10	6,9545	M <sub>d</sub> 10	11,3011	18,5083
V <sub>d</sub> 11	1,5140	M <sub>d</sub> 11	2,4602	11,9709
V <sub>d</sub> 12	4,4340	M <sub>d</sub> 12	7,2052	73,9810
V <sub>d</sub> 13	4,4340	M <sub>d</sub> 13	7,2052	49,9810
V <sub>d</sub> 14	1,0443	M <sub>d</sub> 14	1,6969	35,2268
V <sub>d</sub> 15	1,2093	M <sub>d</sub> 15	1,9651	20,8944
V <sub>d</sub> 16	4,7824	M <sub>d</sub> 16	7,7714	88,9448
V <sub>d</sub> 17	1,4522	M <sub>d</sub> 17	2,3599	69,5033
V <sub>d</sub> 18	1,2674	M <sub>d</sub> 18	2,0596	20,8944
V <sub>d</sub> 19	5,0124	M <sub>d</sub> 19	8,1451	88,9448
V <sub>d</sub> 20	1,5221	M <sub>d</sub> 20	2,4734	69,5033
V <sub>d</sub> 21	1,6538	M <sub>d</sub> 21	2,6874	11,9709
V <sub>d</sub> 22	4,8434	M <sub>d</sub> 22	7,8705	73,9810
V <sub>d</sub> 23	4,8434	M <sub>d</sub> 23	7,8705	49,9810
V <sub>d</sub> 24	1,1407	M <sub>d</sub> 24	1,8536	35,2268

SLV – Stato limite di salvaguardia della vita: A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Il taglio V<sub>d</sub> che compete a ciascuna parete si ottiene moltiplicando ad ogni piano, la forza di piano F<sub>i</sub> per il relativo coefficiente di ripartizione R e sommando i vari termini. Il momento flettente M<sub>d</sub> è dato da  $M = V \cdot h/2$ , dove h è l'altezza di interpiano. Per la valutazione della forza assiale P<sub>d</sub> sono stati presi in considerazione i carichi gravanti su ogni parete.

## VERIFICA PRESSOFLESSIONE

PARETE	LUNGHEZZA PARETE [m]	SPESSORE [m]	FORZA ASSIALE P [KN]	TENSIONE NORMALE MEDIA $\sigma_o$ [KN/m <sup>2</sup> ]	MOMENTO ULTIMO $M_u$ [KNm]	MOMENTO SOLLECITAN TE $M_d$ [KNm]	VERIFICA $M_d < M_u$
X1	1,73	0,3	35,4072	68,2219	28,9435	2,2114	OK
X2	3,3	0,3	48,8535	49,3470	77,4030	7,2760	OK
X3	3,3	0,3	46,4535	46,9227	73,7502	7,2760	OK
X4	3,3	0,3	48,8535	49,3470	77,4030	7,2760	OK
X5	1,73	0,3	35,4072	68,2219	28,9435	2,2114	OK
X6	1,9	0,3	64,5905	113,3167	55,7581	2,6857	OK
X7	3,3	0,3	60,8535	61,4682	95,4349	7,0463	OK
X8	1,9	0,3	64,5905	113,3167	55,7581	2,6857	OK
X9	4,66	0,3	18,5083	13,2391	42,6643	11,3011	OK
X10	4,66	0,3	18,5083	13,2391	42,6643	11,3011	OK
Y11	1,98	0,3	11,9709	20,1530	11,6587	2,4602	OK
Y12	3,8	0,3	73,9810	64,8956	133,2134	7,2052	OK
Y13	3,8	0,3	49,9810	43,8430	91,6089	7,2052	OK
Y14	1,65	0,3	35,2268	71,1652	27,3955	1,6969	OK
Y15	1,78	0,3	20,8944	39,1281	18,0097	1,9651	OK
Y16	4,05	0,3	88,9448	73,2056	169,4884	7,7714	OK
Y17	1,95	0,3	69,5033	118,8090	61,2780	2,3599	OK
Y18	1,78	0,3	20,8944	39,1281	18,0097	2,0596	OK
Y19	4,05	0,3	88,9448	73,2056	169,4884	8,1451	OK
Y20	1,95	0,3	69,5033	118,8090	61,2780	2,4734	OK
Y21	1,98	0,3	11,9709	20,1530	11,6587	2,6874	OK
Y22	3,8	0,3	73,9810	64,8956	133,2134	7,8705	OK
Y23	3,8	0,3	49,9810	43,8430	91,6089	7,8705	OK
Y24	1,65	0,3	35,2268	71,1652	27,3955	1,8536	OK

