

ACCA SOFTWARE

# **EdiLus**

**Progettazione e Calcolo Strutturale**

## **DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ**

### **Casi Prova MURATURA**

Ai sensi del:

**D.M. 17/01/2018 cap. 10 -Norme Tecniche per le Costruzioni**

**ACCA software S.p.A.**

Contrada Rosole 13 - 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy

---

## INDICE

### CASI PROVA MURATURA

<u>1</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.01 (Verifiche Maschi/Fasce) .....</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.02 (Analisi Statica Non Lineare) .....</u>	<u>28</u>
<u>3</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.03 (Muratura con Betoncino Armato).....</u>	<u>33</u>
<u>4</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.04 (Muratura con FRP) .....</u>	<u>46</u>
<u>5</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.05 (Muratura Armata) .....</u>	<u>61</u>
<u>6</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.06 (Ribaltamento) .....</u>	<u>73</u>
<u>7</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.07 (Spanciamento ed azioni sulle Catene).....</u>	<u>105</u>
<u>8</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.08 (Verifiche Capochiave e Catena) .....</u>	<u>126</u>
<u>9</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.09 (Valutazione Accelerazioni di Collasso).....</u>	<u>134</u>
<u>10</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.10 (Calcolo Parametri ASNL) .....</u>	<u>159</u>
<u>11</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.11 (Calcolo <math>T_{RC}</math> PGA) .....</u>	<u>171</u>
<u>12</u>	<u>(MU) - Test di Validazione n.12 (Muratura con FRCM) .....</u>	<u>179</u>

# 1 (MU) - Test di Validazione n.01 (Verifiche Maschi/Fasce)

Titolo: **Verifiche Maschi/Fasce.**

I file di EdiLus (MU) sono: **MU\_Ver\_NO\_SISMA.EDL** e **MU\_Ver\_SISMA.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per le verifiche dei **Maschi** e delle **Fasce**, nel caso di calcolo **SENZA** sisma ed in **PRESENZA** di sisma.

## Dati Generali

### - Dati Maschio/Fascia -

Relativamente al pannello murario oggetto di studio (Figura 1.1), si rivolge l'attenzione sul **maschio 1** (Figura 1.3) e sulla **fascia 1** (Figura 1.4) avente le seguenti caratteristiche:

	Maschio 1	Fascia 1
• Lunghezza	$L_M = 4,00$ m.	$L_F = 1,00$ m.
• Altezza	$H_M = 3,00$ m.	$H_F = 1,00$ m.
• Spessore	$t = t_M = t_F = 0,30$ m.	
• Area	$A_M = 1,20$ m <sup>2</sup> .	$A_F = 0,30$ m <sup>2</sup> .
• Materiale	"Muratura in blocchi di laterizio semipieni (perc. foratura < 45%)"(Figura 1.2).	
• Tipo Situazione	"di Fatto" (muratura esistente).	
• Livello di Conoscenza	LC2.	
• Fattore di confidenza	FC = 1,20.	

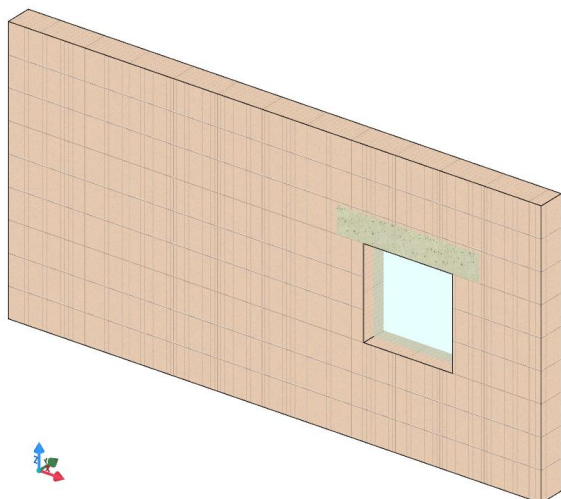


Figura 1.1: vista - "Editor 3D"

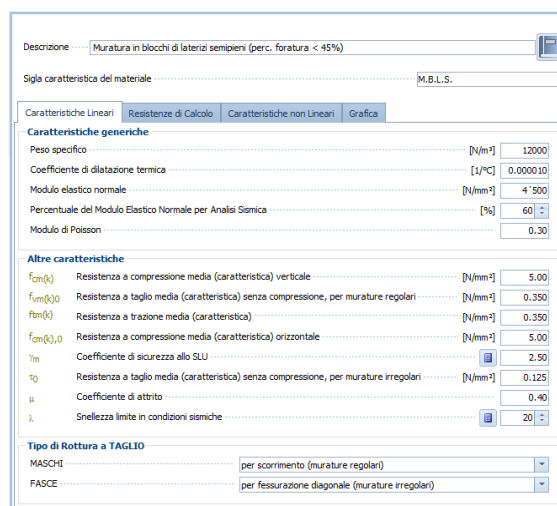


Figura 1.2: caratteristiche muratura

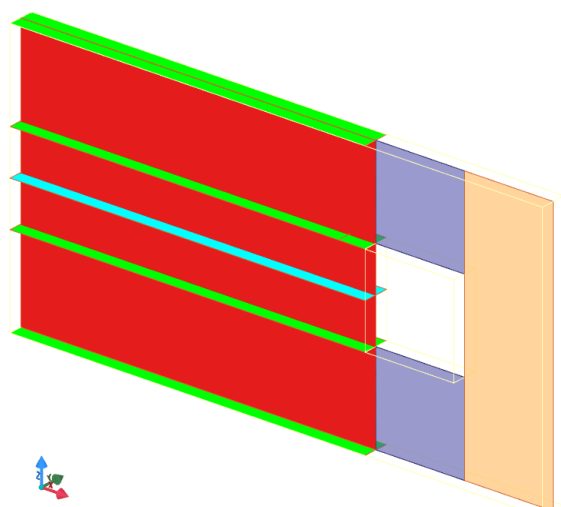


Figura 1.3: vista - "Maschi" - Maschio 1

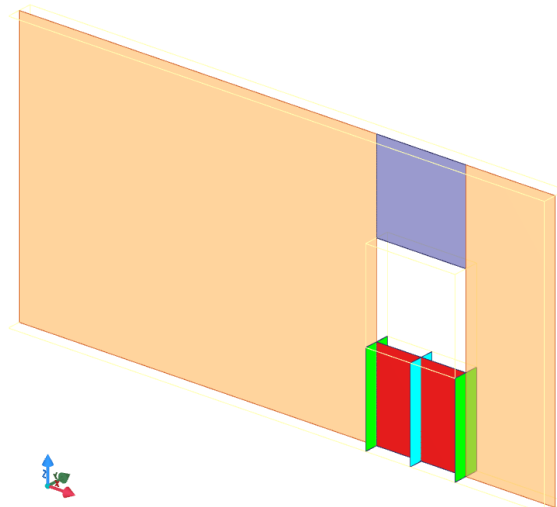


Figura 1.4: vista - "Maschi" - Fascia 1

## - Resistenze di calcolo -

Dalle resistenze caratteristiche:

- $f_k = f_{cm}(k) = f_{cm}(k),o = 5,00 \text{ N/mm}^2$ : resistenza a compressione media verticale/orizzontale;
- $f_{vko} = f_{vm}(k)o = 0,350 \text{ N/mm}^2$ : resistenza a taglio media senza compressione (per murature regolari);
- $\tau_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2$ : resistenza a taglio media senza compressione (murature irregolari);

considerando un coefficiente di sicurezza ( $\gamma_m$ ) pari a:

- 2,5 per combinazioni *non sismiche* (Muratura di I categoria, classe di esecuzione 2 e caratteristiche della malta "a prestazione garantita");
- 2,0 per combinazioni *sismiche*;

si ottengono le resistenze di progetto riportate nella successiva tabella:

Tab. 1.1: resistenze di progetto

Resistenze per combinazioni "Non Sismiche"	Resistenze per combinazioni "Sismiche"
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Verifica a PressoFlessione  <math display="block">f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{5,00 \text{ N/mm}^2}{2,5 \cdot 1,2} = 1,67 \text{ N/mm}^2.</math> </li> <li>• Verifica a Taglio (<i>per scorrimento</i>)  <math display="block">f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{A}}{2,5} \text{ definita dopo il calcolo di } N_{Ed}.</math> </li> <li>• Verifica a Taglio (<i>per fessurazione diagonale</i>)  <math display="block">\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,125}{2,5 \cdot 1,20} = 0,0417 \text{ N/mm}^2.</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Verifica a PressoFlessione  <math display="block">f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{5,00 \text{ N/mm}^2}{2,0 \cdot 1,2} = 2,80 \text{ N/mm}^2.</math> </li> <li>• Verifica a Taglio (<i>per scorrimento</i>)  <math display="block">f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{A}}{2,5} \text{ definita dopo il calcolo di } N_{Ed}.</math> </li> <li>• Verifica a Taglio (<i>per fessurazione diagonale</i>)  <math display="block">\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,125}{2,0 \cdot 1,20} = 0,0521 \text{ N/mm}^2.</math> </li> </ul>

## - Azioni sul Muro -

In testa al muro vengono applicate le seguenti azioni (Figura 1.5):

- forza distribuita orizzontale ( $Q_y$ ) di **200 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) ortogonale al piano del muro (*diretta lungo +Y*).
- forza distribuita orizzontale ( $Q_x$ ) di **1 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) contenuta nel piano del muro (*diretta lungo +X*).

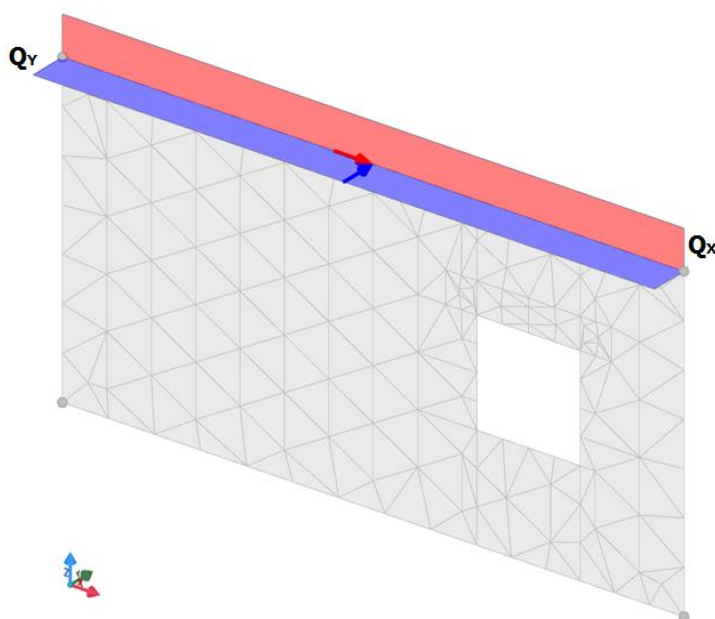


Figura 1.5: vista -"Forze e Momenti (utente)"

## Verifiche con calcolo "NON SISMICO"

Il file di EdiLus (MU) è: **MU\_Ver\_NO\_SISMA.EDL**.

### VERIFICHE MASCHI

Le verifiche vengono effettuate, separatamente, **NEL PIANO** (PressoFlessione e Taglio) e **FUORI PIANO**, (Presso Flessione e Snellezza) sulla sezione resistente (orizzontale) della *Figura 1.6*.

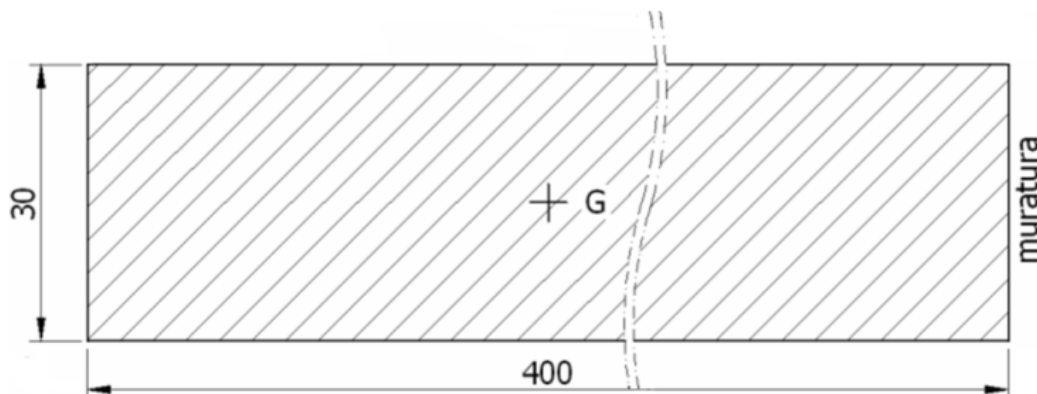


Figura 1.6: sezione resistente (orizzontale) MASCHIO 1

Di seguito si espone l'esito delle varie verifiche.

#### - Verifica a PressoFlessione Fuori Piano (PFFP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$N_{Ed} \leq N_{R,FP}$$

dove:

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante;

$N_{R,FP} = \phi_t \cdot f_d \cdot A$ : sforzo normale resistente Fuori Piano.

Tale verifica, di default, viene eseguita in tre sezioni orizzontali del maschio: *piede*, *mezzeria* e *testa*.

#### ▪ Sezione di Mezzeria

In tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.7*), la combinazione di carico più gravosa (*CS più basso fra tutte le combinazioni*) genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 29\,418 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 6\,193 \text{ N}$$

$$M_{Ed} = 1\,785 \text{ Nm (N.B. 1.1)}$$

#### N.B. 1.1

SOLO nella sezione di **MEZZERIA** e SOLO per le combinazioni "**NON SISMICHE**" il momento sollecitante per la valutazione delle eccentricità (la verifica viene fatta in termini di  $N_{Ed}$ ) è pari al massimo tra i momenti presenti a 2/5 ed a 3/5 di H (**EC6**).

$$M_{s,FP}\left(\frac{H}{2}\right) = \max\left[M_{s,FP}\left(\frac{2}{5} \cdot H\right); M_{s,FP}\left(\frac{3}{5} \cdot H\right)\right]$$

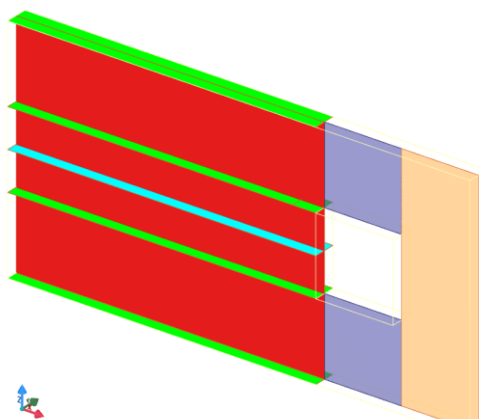


Figura 1.7: vista - "Maschi" - sezione 2

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Nr
CS	14,03
$N_{Ed}$	<b>29.418</b>
$V_{Ed}$	<b>-6.193</b>
$M_{Ed}$	<b>1.785</b>
$\Phi$	0,21
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	-
$N_R$	412.777

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione di mezzeria

Affinché sia possibile eseguire la verifica occorre che:

$$e_{\text{lim,FP,min}} \leq e_{\text{s,FP}} + e_{\text{imp}} \leq e_{\text{lim,FP,max}},$$

dove:

$e_{\text{s,FP}}$  = eccentricità di "calcolo" Fuori Piano;

$e_{\text{imp}}$  = eccentricità da "imperfezione";

$e_{\text{lim,FP}}$  = eccentricità "limite" Fuori Piano.