## VERIFICA TAGLIO PARETI

PARETE	e [m]	l' [m]	FORZA ASSIALE P [KN]	TENSIONE NORMALE MEDIA $\sigma_o$ [KN/mq]	$f_{vk}$ [KN/mq]	$f_{vd}$ [KN/mq]	TAGLIO ULTIMO [KN]	TAGLIO SOLLECITAN TE $V_d$ [KN]	VERIFICA $V_d < V_u$
X1	0,0625	1,6675	35,4072	339,9722	335,9889	111,9963	56,0276	1,3608	OK
X2	0,1489	3,1511	48,8535	104,0977	191,6391	63,8797	60,3867	4,4775	OK
X3	0,1566	3,1434	46,4535	94,3515	187,7406	62,5802	59,0138	4,4775	OK
X4	0,1489	3,1511	48,8535	104,0977	191,6391	63,8797	60,3867	4,4775	OK
X5	0,0625	1,6675	35,4072	339,9722	285,9889	95,3296	47,6899	1,3608	OK
X6	0,0416	1,8584	64,5905	835,8714	484,3486	161,4495	90,0123	1,6527	OK
X7	0,1158	3,1842	60,8535	165,0472	216,0189	72,0063	68,7849	4,3362	OK
X8	0,0416	1,8584	64,5905	835,8714	484,3486	161,4495	90,0123	1,6527	OK
X9	0,6106	4,0494	18,5083	7,4855	152,9942	50,9981	61,9536	6,9545	OK
X10	0,6106	4,0494	18,5083	7,4855	152,9942	50,9981	61,9536	6,9545	OK
Y11	0,2055	1,7745	11,9709	32,8252	163,1301	54,3767	28,9472	1,5140	OK
Y12	0,0974	3,7026	73,9810	205,1566	232,0626	77,3542	85,9237	4,4340	OK
Y13	0,1442	3,6558	49,9810	94,8365	187,9346	62,6449	68,7059	4,4340	OK
Y14	0,0482	1,6018	35,2268	456,5315	332,6126	110,8709	53,2788	1,0443	OK
Y15	0,0940	1,6860	20,8944	131,7763	202,7105	67,5702	34,1760	1,2093	OK
Y16	0,0874	3,9626	88,9448	256,8980	252,7592	84,2531	100,1591	4,7824	OK
Y17	0,0340	1,9160	69,5033	1068,3549	577,3420	192,4473	110,6214	1,4522	OK
Y18	0,0986	1,6814	20,8944	126,0678	200,4271	66,8090	33,7004	1,2674	OK
Y19	0,0916	3,9584	88,9448	245,3701	248,1480	82,7160	98,2275	5,0124	OK
Y20	0,0356	1,9144	69,5033	1020,2014	558,0806	186,0269	106,8397	1,5221	OK
Y21	0,2245	1,7555	11,9709	30,3753	162,1501	54,0500	28,4656	1,6538	OK
Y22	0,1064	3,6936	73,9810	188,2713	225,3085	75,1028	83,2203	4,8434	OK
Y23	0,1575	3,6425	49,9810	87,1369	184,8548	61,6183	67,3339	4,8434	OK
Y24	0,0526	1,5974	35,2268	419,1031	317,6412	105,8804	50,7394	1,1407	OK

COMBINAZIONI DEGLI EFFETTI DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI DEL SISMA

NUOVI COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

Parete	lunghezza [cm]	A [m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	K <sub>1</sub> [KN/m]	K <sub>2</sub> [KN/m]	K <sub>yi</sub> [KN/m]
X1	0,3	0,5190	4530	1812	3,25	241,1354	0,0249	6,0103
X2	0,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,0249	11,4647
X3	0,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,0249	11,4647
X4	0,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,0249	11,4647
X5	0,3	0,5190	4530	1812	3,25	241,1354	0,0249	6,0103
X6	0,3	0,5700	4530	1812	3,25	264,8308	0,0249	6,6009
X7	0,3	0,9900	4530	1812	3,25	459,9692	0,0249	11,4647
X8	0,3	0,5700	4530	1812	3,25	264,8308	0,0249	6,6009
X9	0,3	1,3980	4530	1812	3,25	649,5323	0,0249	16,1896
X10	0,3	1,3980	4530	1812	3,25	649,5323	0,0249	16,1896

Parete	lunghezza [cm]	A [m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	K <sub>1</sub> [KN/m]	K <sub>2</sub> [KN/m]	K <sub>xi</sub> [KN/m]
Y11	0,3	0,5940	4530	1812	3,25	275,9815	0,0249	6,8788
Y12	0,3	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,0249	13,2018
Y13	0,3	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,0249	13,2018
Y14	0,3	0,4950	4530	1812	3,25	229,9846	0,0249	5,7324
Y15	0,3	0,5340	4530	1812	3,25	248,1046	0,0249	6,1840
Y16	0,3	1,2150	4530	1812	3,25	564,5077	0,0249	14,0704
Y17	0,3	0,5850	4530	1812	3,25	271,8000	0,0249	6,7746
Y18	0,3	0,5340	4530	1812	3,25	248,1046	0,0249	6,1840
Y19	0,3	1,2150	4530	1812	3,25	564,5077	0,0249	14,0704
Y20	0,3	0,5850	4530	1812	3,25	271,8000	0,0249	6,7746
Y21	0,3	0,5940	4530	1812	3,25	275,9815	0,0249	6,8788
Y22	0,3	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,0249	13,2018
Y23	0,3	1,1400	4530	1812	3,25	529,6615	0,0249	13,2018
Y24	0,3	0,4950	4530	1812	3,25	229,9846	0,0249	5,7324

PARETE	dx [m]	dy [m]	K <sub>xi</sub> [KN/m]	K <sub>yi</sub> [KN/m]	R <sub>x+</sub>	R <sub>x-</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y+</sub>	R <sub>y-</sub>	R <sub>y</sub>
X1	-8,2164	5,494	110,7958	6,0103	0,0386	0,0368	0,0368	-0,0001	0,0000	0,0000
X2	-4,5014	5,494	347,5902	11,4647	0,1210	0,1154	0,1210	-0,0001	0,0000	0,0000
X3	-0,0014	5,494	347,5902	11,4647	0,1210	0,1154	0,1210	0,0000	0,0000	0,0000
X4	4,4986	5,494	347,5902	11,4647	0,1210	0,1154	0,1210	0,0001	0,0000	0,0001
X5	8,2136	5,494	110,7958	6,0103	0,0386	0,0368	0,0368	0,0001	0,0000	0,0001
X6	-3,8014	1,3549	134,0712	6,6009	0,0452	0,0447	0,0447	-0,0001	0,0000	0,0000
X7	0,0014	1,3549	347,5902	11,4647	0,1172	0,1158	0,1172	0,0000	0,0000	0,0000
X8	3,7986	1,3549	134,0712	6,6009	0,0452	0,0447	0,0447	0,0001	0,0000	0,0001
X9	-6,7514	-9,336	558,9135	16,1896	0,1726	0,1880	0,1880	-0,0003	0,0000	0,0000
X10	6,7486	-9,336	558,9135	16,1896	0,1726	0,1880	0,1880	0,0003	0,0000	0,0003
Y11	-8,9164	-8,511	6,8788	145,4004	-0,0002	0,0000	0,0000	0,0352	0,0409	0,0409
Y12	-8,9164	-4,421	13,2018	425,8328	-0,0002	0,0000	0,0000	0,1030	0,1198	0,1198
Y13	-8,9164	0,579	13,2018	425,8328	0,0000	0,0000	0,0000	0,1030	0,1198	0,1198
Y14	-8,9164	4,669	5,7324	100,2883	0,0001	0,0000	0,0001	0,0243	0,0282	0,0282
Y15	-4,5876	-8,4485	6,1840	117,5164	-0,0001	0,0000	0,0000	0,0303	0,0327	0,0327
Y16	-4,5876	-4,1854	14,0704	464,7484	-0,0002	0,0000	0,0000	0,1198	0,1293	0,1293
Y17	-4,5876	0,1915	6,7746	141,1269	0,0000	0,0000	0,0000	0,0364	0,0392	0,0392
Y18	4,5876	-8,4485	6,1840	117,5164	-0,0001	0,0000	0,0000	0,0343	0,0319	0,0343
Y19	4,5876	-4,1854	14,0704	464,7484	-0,0002	0,0000	0,0000	0,1355	0,1260	0,1355
Y20	4,5876	0,1915	6,7746	141,1269	0,0000	0,0000	0,0000	0,0411	0,0383	0,0411
Y21	8,9136	-8,511	6,8788	145,4004	-0,0002	0,0000	0,0000	0,0447	0,0389	0,0447
Y22	8,9136	-4,421	13,2018	425,8328	-0,0002	0,0000	0,0000	0,1309	0,1140	0,1309
Y23	8,9136	0,579	13,2018	425,8328	0,0000	0,0000	0,0000	0,1309	0,1140	0,1309
Y24	8,9136	4,669	5,7324	100,2883	0,0001	0,0000	0,0001	0,0308	0,0269	0,0308