Nel caso in esame:

$e_{\text{s,FP}}$ [cm]	$e_{\text{imp}}$ [cm]	$e_{\text{lim,FP,max}}$ [cm]	$e_{\text{lim,FP,min}}$ [cm]
$\frac{M_{\text{Ed}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{178500 \text{ Ncm}}{29418 \text{ N}} = 6,07$	$\frac{H_{\text{M}}}{200} = \frac{300}{200} = 1,50$	$0,33 \cdot t = 0,33 \cdot 30 = 9,90$ (f.4.5.11 NTC18)	$0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 30 = 1,50$ (derivazione EC6)

Quindi:

$$e_{\text{tot,FP}} = e_{\text{s,FP}} + e_{\text{imp}} = (6,07 + 1,50) \text{ cm} = \mathbf{7,57 \text{ cm}} (< e_{\text{lim,FP,max}} = 9,90 \text{ cm e } > e_{\text{lim,FP,min}} = 1,50 \text{ cm}).$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "NON sismiche", nel calcolo dello sforzo normale resistente ( $N_{\text{R}}$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1):

$$N_{\text{R}} = \Phi_t \cdot f_d \cdot A_{\text{M}} = 0,206389 \cdot 1,6666667 \cdot 1200000 = \mathbf{412 \ 777 \ \text{N}}.$$

con:

$$f_d = 1,6666667 \text{ N/mm}^2 \text{ (ottenuta per } \gamma_m = 2,5 \text{ - Tab. 1.1);}$$

$$A_{\text{M}} = 1,20 \text{ m}^2 = 1200000 \text{ mm}^2;$$

Il coefficiente  $\Phi_t$  entrando nei diagrammi dell'EC6 con i seguenti dati (N.B. 1.2):

$$e_{\text{tot,FP}}/t = 7,87/30 = 0,262 \text{ (curva del diagramma);}$$

$$\lambda = H_0/t = \rho \cdot H_{\text{M}}/t = 2 \cdot 3,00\text{m}/0,30\text{m} = 20,00 \text{ (ascissa del diagramma - vedi § "Verifica Snellezza");}$$

vale:

$$\Phi_t = \mathbf{0,206389} \text{ (ordinata del diagramma)}.$$

#### N.B. 1.2

In EdiLus il calcolo del coefficiente di parzializzazione  $\Phi_t$  viene eseguito con riferimento al "EC6", norma di "comprovata validità" e che possiede maggiore generalità.

Il D.M.18 fornisce la modalità di calcolo del coefficiente di parzializzazione  $\Phi_t$  nella SOLA ipotesi di articolazione a cerniera.

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$C_{\text{SFP}} = N_{\text{R}}/N_{\text{Ed}} = 412777 \text{ N}/29418 \text{ N} = \mathbf{14,03}.$$

#### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Nr	Met	Nr
<b>CS</b>	<b>14,03</b>	<b>CS</b>	<b>14,03</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	29.418	<b>N<sub>Ed</sub></b>	29.418
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-6.193	<b>V<sub>Ed</sub></b>	-6.193
<b>M<sub>Ed</sub></b>	1.785	<b>M<sub>Ed</sub></b>	1.785
<b>Φ</b>	<b>0,206389</b>	<b>Φ</b>	<b>0,21</b>
<b>M<sub>0d</sub></b>	-	<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-	<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	-	<b>M<sub>R</sub></b>	-
<b>N<sub>R</sub></b>	<b>412.777</b>	<b>N<sub>R</sub></b>	<b>412.777</b>

Manuale

EdiLus

#### ▪ Sezione di Piede

In tale sezione (sezione n.1 - Figura 1.8), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{\text{Ed}} = 48 \ 888 \ \text{N}$$

$$V_{\text{Ed}} = 4 \ 216 \ \text{N}$$

$$M_{\text{Ed}} = 3 \ 208 \ \text{Nm}$$

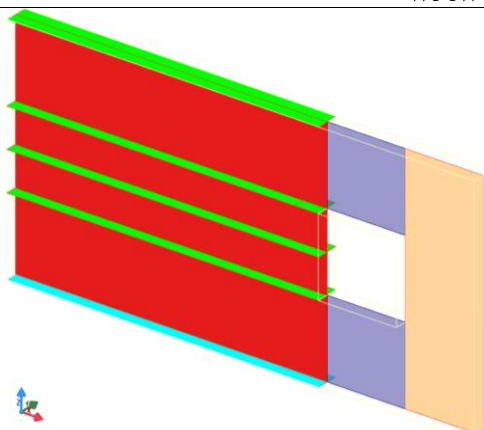


Figura 1.8: vista - "Maschi" - sezione 1

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Nr
CS	18,92
N <sub>Ed</sub>	48.888
V <sub>Ed</sub>	-4.216
M <sub>Ed</sub>	3.208
Φ	0,46
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	-
N <sub>R</sub>	925.075

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione al piede

Affinché sia possibile eseguire la verifica occorre che:

$$e_{lim,FP,min} \leq e_{s,FP} + e_{imp} \leq e_{lim,FP,max}$$

Nel caso in esame:

$e_{s,FP}$ [cm]	$e_{imp}$ [cm]	$e_{lim,FP,max}$ [cm]	$e_{lim,FP,min}$ [cm]
$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{320800 \text{ Ncm}}{48888 \text{ N}} = 6,562$	$\frac{H_M}{200} = \frac{300}{200} = 1,50$	$0,33 \cdot t = 0,33 \cdot 30 = 9,90$ (f.4.5.11 NTC18)	$0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 30 = 1,50$ (derivazione EC6)

Quindi:

$$e_{tot,FP} = e_{s,FP} + e_{imp} = (6,562 + 1,50) \text{ cm} = \mathbf{8,062 \text{ cm}} (< e_{lim,FP,max} = 9,90 \text{ cm e } > e_{lim,FP,min} = 1,50 \text{ cm}).$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "NON sismiche", nel calcolo dello sforzo normale resistente (N<sub>R</sub>) si utilizza la f<sub>d</sub> ottenuta per γ<sub>m</sub> = 2,5 (Tab. 1.1):

Pertanto, lo sforzo normale resistente (N<sub>R</sub>) è dato da:

$$N_R = \Phi_t \cdot f_d \cdot A_M = 0,462537 \cdot 1,6666667 \cdot 1200000 = \mathbf{925 \text{ 075 N}}.$$

con:

$$f_d = 1,6666667 \text{ N/mm}^2 \text{ (ottenuta per } \gamma_m = 2,5 \text{ - Tab. 1.1);}$$

$$A_M = 1,2 \text{ m}^2 = 1200000 \text{ mm}^2;$$

Per le sezioni di testa/piede il coefficiente Φ<sub>t</sub> viene determinato dalla seguente relazione:

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_{tot,FP} / t = 1 - 2 \cdot 8,062 \text{ cm} / 30 \text{ cm} = \mathbf{0,462537} \quad (\text{derivazione EC6}).$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = N_R / N_{Ed} = 925075 \text{ N} / 48888 \text{ N} = \mathbf{18,92}.$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Nr
CS	18,92
N <sub>Ed</sub>	48.888
V <sub>Ed</sub>	-4.216
M <sub>Ed</sub>	3.208
Φ	0,462537
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	-
N <sub>R</sub>	925.075

Manuale

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Nr
CS	18,92
N <sub>Ed</sub>	48.888
V <sub>Ed</sub>	-4.216
M <sub>Ed</sub>	3.208
Φ	0,46
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	-
N <sub>R</sub>	925.075

EdiLus

## Sezione di Testa

In tale sezione (*sezione n.3 - Figura 1.9*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 3\,379 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 5\,096 \text{ N}$$

$$M_{Ed} = 523 \text{ Nm}$$

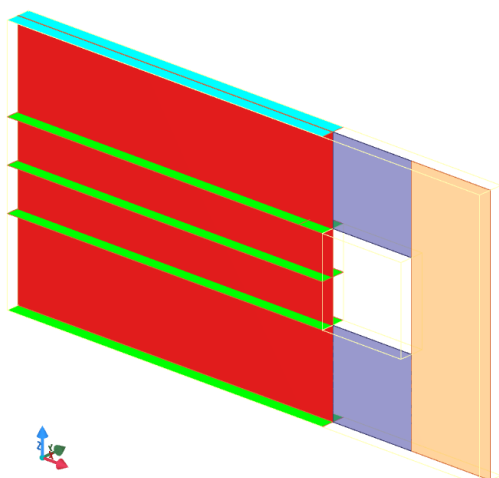


Figura 1.9: vista - "Maschi" - sezione 3

Sezione n.3 in testa/a Dx	
Met	Nr
CS	0,00
$N_{Ed}$	3.379
$V_{Ed}$	-5.096
$M_{Ed}$	523
$\Phi$	-
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	-
$N_R$	0
<b>Verifica NON soddisfatta</b> <b>Eccentricità eccessiva</b>	

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione in testa

Affinché sia possibile eseguire la verifica occorre che:

$$e_{lim,FP,min} \leq e_{s,FP} + e_{imp} \leq e_{lim,FP,max}$$

Nel caso in esame:

$e_{s,FP}$ [cm]	$e_{imp}$ [cm]	$e_{lim,FP,max}$ [cm]	$e_{lim,FP,min}$ [cm]
$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{52300 \text{ Ncm}}{3379 \text{ N}} = 15,48$	$\frac{H_M}{200} = \frac{300}{200} = 1,50$	$0,33 \cdot t = 0,33 \cdot 30 = 9,90$ (f.4.5.11 NTC18)	$0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 30 = 1,50$ (derivazione EC6)

Quindi:

$$e_{tot,FP} = e_{s,FP} + e_{imp} = (15,48 + 1,50) \text{ cm} = \mathbf{16,98 \text{ cm}} (> e_{lim,FP,max} = 9,90 \text{ cm}).$$

Pertanto, lo sforzo normale resistente ( $N_R$ ) non può essere generato per **eccentricità eccessiva**, per cui:

$$N_{R,FP} = \Phi_t \cdot f_d \cdot A_M = \mathbf{0 \text{ N}} \quad (\text{in EdiLus riportato il "-"}).$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = N_R / N_{Ed} = 0 \text{ N} / 3379 \text{ N} = \mathbf{0,00} \quad (\text{in EdiLus riportato il "-"}).$$

## Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.3 in testa/a Dx	
Met	Nr
CS	0,00
$N_{Ed}$	3.379
$V_{Ed}$	-5.096
$M_{Ed}$	523
$\Phi$	-
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	-
$N_R$	0
<b>Verifica NON soddisfatta</b> <b>Eccentricità eccessiva</b>	

Manuale

Sezione n.3 in testa/a Dx	
Met	Nr
CS	0,00
$N_{Ed}$	3.379
$V_{Ed}$	-5.096
$M_{Ed}$	523
$\Phi$	-
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	-
$N_R$	0
<b>Verifica NON soddisfatta</b> <b>Eccentricità eccessiva</b>	

EdiLus

## - Verifica PressoFlessione Nel Piano (PFNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$\begin{array}{ll} \text{(I)} & M_{Ed} \leq M_R \quad \text{quando } H/L \geq 0,50 \\ \text{(II)} & N_{Ed} \leq N_R \quad \text{quando } H/L < 0,50 \end{array} \quad (\text{N.B. 1.3})$$

dove:

$M_{Ed}$ : momento sollecitante Nel Piano;

$$M_R = \frac{t \cdot L^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right); \text{ momento resistente Nel Piano};$$

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante;

$N_R = \Phi_t \cdot \Phi_t \cdot f_d \cdot A$ : sforzo normale resistente Nel Piano.

### N.B. 1.3

Il valore di confronto (0,50) del rapporto H/L viene definito andando nel: **Navigatore -> DATI della STRUTTURA -> Preferenze di Calcolo -> Muratura -> Criteri di Verifica -> Modalità di rottura dei MASCHI -> Rapporto massimo H/L del MASCHIO per rottura a solo Taglio.**

Nel caso in esame  $H_M/L_M = 3,00\text{m}/4,00\text{m} = 0,75 > 0,50 \rightarrow$  **verifica (I).**

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di *mezzeria*.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.10*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 29\,418 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 6\,193 \text{ N}$$

$$M_{Ed} = 11\,245 \text{ Nm}$$

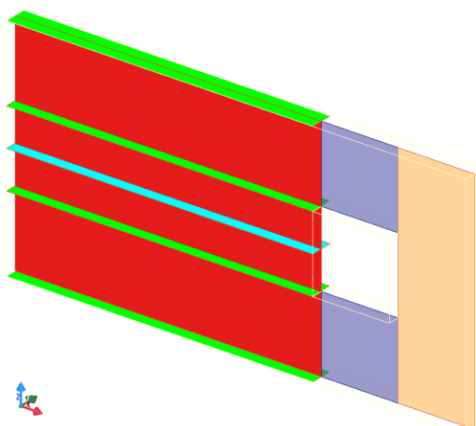


Figura 1.10: vista - "Maschi" - sezione 2

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
CS	5,14
$N_{Ed}$	29.418
$V_{Ed}$	-6.193
$M_{Ed}$	11.245
Mod	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	57.818
$N_R$	-

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Nel Piano** - sezione di mezzeria

Affinché la verifica sia possibile ( $M_R \neq 0$ ), occorre che:

$$\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d} \right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d.$$

Nel caso in esame:

$$N_{Ed} = 29\,418 \text{ N} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d = 0,85 \cdot 1200000 \text{ mm}^2 \cdot 1,666667 \text{ N/mm}^2 = 1\,700\,000 \text{ N}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da combinazioni "NON sismiche", nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1):

$$\begin{aligned} M_R &= \frac{t \cdot L_M^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_M} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d} \right) = \\ &= 300 \text{ mm} \cdot (4000 \text{ mm})^2 / 2 \cdot (29418 \text{ N} / 1200000 \text{ mm}^2) \cdot [1 - 29418 \text{ N} / (0,85 \cdot 1200000 \text{ mm}^2 \cdot 1,67 \text{ N/mm}^2)] = \\ &= 57\,817\,860 \text{ Nmm} = 57\,818 \text{ Nm}. \end{aligned}$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 57818 \text{ Nm} / 11245 \text{ Nm} = 5,14.$$

## Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr	Met	Mr
<b>CS</b>	<b>5,14</b>	<b>CS</b>	<b>5,14</b>
N <sub>Ed</sub>	29.418	N <sub>Ed</sub>	29.418
V <sub>Ed</sub>	-6.193	V <sub>Ed</sub>	-6.193
M <sub>Ed</sub>	11.245	M <sub>Ed</sub>	11.245
M <sub>0d</sub>	-	M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-	M <sub>1d</sub>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>57.818</b>	<b>M<sub>R</sub></b>	<b>57.818</b>
N <sub>R</sub>	-	N <sub>R</sub>	-

Manuale

EdiLus

### - Verifica a Taglio Nel Piano (TNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$V_{Ed} \leq V_R \quad (N.B. 1.4);$$

dove:

V<sub>Ed</sub>: taglio sollecitante Nel Piano;

V<sub>R</sub>: taglio resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$$

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "scorrimento";

$$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "fessurazione diagonale".

#### N.B. 1.4

La verifica a Taglio Nel Piano non viene eseguita quando il rapporto H/L > 2,00.

Il valore di confronto (2,00) del rapporto H/L viene definito andando nel: **Navigator** -> **DATI della STRUTTURA** -> **Preferenze di Calcolo** -> **Muratura** -> **Criteri di Verifica** -> **Modalità di rottura dei MASCHI** -> **Rapporto minimo H/L del MASCHIO per rottura a solo Pressoflessione Nel Piano.**

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di *mezzeria*.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.11*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 29\,418 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 6\,193 \text{ N}$$

$$M_{Ed} = 11\,245 \text{ Nm}$$

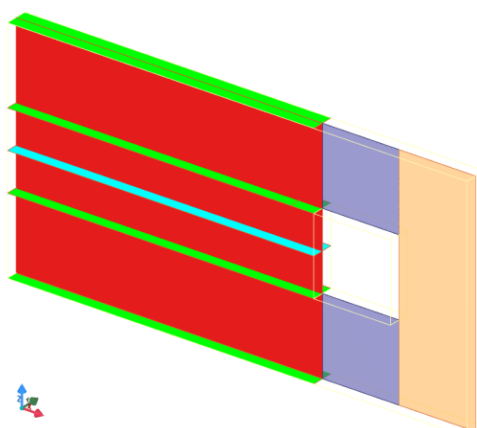


Figura 1.11: vista - "Maschi" - sezione 2

Sezione n.2 in mezzeria	
CS	23,37
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>29.418</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>6.193</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>-11.245</b>
V <sub>R</sub>	144.707
f <sub>vd</sub>	0,121
β	1,00
TRT	SC

per scorrimento

Risultati EdiLus **verifica a Taglio Nel Piano** - sezione di mezzeria

Sezione n.2 in mezzeria	
CS	14,29
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>29.418</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>6.193</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>-11.245</b>
V <sub>R</sub>	88.495
f <sub>vd</sub>	-
β	-
TRT	FS

per fessurazione diagonale

Affinché la verifica sia possibile occorre che:

$$e_{s,NP} < e_{lim,NP}$$

dove:

e<sub>s,NP</sub> = eccentricità di "calcolo" Nel Piano;

e<sub>lim,NP</sub> = eccentricità "limite" Nel Piano.

Pertanto, nel caso in esame:

$e_{s,NP}$ [cm]	$e_{lim,FP}$ [cm]
$M_{Ed}/N_{Ed} = 1124500 \text{ Ncm}/29418 \text{ N} = 38,22$	$L_M/2 = 400/2 = 200$

Quindi:

$$e_{s,NP} = 38,22 \text{ cm} < e_{lim,NP} = 200 \text{ cm}.$$

Nel caso in esame, essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da combinazioni "NON sismiche", nel calcolo del taglio resistente ( $V_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1).