VERIFICHE DI SICUREZZA - SLV

Parete	V <sub>d</sub> [KN]	Parete	M <sub>d</sub> [KNm]	FORZA ASSIALE P <sub>d</sub> [KN]
V <sub>d</sub> 1	1,3610	M <sub>d</sub> 1	2,2116	35,4072
V <sub>d</sub> 2	4,4777	M <sub>d</sub> 2	7,2763	48,8535
V <sub>d</sub> 3	4,4775	M <sub>d</sub> 3	7,2760	46,4535
V <sub>d</sub> 4	4,4791	M <sub>d</sub> 4	7,2785	48,8535
V <sub>d</sub> 5	1,3623	M <sub>d</sub> 5	2,2137	35,4072
V <sub>d</sub> 6	1,6528	M <sub>d</sub> 6	2,6858	64,5905
V <sub>d</sub> 7	4,3362	M <sub>d</sub> 7	7,0463	60,8535
V <sub>d</sub> 8	1,6535	M <sub>d</sub> 8	2,6869	64,5905
V <sub>d</sub> 9	6,9549	M <sub>d</sub> 9	11,3016	18,5083
V <sub>d</sub> 10	6,9577	M <sub>d</sub> 10	11,3063	18,5083
V <sub>d</sub> 11	1,5142	M <sub>d</sub> 11	2,4605	11,9709
V <sub>d</sub> 12	4,4342	M <sub>d</sub> 12	7,2055	73,9810
V <sub>d</sub> 13	4,4340	M <sub>d</sub> 13	7,2052	49,9810
V <sub>d</sub> 14	1,0450	M <sub>d</sub> 14	1,6982	35,2268
V <sub>d</sub> 15	1,2094	M <sub>d</sub> 15	1,9653	20,8944
V <sub>d</sub> 16	4,7826	M <sub>d</sub> 16	7,7717	88,9448
V <sub>d</sub> 17	1,4522	M <sub>d</sub> 17	2,3599	69,5033
V <sub>d</sub> 18	1,2676	M <sub>d</sub> 18	2,0598	20,8944
V <sub>d</sub> 19	5,0126	M <sub>d</sub> 19	8,1454	88,9448
V <sub>d</sub> 20	1,5221	M <sub>d</sub> 20	2,4734	69,5033
V <sub>d</sub> 21	1,6540	M <sub>d</sub> 21	2,6877	11,9709
V <sub>d</sub> 22	4,8436	M <sub>d</sub> 22	7,8709	73,9810
V <sub>d</sub> 23	4,8434	M <sub>d</sub> 23	7,8705	49,9810
V <sub>d</sub> 24	1,1415	M <sub>d</sub> 24	1,8549	35,2268