Pertanto, a seconda del meccanismo di rottura a taglio del maschio,  $V_R$  vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A_M = 1,0 \cdot 1204 \cdot 1200000 = 144\,707 \text{ N}.$ dove: essendo $e_{NP} \leq L_M/6$ $\beta = 1;$ con: $e_{NP} = e_{s,NP} + e_{imp} = 38,22 + 0 = 38,22 \text{ cm};$ $e_{s,NP} = 38,22 \text{ cm};$ $e_{imp} = 0 \text{ cm (non considerata)};$ $L_M = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm}.$ $L_M/6 = 66,66 \text{ cm}.$ $A_M = 1200000 \text{ mm}^2.$ $f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{\beta \cdot A_M}}{\gamma_m} = \frac{0,35 + 0,40 \cdot \frac{29418}{1 \cdot 1200000}}{2,5} = 0,12059 \text{ N/mm}^2;$ $f_{vko} = 0,35 \text{ N/mm}^2;$ $FC = 1,20;$ $N_{Ed} = 29418 \text{ N}.$	$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot L_M \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} =$ $= \frac{1,5 \cdot 0,0417 \cdot 4000 \cdot 300}{1,00} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,024515}{1,5 \cdot 0,0417}} = 88\,495 \text{ N}.$ dove: $\tau_{0d} = \tau_0 / (\gamma_m \cdot FC) = 0,125 / (2,5 \cdot 1,20) = 0,0417 \text{ N/mm}^2;$ $\tau_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,5;$ $FC = 1,20.$ $L_M = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm};$ $t = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm};$ $b = H_M/L_M = 3,00 \text{ m}/4,00 \text{ m} = 0,75 \rightarrow$ $\rightarrow b = 1,00$ (dovendo essere $1,0 \leq b \leq 1,5$ ); $H_M = 3,00 \text{ m};$ $\sigma_n = N_{Ed}/A_M = 29418/1200000 = 0,024515 \text{ N/mm}^2;$ $N_{Ed} = 29418 \text{ N};$ $A_M = 1200000 \text{ mm}^2.$

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 144707 \text{ N}/6193 \text{ N} = 23,37.$	$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 88495 \text{ N}/6193 \text{ N} = 14,29.$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Rottura a TAGLIO per SCORRIMENTO			
Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
CS	23,37	CS	23,37
N <sub>Ed</sub>	29.418	N <sub>Ed</sub>	29.418
V <sub>Ed</sub>	6.193	V <sub>Ed</sub>	6.193
M <sub>Ed</sub>	-11.245	M <sub>Ed</sub>	-11.245
V <sub>R</sub>	144.707	V <sub>R</sub>	144.707
f <sub>vd</sub>	0,12059	f <sub>vd</sub>	0,121
β	1,00	β	1,00
TRT	SC	TRT	SC
Rottura a TAGLIO per FESSURAZIONE DIAGONALE			
Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
CS	14,29	CS	14,29
N <sub>Ed</sub>	29.418	N <sub>Ed</sub>	29.418
V <sub>Ed</sub>	6.193	V <sub>Ed</sub>	6.193
M <sub>Ed</sub>	-11.245	M <sub>Ed</sub>	-11.245
V <sub>R</sub>	88.495	V <sub>R</sub>	88.495
f <sub>vd</sub>	-	f <sub>vd</sub>	-
β	-	β	-
TRT	FS	TRT	FS
Manuale		EdiLus	

## - Verifica Snellezza -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$\lambda = H_0/t = \rho \cdot H_M/t \leq \lambda_{\text{ammissibile}};$$

con:

$$H_0 = \text{lunghezza libera di inflessione del muro} = \rho \cdot H_M = 2 \cdot 3,00\text{m} = 6,00\text{ m};$$

$$H_M = \text{altezza del muro} = 3,00\text{m};$$

$$\rho = \text{fattore laterale di vincolo} = 2 \text{ (muro a mensola)}.$$

Nel caso in esame:

$$\lambda = H_0/t = 6,00\text{m}/0,30\text{m} = 20,00 < \lambda_{\text{ammissibile}} = 20,00 \text{ (limite fisso)}.$$

## Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Maschio 1		Maschio 1	
Lunghezza	4,00	Lunghezza	4,00
Altezza	3,00	Altezza	3,00
Spessore medio	0,30	Spessore medio	0,30
$\lambda$	20,000	$\lambda$	20,000
$\lambda_{\text{max}}$	20,000	$\lambda_{\text{max}}$	20,000
Manuale		EdiLus	

## VERIFICHE FASCE

Le verifiche vengono effettuate **NEL PIANO** (PressoFlessione e Taglio) sulla sezione resistente (verticale) della Figura 1.12.

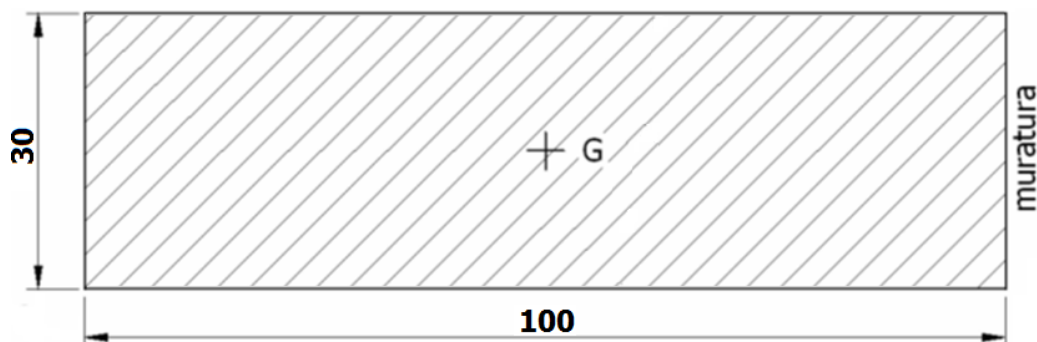


Figura 1.12: sezione resistente (verticale) FASCIA 1

Di seguito si espone l'esito delle varie verifiche.

## - Verifica PressoFlessione Nel Piano (PFNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$(I) \quad M_{Ed} \leq M_R \quad \text{quando } M_{Ed} \neq 0$$

$$(II) \quad N_{Ed} \leq N_R \quad \text{quando } M_{Ed} = 0$$

dove:

$M_{Ed}$ : momento sollecitante Nel Piano;

$M_R$ : il momento resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$M_R = \frac{H_p \cdot L}{2} \cdot \left( 1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot A \cdot f_{hd}} \right) \quad \text{in presenza di elementi resistenti a trazione}$$

$$M_R = \frac{t \cdot L^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right) \quad \text{in assenza di elementi resistenti a trazione}$$

(N.B. 1.5)

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante;

$N_R = \Phi_l \cdot \Phi_t \cdot f_d \cdot A$ : sforzo normale resistente Nel Piano.

**N.B. 1.5**

La scelta della presenza di elementi resistenti a trazione (piattabande, cordoli, etc.) viene eseguita nelle proprietà del foro, nella sezione "fasce resistenti a trazione" (Figura 1.13).

Di default viene consigliata la presenza di elementi resistenti a trazione sia per le fasce superiore che inferiore al foro.

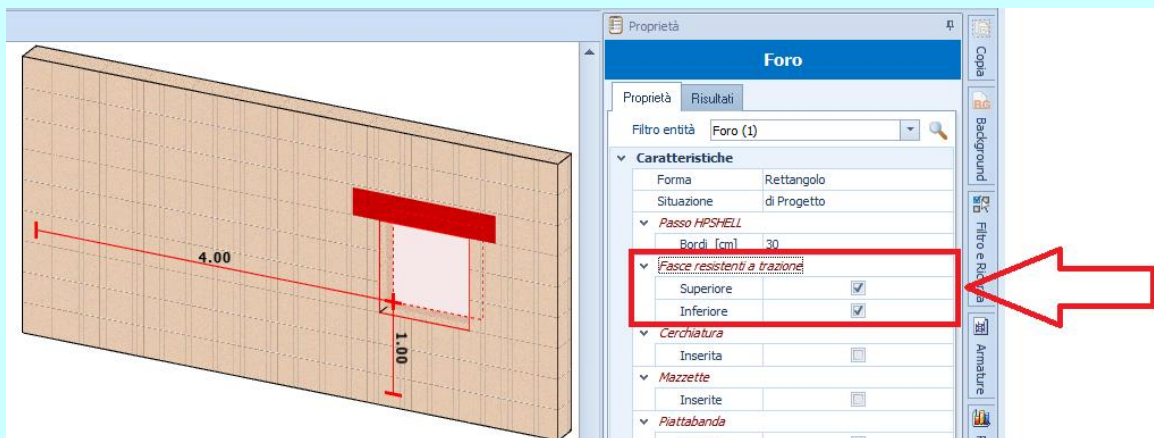


Figura 1.13: settaggio fasce resistenti a trazione

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di *mezzeria*.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.14 - Figura 1.14*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 1\,777\text{ N}$$

$$V_{Ed} = 1\,803\text{ N}$$

$$M_{Ed} = 472\text{ Nm}$$

Quindi, nel caso in esame essendo  $M_{Ed} \neq 0 \rightarrow$  **verifica (I)**.

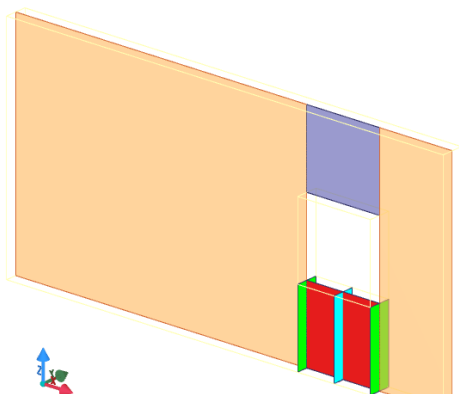


Figura 1.14: vista - "Maschi" - sezione n.14

Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr
CS	NS
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>1.777</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>-1.803</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>472</b>
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	52.941
<b>N<sub>R</sub></b>	-

con elementi resistenti a trazione

Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr
CS	1,87
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>1.777</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>-1.803</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>472</b>
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	885
<b>N<sub>R</sub></b>	-

senza elementi resistenti a trazione

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Nel Piano** - sezione di mezzeria

A seconda della presenza o meno di elementi resistenti a trazione, la verifica è possibile ( $M_R \neq 0$ ), se:

CON elementi resistenti a trazione	SENZA elementi resistenti a trazione
SEMPRE.	$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_F \cdot f_d}\right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_F \cdot f_d.$ <p>Nel caso in esame:</p> $N_{Ed} = 1\,777\text{ N} < 0,85 \cdot A_F \cdot f_d =$ $= 0,85 \cdot 300000\text{ mm}^2 \cdot 1,666667\text{ N/mm}^2 =$ $= 425\,000\text{ N}.$ <p>dove:</p> $A_F = 300000\text{ mm}^2.$ $f_{d,0} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2,50 \cdot 1,20) = 1,67\text{ N/mm}^2.$ $f_{cm(k),o} = 4,40\text{ N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,50;$ $FC = 1,20.$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da combinazioni "NON sismiche", nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1):

Pertanto, a seconda della presenza o meno di elementi resistenti a trazione,  $M_R$  vale:

CON elementi resistenti a trazione	SENZA elementi resistenti a trazione
$M_R = \frac{H_p \cdot H_F}{2} \cdot \left( 1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot A_F \cdot f_{hd}} \right) =$ $= \frac{200000 \cdot 1000}{2} \cdot \left( 1 - \frac{200000}{0,85 \cdot 300000 \cdot 1,67} \right) =$ $= 52941176 \text{ Nmm} = \mathbf{52\,941 \text{ Nm}}.$ <p>dove:</p> $H_p = 0,4 \cdot f_{hd} \cdot H_F \cdot t = 0,4 \cdot 1,67 \cdot 1000 \cdot 300 = \mathbf{200000 \text{ N}}.$ $f_{hd} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2,5 \cdot 1,20) = \mathbf{1,67 \text{ N/mm}^2}.$ $f_{cm(k),o} = 4,40 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,50;$ $FC = 1,20;$ $H_F = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm};$ $t = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}.$ $A_F = \mathbf{300000 \text{ mm}^2}.$	$M_R = \frac{t \cdot H_F^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_F} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right) =$ $= \frac{300 \cdot 1000^2}{2} \cdot \frac{1777}{300000} \cdot \left( 1 - \frac{1777}{0,85 \cdot 300000 \cdot 1,67} \right) =$ $= 884792 \text{ Nmm} = \mathbf{885 \text{ Nm}}.$ <p>dove:</p> $t = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = \mathbf{300 \text{ mm}};$ $H_F = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} = \mathbf{1000 \text{ mm}};$ $N_{Ed} = \mathbf{1777 \text{ N}};$ $A_F = \mathbf{300000 \text{ mm}^2};$ $f_d = f_{hd} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2,5 \cdot 1,20) = \mathbf{1,67 \text{ N/mm}^2};$ $f_{cm(k),o} = 5,00 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,50;$ $FC = 1,2.$

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

CON elementi resistenti a trazione	CON elementi resistenti a trazione
$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 52941 \text{ N} / 472 \text{ N} = \mathbf{112,16 (NS)}.$	$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 885 \text{ N} / 472 \text{ N} = \mathbf{1,87}.$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

CON elementi resistenti a trazione			
Sezione n.14 in mezzeria			
Met		Mr	
CS		<b>NS (112,16)</b>	
N <sub>Ed</sub>		1.777	
V <sub>Ed</sub>		-1.803	
M <sub>Ed</sub>		472	
M <sub>0d</sub>		-	
M <sub>1d</sub>		-	
M <sub>R</sub>		<b>52.941</b>	
N <sub>R</sub>		-	
Sezione n.14 in mezzeria			
Met		Mr	
CS		<b>NS</b>	
N <sub>Ed</sub>		1.777	
V <sub>Ed</sub>		-1.803	
M <sub>Ed</sub>		472	
M <sub>0d</sub>		-	
M <sub>1d</sub>		-	
M <sub>R</sub>		<b>52.941</b>	
N <sub>R</sub>		-	
CON elementi resistenti a trazione			
Sezione n.14 in mezzeria			
Met		Mr	
CS		<b>1,87</b>	
V <sub>Ed</sub>		-1.777	
N <sub>Ed</sub>		1.803	
M <sub>Ed</sub>		472	
M <sub>0d</sub>		-	
M <sub>1d</sub>		-	
M <sub>R</sub>		<b>885</b>	
N <sub>R</sub>		-	
Sezione n.14 in mezzeria			
Met		Mr	
CS		<b>1,87</b>	
N <sub>Ed</sub>		1.777	
V <sub>Ed</sub>		-1.803	
M <sub>Ed</sub>		472	
M <sub>0d</sub>		-	
M <sub>1d</sub>		-	
M <sub>R</sub>		<b>885</b>	
N <sub>R</sub>		-	
Manuale		EdiLus	

### - Verifica a Taglio Nel Piano (TNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$V_{Ed} \leq V_R$$

dove:

$V_{Ed}$ : taglio sollecitante Nel Piano;

$V_R$ : taglio resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$$

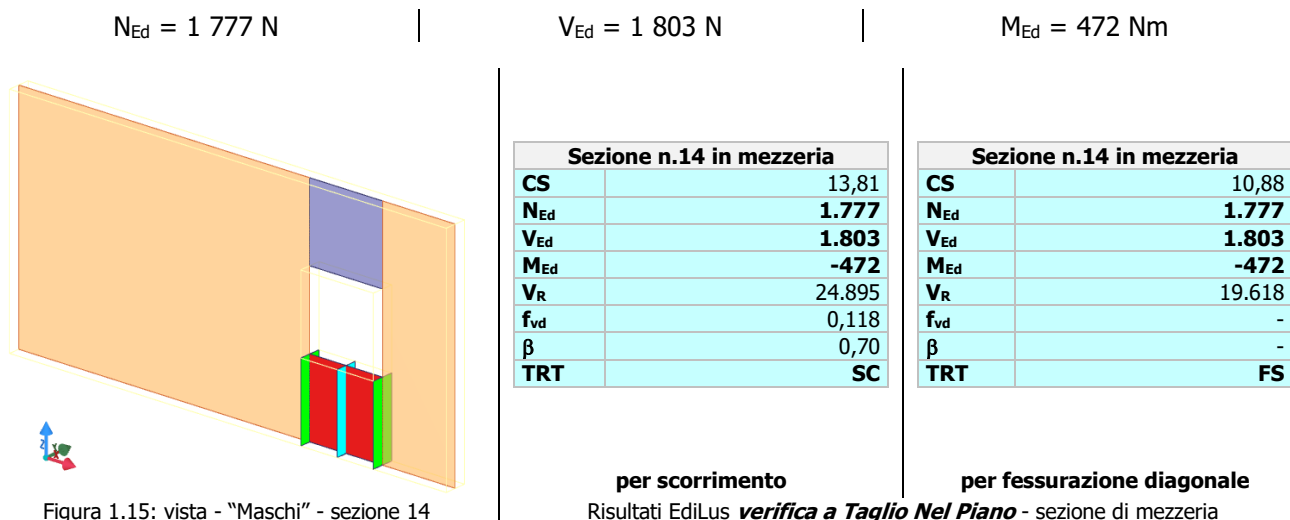
meccanismo di rottura a taglio del maschio per "scorrimento";

$$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "fessurazione diagonale".

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di mezzeria.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.14 - Figura 1.15*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:



Affinché la verifica sia possibile occorre che:

$$e_{s,NP} < e_{lim,NP}$$

dove:

$e_{s,NP}$  = eccentricità di "calcolo" Nel Piano;  
 $e_{lim,NP}$  = eccentricità "limite" Nel Piano.

Pertanto, nel caso in esame:

$e_{s,NP}$ [cm]	$e_{lim,FP}$ [cm]
$M_{Ed}/N_{Ed} = 47200\ Ncm/1777\ N = 26,56$	$H_F/2 = 100/2 = 50$

Quindi:

$$e_{s,NP} = \mathbf{26,56\ cm} < e_{lim,NP} = \mathbf{50\ cm}.$$

Nel caso in esame, essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da combinazioni "NON sismiche", nel calcolo del taglio resistente ( $V_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1).

Pertanto, a seconda del meccanismo di rottura a taglio del maschio,  $V_R$  vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A_F = 0,7032 \cdot 0,118 \cdot 300000 = \mathbf{24\ 895\ N}.$ dove: essendo $H_F/6 < e_{tot,NP} \leq H_F/2$ si ha: $\beta = 1,5 \cdot 3 \cdot e_{tot,NP} / H_F = 1,5 \cdot 3 \cdot 26,56 / 100 = \mathbf{0,7032};$ con: $e_{tot,NP} = e_{s,NP} + e_{imp} = 26,56 + 0 = 21,88\ cm$ $e_{s,NP} = 26,56\ cm;$ $e_{imp} = 0$ (non considerata); $H_F = 1,00\ m = 100\ cm.$ $H_F/6 = 16,67\ cm;$	$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H_F \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} =$ $= \frac{1,5 \cdot 0,0417 \cdot 1000 \cdot 300}{1,00} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,00592}{1,5 \cdot 0,0417}} =$ $= \mathbf{19\ 618\ N}.$ dove: $\tau_{0d} = \tau_0 / (\gamma_m \cdot FC) = 0,125 / (2,5 \cdot 1,20) = \mathbf{0,0417\ N/mm^2};$ $\tau_0 = 0,125\ N/mm^2;$ $\gamma_m = 2,5;$ $FC = 1,20.$

$H_F/2 = 50,00 \text{ cm};$ $A_M = 300000 \text{ mm}^2;$ $f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{\beta \cdot A_F}}{\gamma_m} = \frac{0,35 + 0,40 \cdot \frac{1777}{0,70 \cdot 300000}}{2,5} =$ $= 0,1180 \text{ N/mm}^2;$ $f_{vko} = 0,35 \text{ N/mm}^2;$ $FC = 1,20;$ $N_{Ed} = 1777 \text{ N}.$	$H_F = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm};$ $t = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm};$ $b = L_F/H_F = 1,00 \text{ m}/1,00 \text{ m} = 1,00 \rightarrow$ $\rightarrow b = 1,00 \text{ (dovendo essere } 1,0 \leq b \leq 1,5);$ $L_F = 1,00 \text{ m};$ $\sigma_n = N_{Ed}/A_F = 1777/300000 = 0,00592 \text{ N/mm}^2;$ $N_{Ed} = 1856 \text{ N};$ $A_F = 300000 \text{ mm}^2.$
---	--

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 24895 \text{ N}/1803 \text{ N} = 13,81.$	$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 19618 \text{ N}/1803 \text{ N} = 10,88.$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Rottura a TAGLIO per SCORRIMENTO				
Sezione n.14 in mezzeria			Sezione n.14 in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>13,81</b>		<b>CS</b>	<b>13,81</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.777		<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.777
<b>V<sub>Ed</sub></b>	1.803		<b>V<sub>Ed</sub></b>	1.803
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-472		<b>M<sub>Ed</sub></b>	-472
<b>V<sub>R</sub></b>	<b>24.895</b>		<b>V<sub>R</sub></b>	<b>24.895</b>
<b>f<sub>vd</sub></b>	<b>0,118</b>		<b>f<sub>vd</sub></b>	<b>0,118</b>
<b>β</b>	<b>0,7032</b>		<b>β</b>	<b>0,70</b>
<b>TRT</b>	SC		<b>TRT</b>	SC
Rottura a TAGLIO per FESSURAZIONE DIAGONALE				
Sezione n.14 in mezzeria			Sezione n.14 in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>10,88</b>		<b>CS</b>	<b>10,88</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.777		<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.777
<b>V<sub>Ed</sub></b>	1.803		<b>V<sub>Ed</sub></b>	1.803
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-472		<b>M<sub>Ed</sub></b>	-472
<b>V<sub>R</sub></b>	<b>19.618</b>		<b>V<sub>R</sub></b>	<b>19.618</b>
<b>f<sub>vd</sub></b>	<b>-</b>		<b>f<sub>vd</sub></b>	<b>-</b>
<b>β</b>	<b>-</b>		<b>β</b>	<b>-</b>
<b>TRT</b>	FS		<b>TRT</b>	FS
Manuale			EdiLus	

## Verifiche con calcolo "SISMICO"

Il file di EdiLus (MU) è: **MU\_Ver\_SISMA.EDL**.

### VERIFICHE MASCHI

Le verifiche vengono effettuate, separatamente, **NEL PIANO** (PressoFlessione e Taglio) e **FUORI PIANO**, (Presso Flessione e Snellezza) sulla sezione resistente (orizzontale) della *Figura 1.16*.

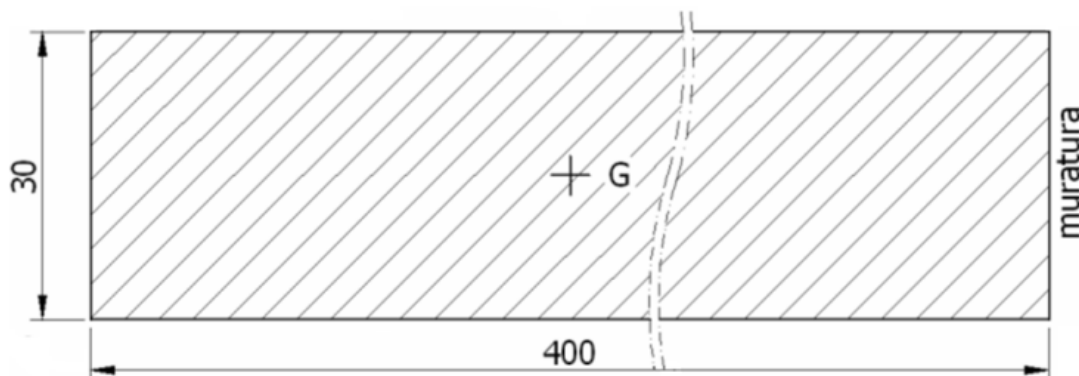


Figura 1.16: sezione resistente

Di seguito si espone l'esito delle varie verifiche.

#### - Verifica a PressoFlessione Fuori Piano (PFFP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

- (I)  $M_{Ed,FP} \leq M_{R,FP}$  quando la combinazione di verifica è una combinazione "SISMICA"  
 (II)  $N_{Ed,FP} \leq N_{R,FP}$  quando la combinazione di verifica è una combinazione "NON SISMICA" (Carichi Verticali)

dove:

$M_{Ed,FP}$ : momento sollecitante Fuori Piano;

$$M_{R,FP} = \frac{t^2 \cdot L}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right) : \text{momento resistente Fuori Piano};$$

$N_{Ed,FP}$ : sforzo normale sollecitante;

$N_{R,FP} = \phi_t \cdot f_d \cdot A$ : sforzo normale resistente Fuori Piano.

Tale verifica, di default, viene eseguita in tre sezioni orizzontali del maschio: *piede*, *mezzeria* e *testa*.

#### ▪ Sezione di Mezzeria

In tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.17*), la combinazione di carico più gravosa (*CS più basso fra tutte le combinazioni*) genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 21\,864 \text{ N} \quad | \quad V_{Ed} = 7\,894 \text{ N} \quad | \quad M_{Ed} = 9\,771 \text{ Nm}$$

Tale combinazione è una combinazione **sismica** per cui la verifica viene fatta in termini di *momenti*.

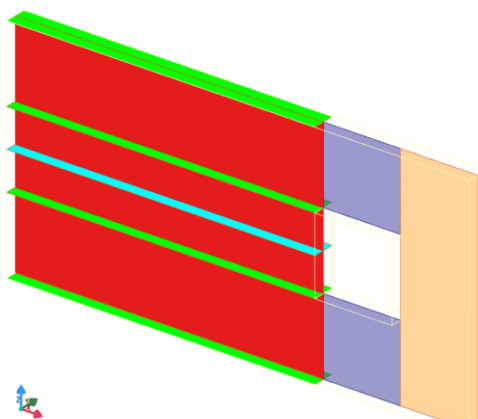


Figura 1.17: vista - "Maschi" - sezione 2

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
CS	0,33
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>21.864</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>-7.894</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>9.771</b>
Φ	-
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	3.246
N <sub>R</sub>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione di mezzeria

Affinché la verifica sia possibile ( $M_R \neq 0$ ), occorre che:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d.$$

Nel caso in esame:

$$N_{Ed} = 21\,864\text{ N} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d = 0,85 \cdot 1200000\text{ mm}^2 \cdot 2,083334\text{ N/mm}^2 = 2\,125\,000\text{ N}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "sismica", nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1):

$$\begin{aligned} M_R &= \frac{t^2 \cdot L_M}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_M} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) = \\ &= (300\text{ mm})^2 \cdot 4000\text{ mm} / 2 \cdot (21864\text{ N} / 1200000\text{ mm}^2) \cdot [1 - 21864\text{ N} / (0,85 \cdot 1200000\text{ mm}^2 \cdot 2,08\text{ N/mm}^2)] = \\ &= 3\,245\,856\text{ Nmm} = 3\,246\text{ Nm}. \end{aligned}$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 3246\text{ Nm} / 9771\text{ Nm} = 0,33.$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,33</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	21.864
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-7.894
<b>M<sub>Ed</sub></b>	9.771
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>3.246</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Manuale

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,33</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	21.864
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-7.894
<b>M<sub>Ed</sub></b>	9.771
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>3.246</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

EdiLus

### Sezione di Piede

In tale sezione (*sezione n.1 - Figura 1.18*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 36\,199\text{ N}$$

$$V_{Ed} = 6\,725\text{ N}$$

$$M_{Ed} = 26\,515\text{ Nm}$$

Tale combinazione è una combinazione **sismica** per cui la verifica viene fatta in termini di *momenti*.

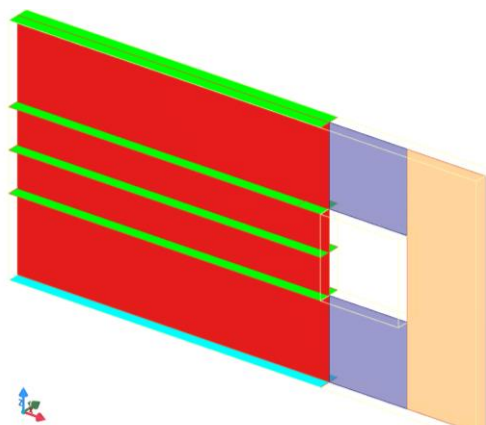


Figura 1.18: vista - "Maschi" - sezione 1

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Mr
<b>CS</b>	0,20
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>36.199</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>-6.725</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>26.515</b>
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	5.337
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione al piede

Affinché la verifica sia possibile ( $M_R \neq 0$ ), occorre che:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d.$$

Nel caso in esame:

$$N_{Ed} = 36\,199 \text{ N} < 0,85 \cdot A \cdot f_d = 0,85 \cdot 1200000 \text{ mm}^2 \cdot 2,083334 \text{ N/mm}^2 = 2\,125\,000 \text{ N}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "sismica", nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1):

$$M_R = \frac{t^2 \cdot L_M}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_M} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) =$$

$$= (300 \text{ mm})^2 \cdot 4000 \text{ mm} / 2 \cdot (36199 \text{ N} / 1200000 \text{ mm}^2) \cdot [1 - 36199 \text{ N} / (0,85 \cdot 1200000 \text{ mm}^2 \cdot 2,08 \text{ N/mm}^2)] =$$

$$= 5\,337\,353 \text{ Nmm} = 5\,337 \text{ Nm}.$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = M_R / M_{Ed} = 5337 \text{ N} / 26515 \text{ N} = 0,20.$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,20</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	36.199
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-6.725
<b>M<sub>Ed</sub></b>	26.515
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>5.337</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Manuale

Sezione n.1 al piede/a Sx	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,20</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	36.199
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-6.725
<b>M<sub>Ed</sub></b>	26.515
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>5.337</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

EdiLus

### Sezione di Testa

In tale sezione (*sezione n.3 - Figura 1.19*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 3\,379 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 5\,096 \text{ N}$$

$$M_{Ed} = 523 \text{ Nm}$$

Tale combinazione è una combinazione **NON sismica** per cui la verifica viene fatta in termini di *sforzo normale*.

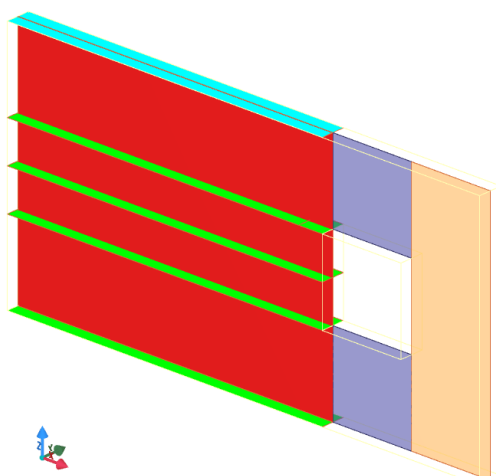


Figura 1.19: vista - "Maschi" - sezione 3

Sezione n.3 in testa/a Dx	
Met	Nr
<b>CS</b>	0,00
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>3.379</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>-5.096</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>523</b>
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	-
<b>N<sub>R</sub></b>	0
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	
<b>Eccentricità eccessiva</b>	

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** - sezione in testa

Affinché sia possibile eseguire la verifica occorre che:

$$e_{lim,FP,min} \leq e_{s,FP} + e_{imp} \leq e_{lim,FP,max}.$$

Nel caso in esame:

$e_{s,FP}$ [cm]	$e_{imp}$ [cm]	$e_{lim,FP,max}$ [cm]	$e_{lim,FP,min}$ [cm]
$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{52300 \text{ Ncm}}{3379 \text{ N}} = 15,48$	$\frac{H_M}{200} = \frac{300}{200} = 1,50$	$0,33 \cdot t = 0,33 \cdot 30 = 9,90$ (f.4.5.11 NTC18)	$0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 30 = 1,50$ (derivazione EC6)

Quindi:

$$e_{tot,FP} = e_{s,FP} + e_{imp} = (15,48 + 1,50) \text{ cm} = \mathbf{16,98 \text{ cm}} (> e_{lim,FP,max} = 9,90 \text{ cm}).$$

Pertanto, lo sforzo normale resistente ( $N_R$ ) non può essere generato per **eccentricità eccessiva**, per cui:

$$N_{R,FP} = \Phi_t \cdot f_d \cdot A_M = \mathbf{0 \text{ N}}.$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = N_R / N_{Ed} = 0 \text{ N} / 3379 \text{ N} = \mathbf{0,00}.$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.3 in testa/a Dx		Sezione n.3 in testa/a Dx	
Met	Nr	Met	Nr
<b>CS</b>	<b>0,00</b>	<b>CS</b>	<b>0,00</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	3.379	<b>N<sub>Ed</sub></b>	3.379
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-5.096	<b>V<sub>Ed</sub></b>	-5.096
<b>M<sub>Ed</sub></b>	523	<b>M<sub>Ed</sub></b>	523
<b>Φ</b>	-	<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-	<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-	<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	-	<b>M<sub>R</sub></b>	-
<b>N<sub>R</sub></b>	<b>0</b>	<b>N<sub>R</sub></b>	<b>0</b>
<b>Verifica NON soddisfatta</b> <b>Eccentricità eccessiva</b>		<b>Verifica NON soddisfatta</b> <b>Eccentricità eccessiva</b>	
Manuale		EdiLus	

### - Verifica PressoFlessione Nel Piano (PFNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$\begin{array}{ll} \text{(I)} & M_{Ed} \leq M_R \quad \text{quando } H/L \geq 0,50 \\ \text{(II)} & N_{Ed} \leq N_R \quad \text{quando } H/L < 0,50 \end{array} \quad (N.B. 1.3)$$

dove:

$M_{Ed}$ : momento sollecitante Nel Piano;

$$M_R = \frac{t \cdot L^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right): \text{ momento resistente Nel Piano};$$

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante;

$$N_R = \Phi_t \cdot \Phi_t \cdot f_d \cdot A: \text{ sforzo normale resistente Nel Piano}.$$

Nel caso in esame  $H_M/L_M = 3,00\text{m}/4,00\text{m} = \mathbf{0,75} > 0,50 \rightarrow$  per cui la verifica viene fatta in termini di momenti.