## VERIFICA PRESSOFLESSIONE DOPO LA COMBINAZIONE

Nel caso di una sezione rettangolare il momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) \times (1 - (\sigma_0 / 0,85 f_d))$$

dove  $M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione ed  $l$  è la lunghezza complessiva della parete;  $t$  è lo spessore della parete in zona compressa e  $\sigma_0$  è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione ( $\sigma_0 = P / l t$ ) con  $P$  assiale agente positiva se di compressione, se  $P$  è di trazione allora  $M_u = 0$ .

$$f_d = f_k / \gamma_m = 4,37 \text{ N/mm}^2 / 3 = 1,46 \text{ N/mm}^2$$

## RESISTENZA A COMPRESSIONE DI CALCOLO DELLA MURATURA

PARETE	LUNGHEZZA PARETE [m]	SPESSORE [m]	FORZA ASSIALE P [KN]	TENSIONE NORMALE MEDIA $\sigma_0$ [KN/mq]	MOMENTO ULTIMO $M_u$ [KNm]	MOMENTO SOLLECITANTE $M_d$ [KNm]	VERIFICA $M_d < M_u$
X1	1,73	0,3	35,4072	68,2219	28,9435	2,2116	OK
X2	3,3	0,3	48,8535	49,3470	77,4030	7,2763	OK
X3	3,3	0,3	46,4535	46,9227	73,7502	7,2760	OK
X4	3,3	0,3	48,8535	49,3470	77,4030	7,2785	OK
X5	1,73	0,3	35,4072	68,2219	28,9435	2,2137	OK
X6	1,9	0,3	64,5905	113,3167	55,7581	2,6858	OK
X7	3,3	0,3	60,8535	61,4682	95,4349	7,0463	OK
X8	1,9	0,3	64,5905	113,3167	55,7581	2,6869	OK
X9	4,66	0,3	18,5083	13,2391	42,6643	11,3016	OK
X10	4,66	0,3	18,5083	13,2391	42,6643	11,3063	OK
Y11	1,98	0,3	11,9709	20,1530	11,6587	2,4605	OK
Y12	3,8	0,3	73,9810	64,8956	133,2134	7,2055	OK
Y13	3,8	0,3	49,9810	43,8430	91,6089	7,2052	OK
Y14	1,65	0,3	35,2268	71,1652	27,3955	1,6982	OK
Y15	1,78	0,3	20,8944	39,1281	18,0097	1,9653	OK
Y16	4,05	0,3	88,9448	73,2056	169,4884	7,7717	OK
Y17	1,95	0,3	69,5033	118,8090	61,2780	2,3599	OK
Y18	1,78	0,3	20,8944	39,1281	18,0097	2,0598	OK
Y19	4,05	0,3	88,9448	73,2056	169,4884	8,1454	OK
Y20	1,95	0,3	69,5033	118,8090	61,2780	2,4734	OK
Y21	1,98	0,3	11,9709	20,1530	11,6587	2,6877	OK
Y22	3,8	0,3	73,9810	64,8956	133,2134	7,8709	OK
Y23	3,8	0,3	49,9810	43,8430	91,6089	7,8705	OK
Y24	1,65	0,3	35,2268	71,1652	27,3955	1,8549	OK