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di mezzeria.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.20*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 20 \ 080 \text{ N} \quad | \quad V_{Ed} = 15 \ 198 \text{ N} \quad | \quad M_{Ed} = 12 \ 192 \text{ Nm}$$

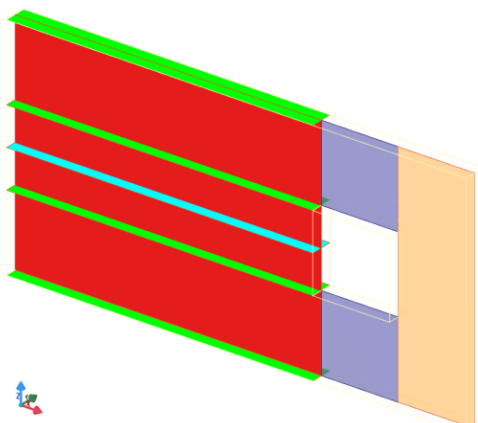


Figura 1.20: vista - "Maschi" - sezione 2

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
CS	3,26
N <sub>Ed</sub>	20.080
V <sub>Ed</sub>	-15.198
M <sub>Ed</sub>	12.192
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	39.781
N <sub>R</sub>	-

 Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Nel Piano** - sezione di mezzeria

Affinché la verifica sia possibile ( $M_R \neq 0$ ), occorre che:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d.$$

Nel caso in esame:

$$N_{Ed} = 20\,080\text{ N} < 0,85 \cdot A_M \cdot f_d = 0,85 \cdot 1200000\text{ mm}^2 \cdot 2,083334\text{ N/mm}^2 = 2\,125\,000\text{ N}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "sismica", nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizza la  $f_d$  ottenuta per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1):

$$M_R = \frac{t \cdot L_M^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_M} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_M \cdot f_d}\right) =$$

$$= 300\text{ mm} \cdot (4000\text{ mm})^2 / 2 \cdot (20080\text{ N} / 1200000\text{ mm}^2) \cdot [1 - 20080\text{ N} / (0,85 \cdot 1200000\text{ mm}^2 \cdot 2,08\text{ N/mm}^2)] =$$

$$= 39\,780\,512\text{ Nmm} = 39\,781\text{ Nm}.$$

Per cui il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 39781\text{ Nm} / 12192\text{ Nm} = 3,26.$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
CS	3,26
N <sub>Ed</sub>	20.080
V <sub>Ed</sub>	-15.198
M <sub>Ed</sub>	12.192
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	39.781
N <sub>R</sub>	-

Manuale

Sezione n.2 in mezzeria	
Met	Mr
CS	3,26
N <sub>Ed</sub>	20.080
V <sub>Ed</sub>	-15.198
M <sub>Ed</sub>	12.192
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	39.781
N <sub>R</sub>	-

EdiLus

### - Verifica a Taglio Nel Piano (TNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$V_{Ed} \leq V_R \quad (\text{N.B. 1.4});$$

dove:

$V_{Ed}$ : taglio sollecitante Nel Piano;

$V_R$ : taglio resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$$

$$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "scorrimento";

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "fessurazione diagonale".

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di mezzeria.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.2 - Figura 1.21*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

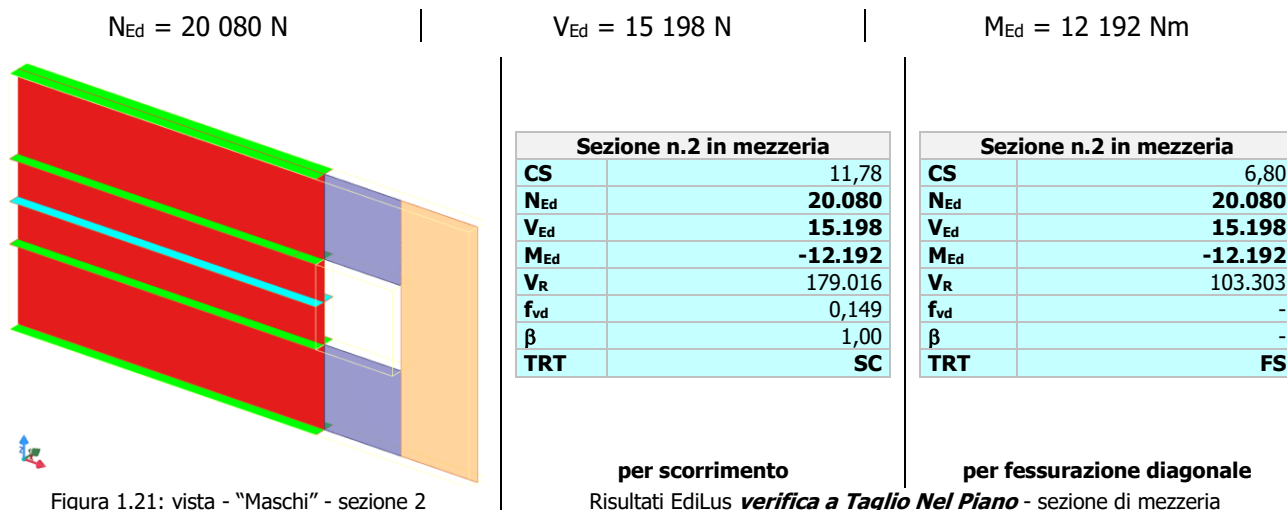


Figura 1.21: vista - "Maschi" - sezione 2

Affinché la verifica sia possibile occorre che:

$$e_{s,NP} < e_{lim,NP}$$

dove:

$e_{s,NP}$  = eccentricità di "calcolo" Nel Piano;

$e_{lim,NP}$  = eccentricità "limite" Nel Piano.

Pertanto, nel caso in esame:

$e_{s,NP}$ [cm]	$e_{lim,NP}$ [cm]
$M_{Ed}/N_{Ed} = 1219200\text{ Ncm}/20080\text{ N} = 60,72$	$L_M/2 = 400/2 = 200$

Quindi:

$$e_{s,NP} = \mathbf{60,72\text{ cm}} < e_{lim,NP} = \mathbf{200\text{ cm}}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "sismica", nel calcolo del taglio resistente ( $V_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1).

Pertanto, a seconda del meccanismo di rottura a taglio del maschio,  $V_R$  vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A_M = 1 \cdot 0,14918 \cdot 1200000 = \mathbf{178\,016\text{ N}}$ dove: essendo $e_{NP} \leq L_M/6$ $\beta = \mathbf{1}$ ; con: $e_{tot,NP} = e_{s,NP} + e_{imp} = 60,72 + 0 = 60,72\text{ cm}$ ; $e_{s,NP} = 60,72\text{ cm}$ ; $e_{imp} = 0\text{ cm}$ (non considerata); $L_M = 4,00\text{ m} = 400\text{ cm}$ . $L_M/6 = 66,66\text{ cm}$ . $A_M = \mathbf{1200000\text{ mm}^2}$ .	$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot L_M \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} =$ $= \frac{1,5 \cdot 0,0521 \cdot 4000 \cdot 300}{1,00} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,0167334}{1,5 \cdot 0,0521}} =$ $= \mathbf{103\,303\text{ N}}$ dove: $\tau_{0d} = \tau_0 / (\gamma_m \cdot FC) = 0,125 / (2,0 \cdot 1,20) = \mathbf{0,0521\text{ N/mm}^2}$ ; $\tau_0 = 0,125\text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_m = 2,0$ ; $FC = 1,20$ . $L_M = 4,00\text{ m} = 400\text{ cm} = \mathbf{4000\text{ mm}}$ ; $t = 0,30\text{ m} = 30\text{ cm} = \mathbf{300\text{ mm}}$ ; $b = H_M/L_M = 3,00\text{ m}/4,00\text{ m} = 0,75 \rightarrow$

$$f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{\beta \cdot A_M}}{\gamma_m} = \frac{0,35 + 0,40 \cdot \frac{20080}{1 \cdot 1200000}}{2,0} = 0,14918 \text{ N/mm}^2$$

$f_{vko} = 0,35 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $FC = 1,2$ ;  
 $N_{Ed} = 20080 \text{ N}$ ;  
 $\gamma_m = 2,0$ .

$\rightarrow b = 1,00$  (dovendo essere  $1,0 \leq b \leq 1,5$ );  
 $H_M = 3,00 \text{ m}$ ;  
 $\sigma_n = N_{Ed}/A_M = 20080/1200000 = 0,0167334 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $N_{Ed} = 20080 \text{ N}$ ;  
 $A_M = 1200000 \text{ mm}^2$ .

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 179016 \text{ N}/15198 \text{ N} = 11,78$ .	$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 103303 \text{ N}/15198 \text{ N} = 6,80$ .

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Rottura a TAGLIO per SCORRIMENTO			
Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
CS	11,78	CS	11,78
N <sub>Ed</sub>	20.080	N <sub>Ed</sub>	20.080
V <sub>Ed</sub>	15.198	V <sub>Ed</sub>	15.198
M <sub>Ed</sub>	-12.192	M <sub>Ed</sub>	-12.192
V <sub>R</sub>	179.016	V <sub>R</sub>	179.016
f <sub>vd</sub>	0,14918	f <sub>vd</sub>	0,149
β	1,00	β	1,00
TRT	SC	TRT	SC
Rottura a TAGLIO per FESSURAZIONE DIAGONALE			
Sezione n.2 in mezzeria		Sezione n.2 in mezzeria	
CS	6,80	CS	6,80
N <sub>Ed</sub>	20.080	N <sub>Ed</sub>	20.080
V <sub>Ed</sub>	15.198	V <sub>Ed</sub>	15.198
M <sub>Ed</sub>	-12.192	M <sub>Ed</sub>	-12.192
V <sub>R</sub>	103.303	V <sub>R</sub>	103.303
f <sub>vd</sub>	-	f <sub>vd</sub>	-
β	-	β	-
TRT	FS	TRT	FS
Manuale		EdiLus	

### - Verifica Snellezza -

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$\lambda = H_0/t = \rho \cdot H_M/t \leq \lambda_{ammissibile};$$

con:

$$H_0 = \text{lunghezza libera di inflessione del muro} = \rho \cdot H_M = 2 \cdot 3,00 \text{ m} = 6,00 \text{ m};$$

$$H_M = \text{altezza del muro} = 3,00 \text{ m};$$

$$\rho = \text{fattore laterale di vincolo} = 2 \text{ (muro a mensola)}.$$

Nel caso in esame:

$$\lambda = H_0/t = 6,00 \text{ m}/0,30 \text{ m} = 20,00 < \lambda_{ammissibile} = 20,00 \text{ (Tabella 7.8.I - D.M. 18 o valore "utente").}$$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Maschio 1		Maschio 1	
Lunghezza	4,00	Lunghezza	4,00
Altezza	3,00	Altezza	3,00
Spessore medio	0,30	Spessore medio	0,30
λ	20,000	λ	20,000
λ <sub>max</sub>	20,000	λ <sub>max</sub>	20,000
Manuale		EdiLus	

## VERIFICHE FASCE

Le verifiche vengono effettuate **NEL PIANO** (PressoFlessione e Taglio) sulla sezione resistente (verticale) della *Figura 1.22*.

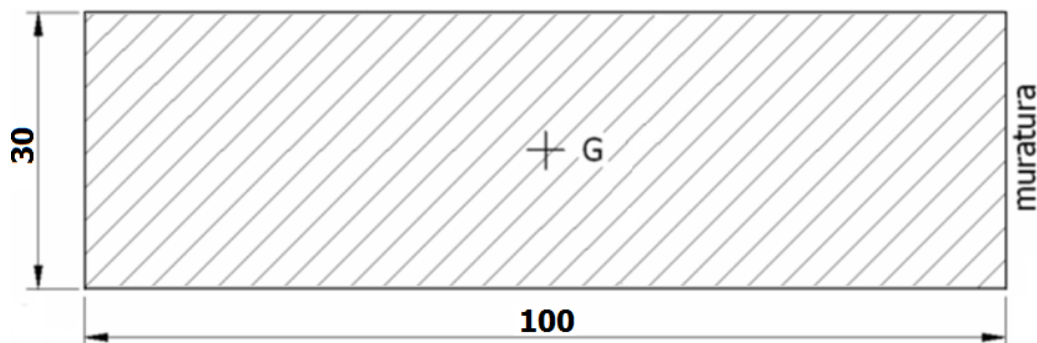


Figura 1.22: sezione resistente (verticale) FASCIA 1

Di seguito si espone l'esito delle varie verifiche.

### - Verifica PressoFlessione Nel Piano (PFNP) -

Tale verifica consiste nel controllare che:

(I)	$M_{Ed} \leq M_R$	quando $M_{Ed} \neq 0$
(II)	$N_{Ed} \leq N_R$	quando $M_{Ed} = 0$

dove:

$M_{Ed}$ : momento sollecitante Nel Piano;

$M_R$ : il momento resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$M_R = \frac{H_p \cdot L}{2} \cdot \left( 1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot A \cdot f_{td}} \right) \quad \text{in presenza di elementi } \underline{\text{resistenti a trazione}}$$

$$M_R = \frac{t \cdot L^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right) \quad \text{in assenza di elementi } \underline{\text{resistenti a trazione}}$$

(N.B. 1.5)

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante;

$N_R = \Phi_1 \cdot \Phi_t \cdot f_d \cdot A$ : sforzo normale resistente Nel Piano.

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di *mezzeria*.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.14 - Figura 1.23*), le combinazioni di carico più gravose generano, a seconda della presenza o meno degli elementi resistenti a trazione, le seguenti sollecitazioni:

$N_{Ed} = 1\,777\text{ N}$	$V_{Ed} = 1\,803\text{ N}$	$M_{Ed} = 472\text{ Nm}$	<i>con</i> elementi <u>resistenti a trazione</u>
$N_{Ed} = 1\,528\text{ N}$	$V_{Ed} = 3\,874\text{ N}$	$M_{Ed} = 485\text{ Nm}$	<i>senza</i> elementi <u>resistenti a trazione</u>

Quindi, nel caso in esame essendo  $M_{Ed} \neq 0$  -> la verifica viene fatta in termini di *momenti*.

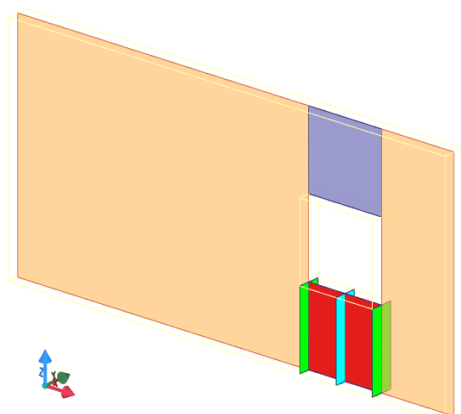


Figura 1.23: vista - "Maschi" - sezione n.14

Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr
CS	NS
$N_{Ed}$	<b>1.777</b>
$V_{Ed}$	<b>-1.803</b>
$M_{Ed}$	<b>472</b>
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	52.941
$N_R$	-

con elementi resistenti a trazione

Risultati EdiLus **verifica a Pressoflessione Nel Piano** - sezione di mezzeria

Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr
CS	1,57
$N_{Ed}$	<b>1.528</b>
$V_{Ed}$	<b>-3.874</b>
$M_{Ed}$	<b>485</b>
$M_{0d}$	-
$M_{1d}$	-
$M_R$	762
$N_R$	-

senza elementi resistenti a trazione

Nel caso in esame, le sollecitazioni di verifica derivano da una combinazione:

- "NON sismica", nel caso di presenza di elementi resistenti a trazione, per cui nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2,5$  (Tab. 1.1).
- "sismica", nel caso di assenza di elementi resistenti a trazione, per cui nel calcolo del momento resistente ( $M_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1).

A seconda della presenza o meno di elementi resistenti a trazione, la verifica è possibile ( $M_R \neq 0$ ) se:

CON elementi resistenti a trazione	SENZA elementi resistenti a trazione
SEMPRE.	$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A_F \cdot f_d}\right) > 0 \rightarrow \text{da cui} \rightarrow N_{Ed} < 0,85 \cdot A_F \cdot f_d.$ <p>Nel caso in esame:</p> $N_{Ed} = 1\,528\, \text{N} < 0,85 \cdot A_F \cdot f_d =$ $= 0,85 \cdot 300000\, \text{mm}^2 \cdot 1,666667\, \text{N/mm}^2 =$ $= 425\,000\, \text{N}.$ <p>dove:</p> $A_F = 300000\, \text{mm}^2.$ $f_d = f_{d,0} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2,50 \cdot 1,20) = 1,67\, \text{N/mm}^2.$ $f_{cm(k),o} = 4,40\, \text{N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,50;$ $FC = 1,20.$

Pertanto, a seconda della presenza o meno di elementi resistenti a trazione,  $M_R$  vale:

CON elementi resistenti a trazione	SENZA elementi resistenti a trazione
$M_R = \frac{H_p \cdot H_F}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot A_F \cdot f_{hd}}\right) =$ $= \frac{200000 \cdot 1000}{2} \cdot \left(1 - \frac{200000}{0,85 \cdot 300000 \cdot 1,67}\right) =$ $= 52941176\, \text{Nmm} = 52\,941\, \text{Nm}.$ <p>dove:</p> $H_p = 0,4 \cdot f_{hd} \cdot H_F \cdot t = 0,4 \cdot 1,67 \cdot 1000 \cdot 300 = 200000\, \text{N}.$ $f_{hd} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2,50 \cdot 1,20) = 1,67\, \text{N/mm}^2.$ $f_{cm(k),o} = 4,40\, \text{N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2,50;$ $FC = 1,20;$ $H_F = 1,00\, \text{m} = 100\, \text{cm} = 1000\, \text{mm};$ $t = 0,30\, \text{m} = 30\, \text{cm} = 300\, \text{mm}.$ $A_F = 300000\, \text{mm}^2.$	$M_R = \frac{t \cdot H_F^2}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_F} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot A \cdot f_d}\right) =$ $= \frac{300 \cdot 1000^2}{2} \cdot \frac{1528}{300000} \cdot \left(1 - \frac{1528}{0,85 \cdot 300000 \cdot 2,08}\right) =$ $= 761803\, \text{Nmm} = 762\, \text{Nm}.$ <p>dove:</p> $t = 0,30\, \text{m} = 30\, \text{cm} = 300\, \text{mm};$ $H_F = 1,00\, \text{m} = 100\, \text{cm} = 1000\, \text{mm};$ $N_{Ed} = 1528\, \text{N};$ $A_F = 300000\, \text{mm}^2;$ $f_d = f_{hd} = f_{cm(k),o} / (\gamma_m \cdot FC) = 5,00 / (2 \cdot 1,20) = 2,083\, \text{N/mm}^2;$ $f_{cm(k),o} = 5,00\, \text{N/mm}^2;$ $\gamma_m = 2;$ $FC = 1,2.$

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

CON elementi resistenti a trazione	CON elementi resistenti a trazione
$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 52941\, \text{N} / 472\, \text{N} = 112,16\, \text{(NS)}.$	$CS_{NP} = M_R / M_{Ed} = 762\, \text{N} / 485\, \text{N} = 1,57.$

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

CON elementi resistenti a trazione			
Sezione n.14 in mezzeria		Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr	Met	Mr
CS	NS (112,16)	CS	NS
N <sub>Ed</sub>	1.777	N <sub>Ed</sub>	1.777
V <sub>Ed</sub>	-1.803	V <sub>Ed</sub>	-1.803
M <sub>Ed</sub>	472	M <sub>Ed</sub>	472
M <sub>0d</sub>	-	M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-	M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	52.941	M <sub>R</sub>	52.941
N <sub>R</sub>	-	N <sub>R</sub>	-

**SENZA elementi resistenti a trazione**

Sezione n.14 in mezzeria		Sezione n.14 in mezzeria	
Met	Mr	Met	Mr
<b>CS</b>	<b>1,57</b>	<b>CS</b>	<b>1,57</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.528	<b>N<sub>Ed</sub></b>	1.528
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-3.874	<b>V<sub>Ed</sub></b>	-3.874
<b>M<sub>Ed</sub></b>	485	<b>M<sub>Ed</sub></b>	485
<b>M<sub>0d</sub></b>	-	<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-	<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>762</b>	<b>M<sub>R</sub></b>	<b>762</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-	<b>N<sub>R</sub></b>	-

Manuale EdiLus

**- Verifica a Taglio Nel Piano (TNP) -**

Tale verifica consiste nel controllare che:

$$V_{Ed} \leq V_R$$

dove:

$V_{Ed}$ : taglio sollecitante Nel Piano;

$V_R$ : taglio resistente Nel Piano, dato dalla seguenti relazioni:

$$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$$

$$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "scorrimento";

meccanismo di rottura a taglio del maschio per "fessurazione diagonale".

Tale verifica, di default, viene eseguita SOLO nella sezione di mezzeria.

Pertanto, in tale sezione (*sezione n.14*), la combinazione di carico più gravosa genera le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 1\,528\text{ N}$$

$$V_{Ed} = 3\,874\text{ N}$$

$$M_{Ed} = 485\text{ Nm}$$

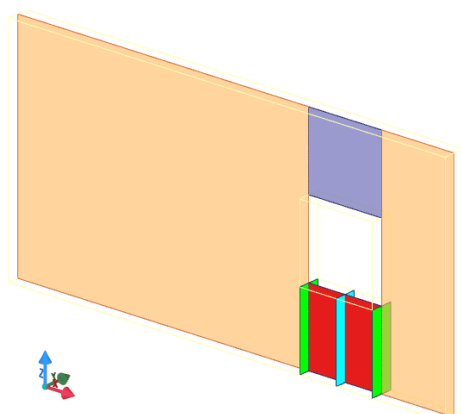


Figura 1.24: vista - "Maschi" - sezione 14

Sezione n.14 in mezzeria	
<b>CS</b>	6,27
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>1.528</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>3.874</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>-485</b>
<b>V<sub>R</sub></b>	24.271
<b>f<sub>vd</sub></b>	0,148
<b>β</b>	0,55
<b>TRT</b>	<b>SC</b>

per scorrimento

Risultati EdiLus **verifica a Taglio Nel Piano** - sezione di mezzeria

Sezione n.14 in mezzeria	
<b>CS</b>	6,24
<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>1.528</b>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>3.874</b>
<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>-485</b>
<b>V<sub>R</sub></b>	24.189
<b>f<sub>vd</sub></b>	-
<b>β</b>	-
<b>TRT</b>	<b>FS</b>

per fessurazione diagonale

Affinché la verifica sia possibile occorre che:

$$e_{s,NP} < e_{lim,NP}$$

dove:

$e_{s,NP}$  = eccentricità di "calcolo" Nel Piano;

$e_{lim,NP}$  = eccentricità "limite" Nel Piano.

Pertanto, nel caso in esame:

$e_{s,NP}$ [cm]	$e_{lim,FP}$ [cm]
$M_{Ed}/N_{Ed} = 48500\text{ Ncm}/1528\text{ N} = 31,74$	$H_F/2 = 100/2 = 50$

Quindi:

$$e_{s,NP} = \mathbf{31,74\text{ cm}} < e_{lim,NP} = \mathbf{50\text{ cm}}.$$

Essendo le sollecitazioni di verifica derivanti da una combinazione "sismica", nel calcolo del taglio resistente ( $V_R$ ) si utilizzano le resistenze di progetto ottenute per  $\gamma_m = 2$  (Tab. 1.1).

Pertanto, a seconda del meccanismo di rottura a taglio del maschio,  $V_R$  vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$V_R = \beta \cdot f_{vd} \cdot A_F = 0,5478 \cdot 0,1477 \cdot 300000 = \mathbf{24\ 271\ N}$ . dove: essendo $H_F/6 < e_{tot,NP} \leq H_F/2$ si ha: $\beta = 1,5 - 3 \cdot e_{tot,NP}/H_F = 1,5 - 3 \cdot 31,74/100 = \mathbf{0,5478}$ ; con: $e_{tot,NP} = e_{s,NP} + e_{imp} = 31,74 + 0 = 31,74\text{ cm}$ $e_{s,NP} = 31,74\text{ cm}$ ; $e_{imp} = 0$ (non considerata); $H_F = 1,00\text{ m} = 100\text{ cm}$ . $H_F/6 = 16,67\text{ cm}$ ; $H_F/2 = 50,00\text{ cm}$ ; $A_M = \mathbf{300000\ mm^2}$ . $f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0,40 \cdot \frac{N_{Ed}}{\beta \cdot A_F}}{\gamma_m} = \frac{0,35 + 0,40 \cdot \frac{1528}{0,5478 \cdot 300000}}{2} = \mathbf{0,1477\ N/mm^2}$ ; $f_{vko} = 0,35\text{ N/mm}^2$ ; $FC = 1,20$ ; $N_{Ed} = 1528\text{ N}$ ; $\gamma_m = 2$ .	$V_R = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot H_F \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} =$ $= \frac{1,5 \cdot 0,0521 \cdot 1000 \cdot 300}{1,00} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,00509}{1,5 \cdot 0,0521}} =$ $= \mathbf{24\ 189\ N}$ . dove: $\tau_{0d} = \tau_0/(\gamma_m \cdot FC) = 0,125/(2 \cdot 1,20) = \mathbf{0,0521\ N/mm^2}$ ; $\tau_0 = 0,125\text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_m = 2$ ; $FC = 1,20$ . $H_F = 1,00\text{ m} = 100\text{ cm} = \mathbf{1000\ mm}$ ; $t = 0,30\text{ m} = 30\text{ cm} = \mathbf{300\ mm}$ ; $b = L_F/H_F = 1,00\text{ m}/1,00\text{ m} = 1,00 \rightarrow$ $\rightarrow b = \mathbf{1,00}$ (dovendo essere $1,0 \leq b \leq 1,5$ ); $L_F = 1,00\text{ m}$ ; $\sigma_n = N_{Ed}/A_F = 1528/300000 = \mathbf{0,00509\ N/mm^2}$ ; $N_{Ed} = 1528\text{ N}$ ; $A_F = 300000\text{ mm}^2$ .

Per cui, per i due meccanismi di rottura, il coefficiente di sicurezza vale:

Rottura a TAGLIO per scorrimento	Rottura a TAGLIO per fessurazione diagonale
$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 24271\text{ N}/3874\text{ N} = \mathbf{6,27}$ .	$CS_{NP} = V_R/V_{Ed} = 24189\text{ N}/3874\text{ N} = \mathbf{6,24}$ .

### Confronto

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Rottura a TAGLIO per SCORRIMENTO			
Sezione n.14 in mezzeria		Sezione n.14 in mezzeria	
CS	6,27	CS	6,27
N <sub>Ed</sub>	1.528	N <sub>Ed</sub>	1.528
V <sub>Ed</sub>	3.874	V <sub>Ed</sub>	3.874
M <sub>Ed</sub>	-485	M <sub>Ed</sub>	-485
V <sub>R</sub>	24.271	V <sub>R</sub>	24.271
f <sub>vd</sub>	0,1477	f <sub>vd</sub>	0,148
β	0,5478	β	0,55
TRT	SC	TRT	SC
Rottura a TAGLIO per FESSURAZIONE DIAGONALE			
Sezione n.14 in mezzeria		Sezione n.14 in mezzeria	
CS	6,24	CS	6,24
N <sub>Ed</sub>	1.528	N <sub>Ed</sub>	1.528
V <sub>Ed</sub>	3.874	V <sub>Ed</sub>	3.874
M <sub>Ed</sub>	-485	M <sub>Ed</sub>	-485
V <sub>R</sub>	24.189	V <sub>R</sub>	24.189
f <sub>vd</sub>	-	f <sub>vd</sub>	-
β	-	β	-
TRT	FS	TRT	FS
Manuale		EdiLus	

## 2 (MU) - Test di Validazione n.02 (Analisi Statica Non Lineare)

Titolo: **Analisi Statica Non Lineare.**

### • Esempio 1

Il file di EdiLus (MU) è: **01-MU\_Validazione\_NL\_5m.EDL.**

Si svolge il calcolo per un pannello murario avente le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 5,50 m.
- Spessore (t) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Passo HPSHELL: Bordi 20; Interno 20.
- Materiale = "Muratura in conci di pietra tenera"(Figura 2.2).

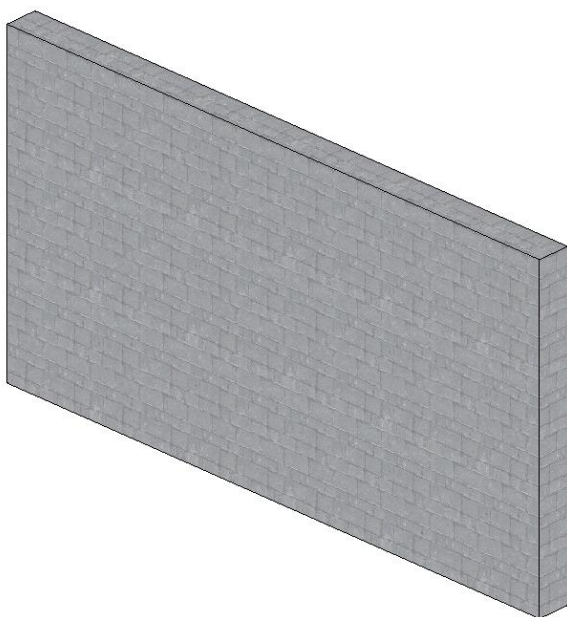


Figura 2.1: vista "Editor 3D"

Descrizione		Muratura a conci di pietra tenera
Sigla caratteristica del materiale		M.C.P.T.
Caratteristiche Lineari    Resistenze di Calcolo    Caratteristiche non Lineari    Grafica		
<b>Caratteristiche generiche</b>		
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ]	16000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ]	1'100
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%]	60
Modulo di Poisson		0.30
<b>Altre caratteristiche</b>		
f <sub>cm(k)</sub>	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale	[N/mm <sup>2</sup> ] 2.50
f <sub>vm(k),0</sub>	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.100
f <sub>tm(k)</sub>	Resistenza a trazione media (caratteristica)	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.100
f <sub>cm(k),0</sub>	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale	[N/mm <sup>2</sup> ] 2.50
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza allo SLU	2.50
γ <sub>0</sub>	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.100
μ	Coefficiente di attrito	0.40
λ	Snellezza limite in condizioni sismiche	20
<b>Tipo di Rottura a TAGLIO</b>		
MASCHI		per scorrimento (murature regolari)
FASCE		per fessurazione diagonale (murature irregolari)

Figura 2.2: caratteristiche Muratura

A calcolo svolto, nella **direzione +X** (coincidente col piano principale del muro), il risultato è quello illustrato nella *Figura 2.3*.

Dalla curva di capacità del sistema reale (*MDOF - Multiple Degrees Of Freedom*) si ricava il massimo sforzo resistente alle azioni orizzontali, pari a **178 597 N** (vedi *Figura*).

Un riscontro, sia pure approssimato, può farsi con la ben nota formulazione di **Turnsek - Cacovic** che è alla base di tutti i cosiddetti "metodi POR", presente nell'appendice delle "Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma di cui alla L. 219/81".

In base a tale formulazione il valore del taglio ultimo T<sub>u</sub> viene determinato con:

$$T_u = A \cdot T_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot T_k}}$$

in cui:

A = area della sezione normale del pannello = 0,30x5.5 = 1.65 m<sup>2</sup>.

T<sub>k</sub> = f<sub>vk0</sub> = 0,100 N/mm<sup>2</sup> = 100 000 N/m<sup>2</sup>.