VERIFICA TAGLIO PARETI DOPO LA COMBINAZIONE

PARETE	e [m]	l' [m]	FORZA ASSIALE P [KN]	TENSIONE NORMALE MEDIA $\sigma_0$ [KN/mq]	$f_{vk}$ [KN/mq]	$f_{vd}$ [KN/mq]	TAGLIO ULTIMO [KN]	TAGLIO SOLLECITAN TE $V_d$ [KN]	VERIFICA $V_d < V_u$
X1	0,0625	1,6675	35,4072	339,9336	285,9735	95,3245	47,6871	1,3610	OK
X2	0,1489	3,1511	48,8535	104,0940	191,6376	63,8792	60,3861	4,4777	OK
X3	0,1566	3,1434	46,4535	94,3515	187,7406	62,5802	59,0138	4,4775	OK
X4	0,1490	3,1510	48,8535	104,0641	191,6256	63,8752	60,3815	4,4791	OK
X5	0,0625	1,6675	35,4072	339,6227	285,8491	95,2830	a	1,3623	OK
X6	0,0416	1,8584	64,5905	835,8311	484,3325	161,4442	90,0092	1,6528	OK
X7	0,1158	3,1842	60,8535	165,0472	216,0189	72,0063	68,7849	4,3362	OK
X8	0,0416	1,8584	64,5905	835,5062	484,2025	161,4008	89,9843	1,6535	OK
X9	0,6106	4,0494	18,5083	7,4852	152,9941	50,9980	61,9530	6,9549	OK
X10	0,6109	4,0491	18,5083	7,4826	152,9930	50,9977	61,9488	6,9577	OK
Y11	0,2055	1,7745	11,9709	32,8216	163,1286	54,3762	28,9465	1,5142	OK
Y12	0,0974	3,7026	73,9810	205,1481	232,0592	77,3531	85,9223	4,4342	OK
Y13	0,1442	3,6558	49,9810	94,8370	187,9348	62,6449	68,7060	4,4340	OK
Y14	0,0482	1,6018	35,2268	456,1972	332,4789	110,8263	53,2562	1,0450	OK
Y15	0,0941	1,6859	20,8944	131,7588	202,7035	67,5678	34,1746	1,2094	OK
Y16	0,0874	3,9626	88,9448	256,8880	252,7552	84,2517	100,1574	4,7826	OK
Y17	0,0340	1,9160	69,5033	1068,3580	577,3432	192,4477	110,6216	1,4522	OK
Y18	0,0986	1,6814	20,8944	126,0519	200,4208	66,8069	33,6991	1,2676	OK
Y19	0,0916	3,9584	88,9448	245,3610	248,1444	82,7148	98,2260	5,0126	OK
Y20	0,0356	1,9144	69,5033	1020,2042	558,0817	186,0272	106,8399	1,5221	OK
Y21	0,2245	1,7555	11,9709	30,3722	162,1489	54,0496	28,4649	1,6540	OK
Y22	0,1064	3,6936	73,9810	188,2641	225,3057	75,1019	83,2191	4,8436	OK
Y23	0,1575	3,6425	49,9810	87,1373	184,8549	61,6183	67,3340	4,8434	OK
Y24	0,0527	1,5973	35,2268	418,8230	317,5292	105,8431	50,7204	1,1415	OK

La resistenza al taglio è valutata per mezzo della relazione  $V_t = l' t f_{vd}$  dove  $l'$  è la lunghezza della parete compressa,  $t$  è lo spessore della parete

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m \text{ con } f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

In questo caso la tensione normale media  $\sigma_n$  è calcolata sulla parte compressa della sezione ed è pari a  $\sigma_0 = P / (l' t)$ .

La lunghezza  $l'$  è valutata parete, per parete e impalcato per impalcato in funzione dell'eccentricità ( $e = M_d / P_d$ ).