σ<sub>0</sub> = Tensione di compressione media al centro del pannello = 16000 N/m<sup>3</sup>x1,5m = 24000 N/m<sup>2</sup>.

per cui:

$$T_u = 1,65 \cdot 100000 \cdot \sqrt{1 + \frac{24000}{1,5 \cdot 100000}} = \mathbf{177\ 710\ N.}$$

Valore paragonabile al valore precedente ottenuto, per altra via.

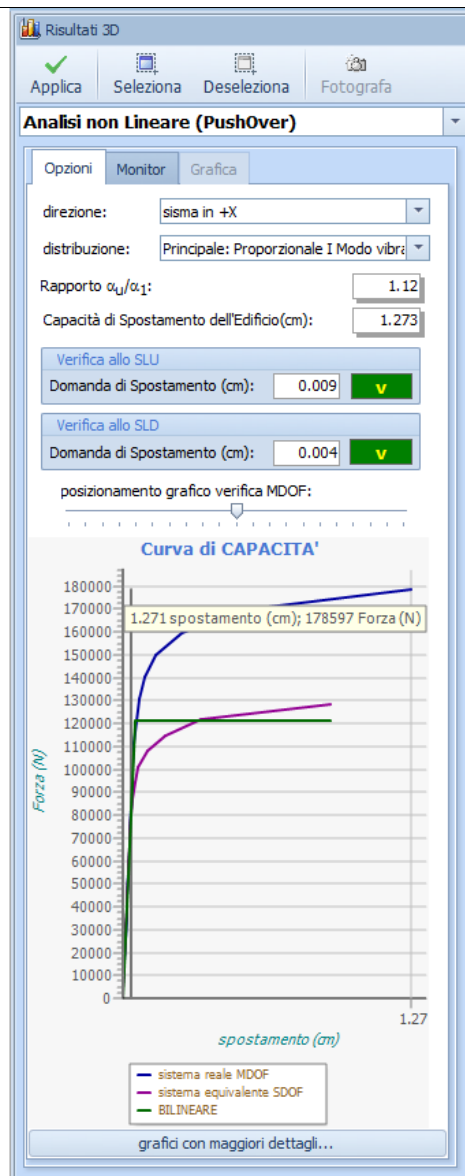
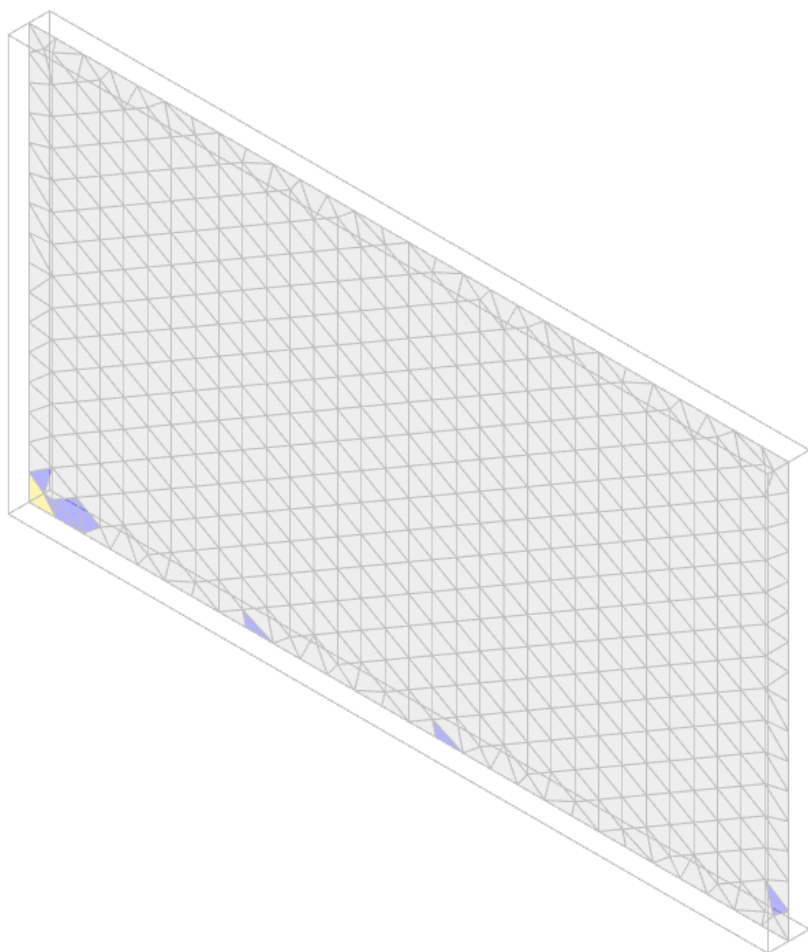


Figura 2.3: risultati analisi non lineari - EdiLus

## • Esempio 2

Il file di EdiLus (MU) è: **02-MU\_Validazione\_NL\_1m\_X.EDL**.

Si svolge il calcolo per un pannello murario avente le seguenti caratteristiche:

Lunghezza = 1,00 m.

Spessore = 0,30 m.

Altezza = 3,00 m.

Materiale = "Muratura in conci di pietra tenera" avente le seguenti caratteristiche (Figura 2.5).



Figura 2.4: vista "Editor 3D"

Descrizione		Muratura a conci di pietra tenera
Sigla caratteristica del materiale		M.C.P.T.
Caratteristiche Lineari    Resistenze di Calcolo    Caratteristiche non Lineari    Grafica		
<b>Caratteristiche generiche</b>		
Peso specifico	[N/m³]	16000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm²]	1'100
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%]	60
Modulo di Poisson		0,30
<b>Altre caratteristiche</b>		
$f_{cm}(k)$	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale	[N/mm²] 2.50
$f_{vm}(k),0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari	[N/mm²] 0.100
$f_{tm}(k)$	Resistenza a trazione media (caratteristica)	[N/mm²] 0.100
$f_{cm}(k),0$	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale	[N/mm²] 2.50
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza allo SLU	2.50
$\tau_0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari	[N/mm²] 0.100
$\mu$	Coefficiente di attrito	0,40
$\lambda$	Snellezza limite in condizioni sismiche	20
<b>Tipo di Rottura a TAGLIO</b>		
MASCHI		per scorrimento (murature regolari)
FASCE		per fessurazione diagonale (murature irregolari)

Figura 2.5: caratteristiche Muratura

E' noto che la formulazione di **Turnsek - Cacovic** è valida per elementi abbastanza **TOZZI**.

Per un elemento **SNELLO** (come è il pannello del caso in esame), si avrebbe:

$$T_u = (0,3 \cdot 1,0) \cdot 100000 \cdot \sqrt{1 + \frac{24000}{1,5 \cdot 100000}} = 32\ 310\ \text{N}.$$

Se effettivamente si applicasse in sommità tale forza, la tensione di trazione ad un estremo della sezione di piede del pannello risulterebbe:

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{(0,3 \cdot 1,0) \cdot 3,0 \cdot 16000}{(0,3 \cdot 1,0)} - \frac{6 \cdot (32310 \cdot 3,0)}{0,3 \cdot 1,0^2} = -1\ 890\ 000\ \text{N/m}^2;$$

che è decisamente superiore alla massima resistenza caratteristica a trazione (pari a 100000 N/m²).

Per tale motivo, volendo operare un raffronto più realistico, la resistenza può essere calcolata come momento ultimo di ribaltamento del pannello, con la nota formulazione:

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot L^2 \cdot t}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right) = \frac{(16000 \cdot 3,0) \cdot 1^2 \cdot 0,3}{2} \cdot \left(1 - \frac{48000}{0,85 \cdot 1000000}\right) = \mathbf{6\ 793\ \text{Nm}}.$$

Per confrontare tale valore coi risultati di EdiLus, occorre azzerare la tensione caratteristica di trazione, poiché la formulazione precedente non ne tiene conto. Il risultato del calcolo di EdiLus è 3 550 N (Figura 2.3).

Tenendo conto che tale valore è la risultante di tante forze orizzontali applicate nei nodi della mesh, supponendo una distribuzione triangolare che parta a zero dal basso verso il massimo posto all'estremo superiore del muro, tale risultante è applicata a quota 2 m per cui il momento al piede (Momento Ultimo) varrà:

$$M_u = 3550 \times 2 = \mathbf{7\ 100\ Nm.}$$

Valore paragonabile al valore precedente ottenuto per altra via.

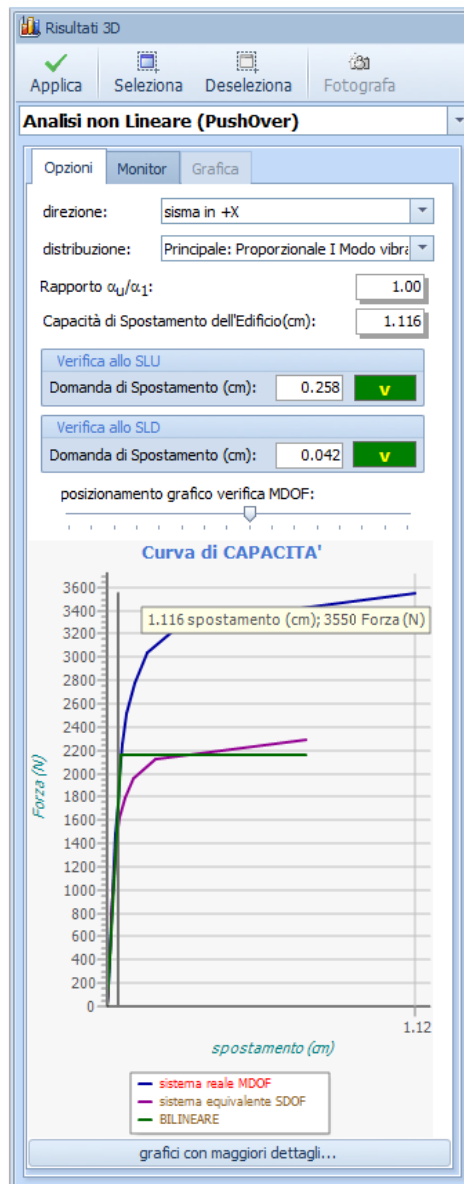
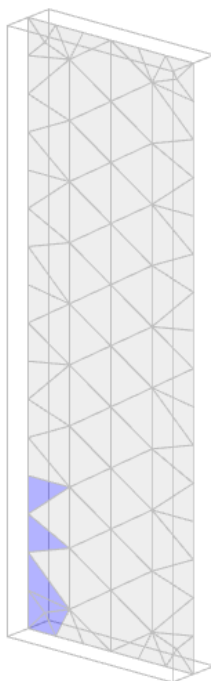


Figura 2.6: risultati analisi non lineari - EdiLus

### • Esempio 3

Il file di EdiLus (MU) è: **03-MU\_Validazione\_NL\_1m\_Y.EDL**.

Si svolge il calcolo per un pannello murario avente le caratteristiche del pannello dell'esempio 2.

Reiterando lo stesso calcolo in **direzione +Y** (per avere il valore della resistenza fuori piano), si ottiene un risultato = 1 140 N (Figura 2.7), e quindi un momento ultimo alla base:

$$M_u = 1140 \times 2 = \mathbf{2\ 280\ Nm.}$$

Ancora una volta tale valore è paragonabile a:

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{\sigma_o \cdot L \cdot t^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 \cdot f_d}\right) = \\ &= \frac{(16000 \cdot 3,0) \cdot 1 \cdot 0,3^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{48000}{0,85 \cdot 1000000}\right) = \\ &= \mathbf{2\ 038\ Nm.} \end{aligned}$$

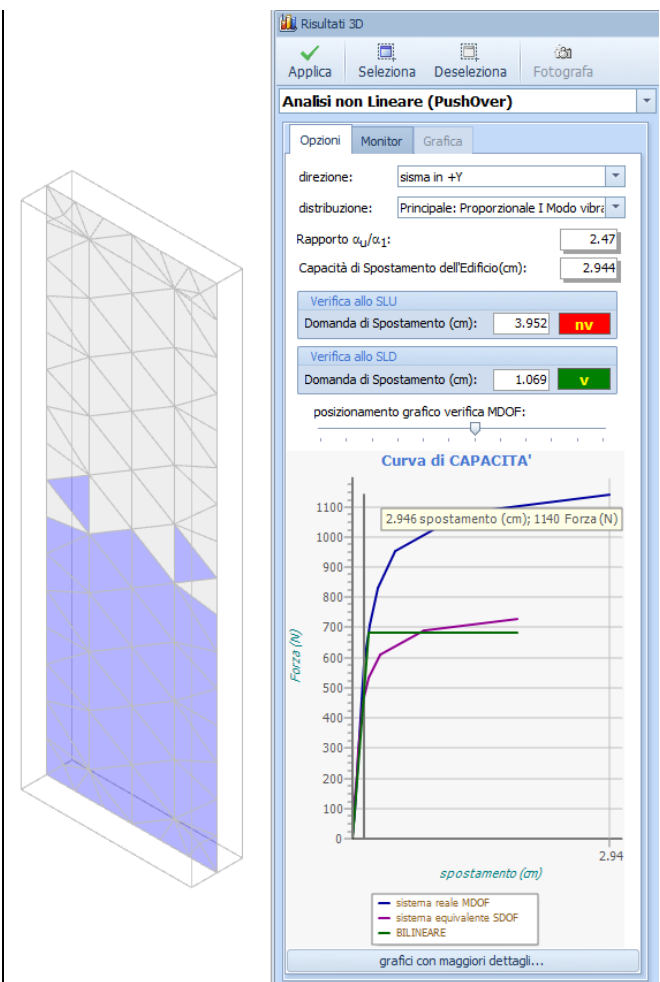


Figura 2.7: risultati analisi non lineari - EdiLus

### 3 (MU) - Test di Validazione n.03 (Muratura con Betoncino Armato)

Titolo: **Verifiche Muro (Maschio) rinforzato con BETONCINO.**

I file di EdiLus (MU) sono: **MU\_Validaz\_betoncino.EDL.**

#### Dati muro

Si espone di seguito il procedimento di calcolo (senza sisma) adottato per un pannello murario (Figura 3.1) avente le seguenti caratteristiche:

- Livello di Conoscenza LC2 (FC = 1,20).
- Lunghezza (L) = 4,00 m.
- Spessore (t) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Tipo Situazione = "di Fatto" (muratura esistente).
- Materiale = "Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)" (Figura 3.2).

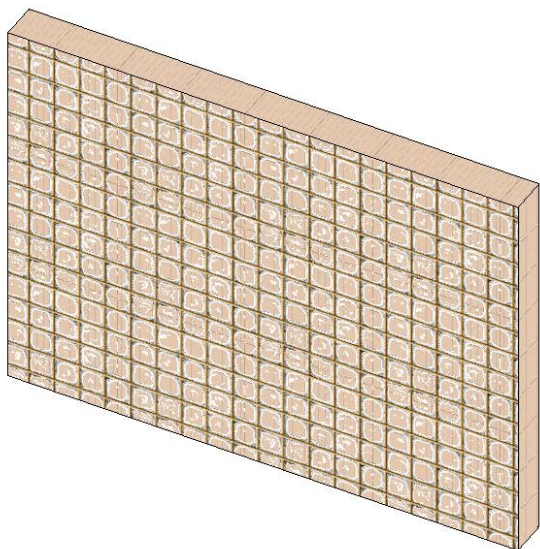


Figura 3.1: vista -"Editor 3D"

Caratteristiche Lineari		Resistenze di Calcolo		Caratteristiche non Lineari		Grafica	
<b>Caratteristiche generiche</b>							
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ]	12'000					
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000010					
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ]	4'500					
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%]	60					
Modulo di Poisson		0.30					
<b>Altre caratteristiche</b>							
$f_{cm}(k)$	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale	[N/mm <sup>2</sup> ]	5.00				
$f_{vm}(k),0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.350				
$f_{tm}(k)$	Resistenza a trazione media (caratteristica)	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.350				
$f_{cm}(k),0$	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale	[N/mm <sup>2</sup> ]	5.00				
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza allo SLU		2.50				
$\tau_0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.350				
$\mu$	Coefficiente di attrito		0.40				
$\lambda$	Snellezza limite in condizioni sismiche		20				
<b>Tipo di Rottura a TAGLIO</b>							
MASCHI	per scorrimento (murature regolari)						
FASCE	per fessurazione diagonale (murature irregolari)						

Figura 3.2: caratteristiche Muratura

Il muro viene sottoposto alle seguenti azioni:

- forza distribuita orizzontale ( $q_x$ ) di **2 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro ed ortogonale al piano del muro - diretta Lungo X (Figura 3.3);
- forza distribuita orizzontale ( $q_y$ ) di **2 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro e contenuta nel piano del muro - diretta Lungo Y (Figura 3.3).