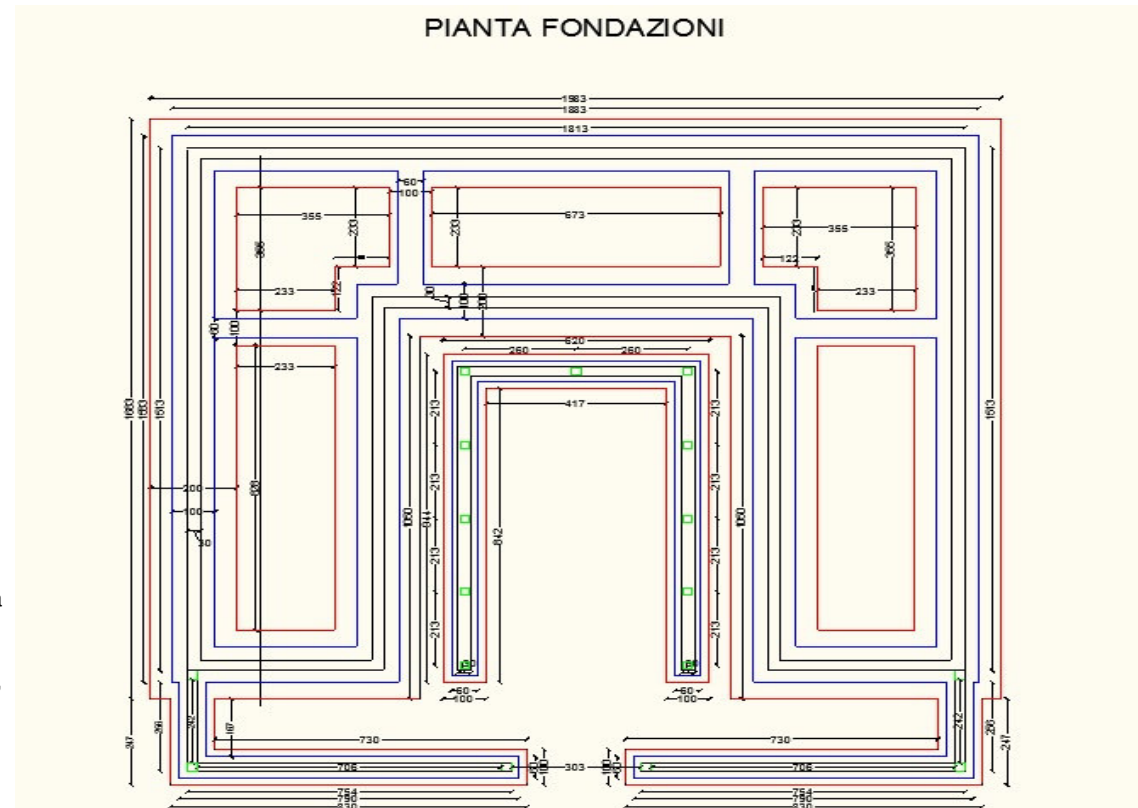
La lunghezza  $l'$  sarà allora data da  $l' = l - e$  dove  $l$  rappresenta la lunghezza della parete  $f_{vk0}$  deriva dalla tabella 11.10 VII NTC 2008.

Si dovrebbe usare  $f_{vk0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$  si utilizza  $0,15 \text{ N/mm}^2$  che è a vantaggio della sicurezza.

## STRATIGRAFIA TERRENO

B = L = 1,00 m  
 Profondità piano posa = 1,15 m  
 Carichi permanenti G1 = 1,85 kN/m  
 Carichi variabili Qk1 = 150 kN/m  
 Carichi variabili Qk2 = 150 kN/m (neve < 1000 mslm)  
 Carichi Permanenti H G2 = 2,32 kN/m

Poiché la velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri, partendo dalla profondità di -1.15 m da piano campagna, quota dell'intradosso della fondazione di progetto, è risultata pari a 330 m/sec e congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di sottosuolo C.



### TAGLIO E MOMENTO DELLA FONDAZIONE C = D

armatura sup. = 5 Ø 14       $A_{s \text{ sup}} = 770 \text{ mm}^2$   
armatura inf. = 5 Ø 14       $A_{s \text{ inf}} = 770 \text{ mm}^2$   
staffa = 1 Ø 10 / 250       $A_{s \text{ staff}} = 79 \text{ mm}^2$   
distanza orizzontale f tra i ferri longitudinali:  
     $f_1 = 350 \text{ mm}$        $f_2 = 186 \text{ mm}$   
distanza verticale g tra i ferri longitudinali:  
     $g = 286 \text{ mm}$

### VERIFICA FLESSIONE

$M_s = 27194425 \text{ Nmm}$   
 $f_y = 430 \text{ N/mm}^2$   
 $M_{re} = C^* z = T^* z = f_y A = 131671055,1 \text{ Nmm}$

$M_{re} > M_s$

**VERIFICA A FLESSIONE TRAVE 11,53 m POSITIVA**

### VERIFICA TAGLIO

Taglio sollecitante       $V_{ed} = 16,137501 \text{ KN}$   
 $V_{rd} > V_{ed}$

$$V_{rd} = \left\{ 0,18 K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp} \right\} b_w d \geq (V_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con

$$K = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$$

$$K = 1,360024482 < 2$$

**VERIFICATO**

$$V_{\min} = 0,035 K^{3/2} f_{ct}^{1/2} / l_{\min} = 0,277560805$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{10 \phi 14}{b_w d} \leq 0,02 = 0,003324692 < 0,02$$

**VERIFICATO**

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \quad 0 < 0,2 * 14,11$$

**VERIFICATO**

quindi:

$$V_{rd} = 153030,8425 \text{ N}$$

$$V_{ed} = 16137,501 \text{ N}$$

**VERIFICA A TAGLIO TRAVE 11,53 m POSITIVA**

### VERIFICA RIGIDEZZA FONDAZIONI TRAVI ROVESCE

#### TRAVE TIPOLOGIA 1 [b \* h = (1,00 \* 0,4) m]

Posizione del baricentro

$$Y_g = 578,9473684 \text{ mm}$$

Momento d'inerzia baricentrico della sezione

$$I_{xo} = 1,69796E+11 \text{ mm}^4$$

$$I_{xo}/b = 169796491,2$$

$$I^4/K = 8,16272E+12$$

$$I^4/K = 4,08208E+12$$

$$I^4/K = 1,14021E+12$$

$$I^4/K = 6,98343E+11$$

$$I^4/K = 53250962333$$

>

>

>

>

>

$I_{xo}/b$

$I_{xo}/b$

$I_{xo}/b$

$I_{xo}/b$

$I_{xo}/b$

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

trave 18,86 m

trave 15,86 m

trave 11,53 m

trave 10,20m

trave 5,36 m

#### TRAVE TIPOLOGIA 2 [b\*h = (0,6 \* 0,4) m]

Posizione del baricentro

$$Y_g = 703,0487805 \text{ mm}$$

Momento d'inerzia baricentrico della sezione

$$I_{xo} = 1,51632E+11 \text{ mm}^4$$

$$I_{xo}/b = 252719639,2$$

$$I^4/K = 4,42419E+11$$

$$I^4/K = 73009651613$$

>

>

$I_{xo}/b$

$I_{xo}/b$

VERIFICATO

VERIFICATO

trave 9,10 m

trave 5,80 m

dove K per andare a vantaggio della sicurezza si prende 15500.

Le verifiche sismiche calcolate sulle murature portanti evidenziano la rigidezza della struttura. L'analisi è partita dall'alto, cordolo, verso il basso, fondazioni a travi rovesce. Il volume del calcestruzzo utilizzato per le fondazioni a trave rovesce è tale che le stesse sarebbero dovute essere armate solo per funzione di ripartizione. In realtà la scelta progettuale si è meticolosamente concentrata sulla sicurezza, armando la struttura di fondazione con un' area di armatura superiore alla minima consentita dalle NTC 2008. La fondazione è una parte della struttura non vulnerabile in quanto considerata la sua forma geometrica conferisce un effetto di cerchiatura al sistema strutturale di fondazione.

Sebbene questa parte strutturale nel suo complesso sia una struttura iperstatica, è possibile individuare sottosistemi più semplici di cui la fondazione è composta, che possono essere trattati in molti casi come sistemi staticamente determinati (isostatici). Si punta quindi l'attenzione sull'equilibrio e sulla compatibilità delle forze esterne ed interne con la resistenza di ciascun sottosistema. Verificata la rigidezza di ogni ramo di essa si può tralasciare ogni ulteriore verifica di tipo sismico.