I successivi calcoli/verifiche fanno riferimento alla sezione di mezzeria (Figura 3.4).

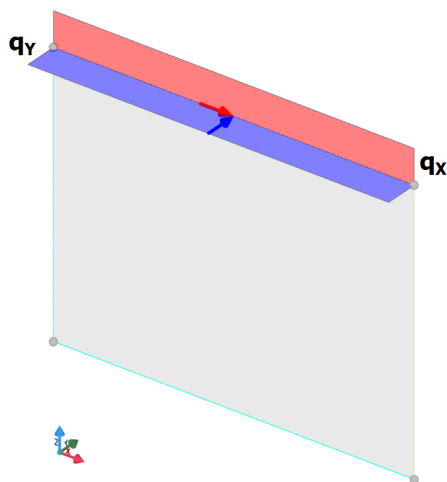


Figura 3.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

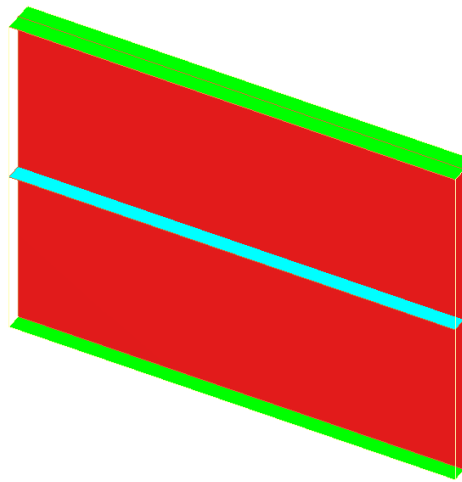


Figura 3.4: vista - "Maschi"

## Dati Betoncino

Il rinforzo in Betoncino utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (*Figura 3.5*):

- Posizionamento = entrambe le facce, su tutta la superficie del muro;
- Tipo di situazione = "di progetto";
- Materiale = "Betoncino armato" (Cls con  $R_{ck} = 8 \text{ N/mm}^2$  e Acciaio B450C);
- Spessore rinforzo in cls ( $t_{bet} = 5 \text{ cm}$ );
- Armatura orizzontale  $\phi 6/20 \text{ cm}$ ;
- Armatura verticale  $\phi 6/20 \text{ cm}$ .

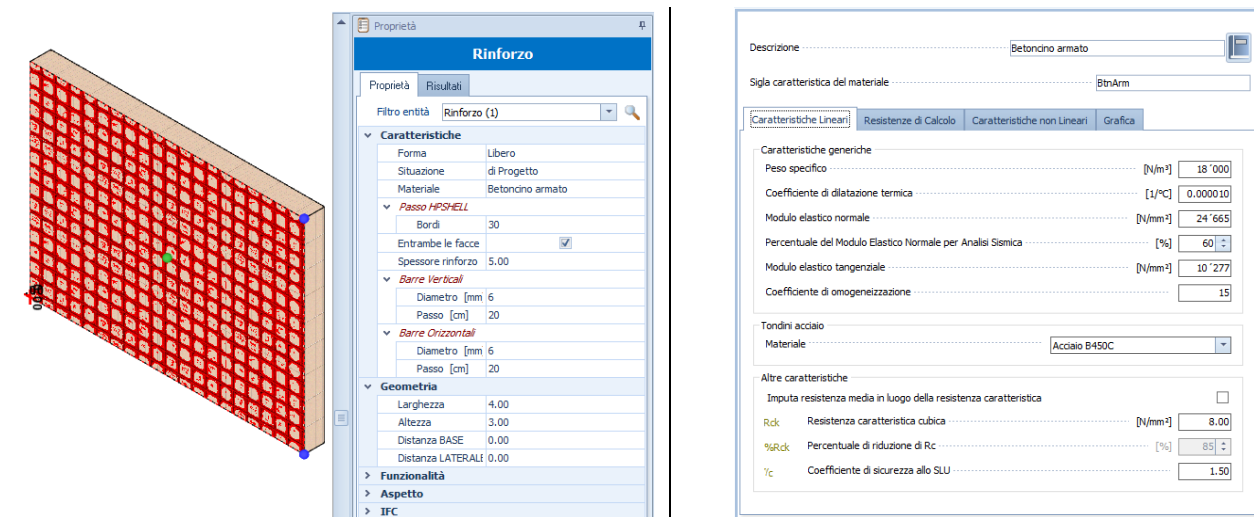


Figura 3.5: caratteristiche Betoncino

Per semplicità di esposizione si sceglie di armare il pannello murario per intero e su entrambe le facce. Tuttavia, EdiLus gestisce correttamente anche i casi in cui le facce non sono armate per intero e/o i rinforzi sono posti in maniera dissimmetrica (diametro/passaggio armatura e spessore diversi sulle facce del pannello murario)

Ciò comporta che le verifiche (basate sul calcolo del Momento Ultimo) vengono effettuate separatamente (Nel Piano e Fuori Piano) per i Momenti di segno positivo e di segno negativo e comunque riportando il coefficiente di sicurezza minimo riscontrato fra tutte.

In base alle caratteristiche ed alla disposizione dei rinforzi viene creata una sezione a più strati di materiali diversi (*tipicamente betoncino-muratura-betoncino, ma anche betoncino-muratura se manca il rinforzo su una delle due facce*) con l'**ESATTA** disposizione delle armature verticali (*Figura 3.6*).

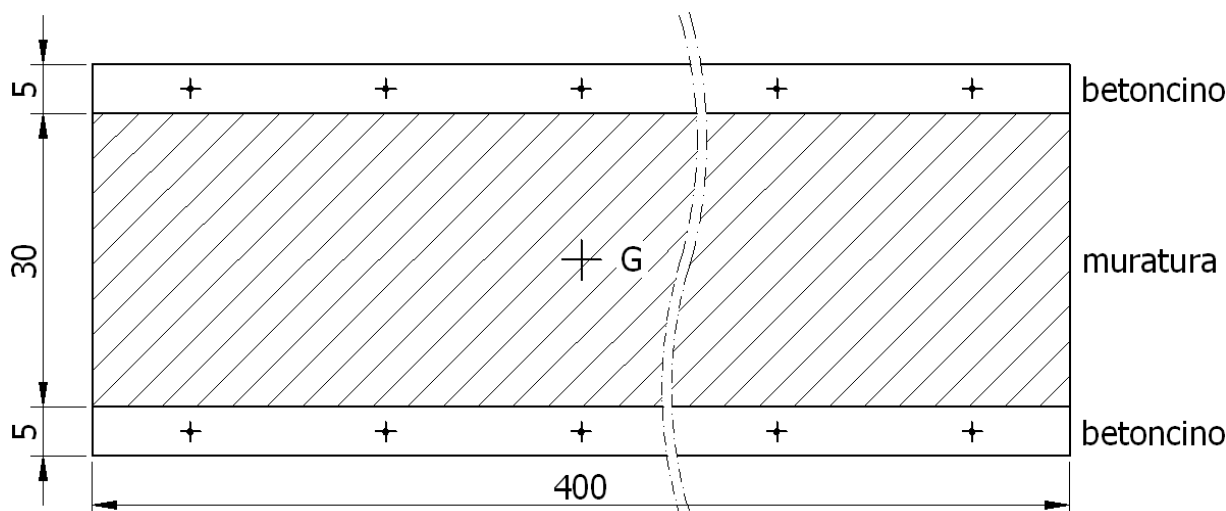


Figura 3.6: sezione resistente

Tale sezione può essere sollecitata **NEL PIANO** e **FUORI PIANO**.

Il procedimento di calcolo dei momenti resistenti ultimi (nel piano e fuori piano) è molto simile a quello adottato per sezioni soggette a *pressoflessione retta* costituite dall'unico materiale *calcestruzzo armato*. Opportuni coefficienti di omogeneizzazione portano in conto le differenze dovute ai diversi valori del Modulo Elastico Normale (E) e Tangenziale (G) tra la muratura ed il betoncino.

## Resistenze di calcolo

Tab. 3.1: resistenze Muratura e Betoncino

### MURATURA (Tipo Situazione -> "di Fatto")

$$f_{ck}^{(mu)} = f_{cm}(k) = 5,00 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ctk}^{(mu)} = \tau_0 = 0,350 \text{ N/mm}^2;$$

$$\gamma_{mu} = 2,50;$$

$$\varepsilon_{u,MU} = 0,0035;$$

- *Resistenza a Pressoflessione*

$$f_{cd}^{(mu)} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}^{(mu)}}{FC \cdot \gamma_{mu}} = \frac{0,85 \cdot 5,00 \text{ N/mm}^2}{1,20 \cdot 2,5} = 1,42 \text{ N/mm}^2;$$

- *Resistenza a Taglio*

$$f_{ctk}^{(mu)*} = \frac{f_{ctk}^{(mu)}}{FC} = \frac{0,350 \text{ N/mm}^2}{1,20} = 0,292 \text{ N/mm}^2.$$

### BETONCINO (Tipo Situazione -> "di Progetto")

ClS	Acciaio
$R_{ck} = R_{ck} = 8,00 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_{cls} = \gamma_c = 1,50;$ $f_{ck}^{(cls)} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 8,00 \text{ N/mm}^2 = 6,64 \text{ N/mm}^2;$ $f_{cd}^{(cls)} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}^{(cls)}}{\gamma_{cls}} = \frac{0,85 \cdot 6,64 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 3,76 \text{ N/mm}^2;$ $f_{ctd}^{(cls)} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (0,83 \cdot R_{ck})^{2/3}}{1,5} = 0,495 \text{ N/mm}^2.$	$f_{yk} = f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_s = 1,15;$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 391,30 \text{ N/mm}^2.$

## Verifica a Pressoflessione Fuori Piano (PFFP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Fuori Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdILus.

Sezione in mezzeria CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-32.311
<b>M<sub>NP</sub></b>	-11.110
<b>M<sub>FP</sub></b>	11.994
<b>T<sub>NP</sub></b>	-7.917

Risultati EdILus delle *sollecitazioni caratteristiche* nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>Met</b>	Mr
<b>CS</b>	5,72
<b>N<sub>Ed</sub></b>	42.004
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.292
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.592
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	89.228
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Risultati EdILus della *verifica a Pressoflessione Fuori Piano* nella sezione di mezzeria

Poiché il momento resistente ultimo ( $M_{Rd}$ ) varia al variare dello sforzo normale centrato, per ogni combinazione di carico esso deve essere ricalcolato (tale calcolo dipende dal segno del momento, a seconda del quale un betoncino risulta teso e l'altro compresso).

Il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block" e viene portato in conto l'esatta posizione delle armature. Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	42004	10292	15592	89228	5,72
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	32311	7917	11994	87509	7,30

### N.B. 3.1

Il peso del muro sulla sezione di **mezzeria** è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 + 2 \cdot 18000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,05 = 21600 + 10800 = 32400 \text{ N.}$$

Il momento in mezzzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 12\,000 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di  $N_{Ed}$  (sforzo normale di progetto),  $V_{Ed}$  (taglio di progetto) ed  $M_{Ed}$  (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )
$N_{Ed}$ [N]	$32311 \cdot 1,30 = 42\,004$	$32311 \cdot 1,00 = 32\,311$	$32400 \cdot 1,30 = 42\,120$	$32400 \cdot 1,00 = 32\,400$
$M_{Ed}$ [Nm]	$11994 \cdot 1,30 = 15\,592$	$11994 \cdot 1,00 = 11\,994$	$12000 \cdot 1,30 = 15\,600$	$12000 \cdot 1,00 = 12\,000$

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

### - Momento Resistente ( $M_{Rd,FP}$ ) Fuori Piano -

Il valore del Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP}$ ) può essere calcolato come per una sezione omogenea in c.a., poiché l'asse neutro non taglia la muratura ma solo il betoncino (*Figura 3.7*).

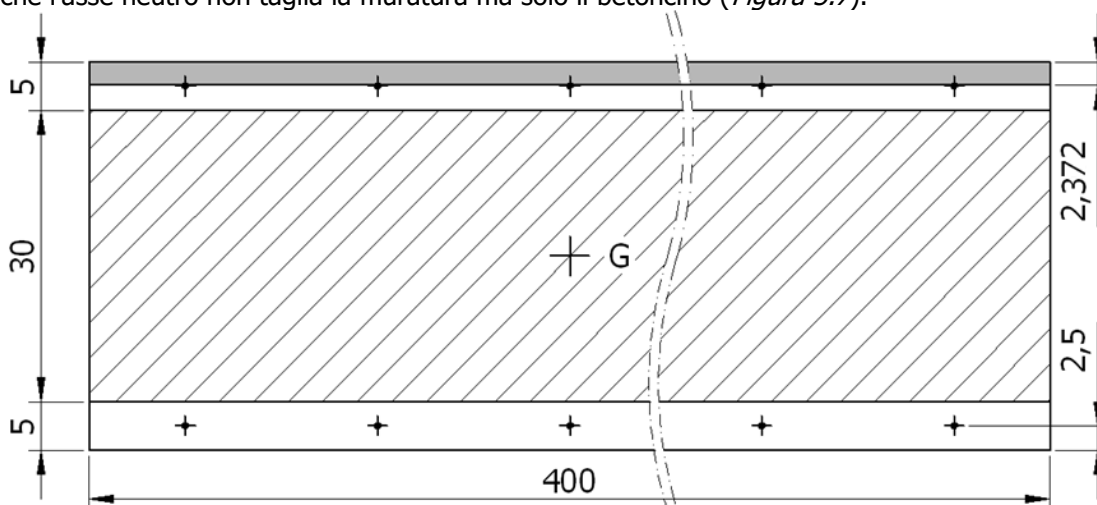


Figura 3.7: posizione asse neutro "Fuori Piano"

Le armature ai due lembi sono costituite da 20  $\phi 6$  ( $A_{s,totale} = 565 \text{ mm}^2$ ).

Il baricentro (**G**) della sezione è nel centro geometrico di essa.

Si adotta il diagramma *stress-block*.

#### ▪ Calcolo asse neutro

Ipotizzando la presenza di armature in fase elastica, applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd}^{(cls)} + 0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd}^{(mu)} + A_{s,sup} \cdot \sigma_{As,sup} - A_{s,inf} \cdot \sigma_{As,inf} = N_{Ed} ;$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1<sup>a</sup> combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 41811 \text{ N}$ ), vale:  $Y_n = \mathbf{0,02372 \text{ m}}$ . Pertanto:

- armatura superiore in trazione ed elastica;
- armatura inferiore in trazione e snervata;
- il contributo della muratura è nullo.

Il momento resistente ( $M_{Rd,FP}$ ) del muro rinforzato si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd,FP} = M_{Rd,bet} + M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,sup} + M_{Rd,As,inf}.$$

I vari contributi, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere:

#### ▪ Momento Resistente Betoncino ( $M_{Rd,bet}$ )

$$M_{Rd,bet} = 0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd}^{(cls)} \cdot \left[ \left( \frac{t + 2 \cdot t_{bet}}{2} \right) - 0,80 \cdot \frac{Y_n}{2} \right] = 0,80 \cdot 0,02372 \cdot 4,00 \cdot 3762667 \cdot (0,20 - 0,80 \cdot 0,02372 / 2) =$$

$$= \mathbf{54\,418 \text{ Nm.}}$$

### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

Poiché l'asse neutro non intercetta la muratura il contributo della muratura è nullo.

$$M_{Rd,MU} = \mathbf{0 \text{ Nm.}}$$

### ▪ **Momento Resistente Armatura ( $M_{Rd,As,sup}$ e $M_{Rd,As,inf}$ )**

Tab. 3.2: area e modulo elastico normale della armature

$A_{s,i}$			$E_s$		
$A_{s,1} = A_{s,sup}$	0,000565	[m <sup>2</sup> ]	$E_s =$	210 000 000 000	[N/m <sup>2</sup> ]
$A_{s,2} = A_{s,inf}$	0,000565	[m <sup>2</sup> ]			

#### LEGENDA

$A_{s,i}$ : area delle armature

$E_s$ : modulo elastico normale

Grigio -> armature compresse

Arancio -> armature tese

Tab. 3.3: deformazioni e tensioni delle armature

$\epsilon_{s,i}$			$\sigma_{s,i}$		
$\epsilon_{s,1} = \epsilon_{As,sup}$	0,00019	[--]	$\sigma_{s,1} = \sigma_{As,sup}$	39 545 529	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,2} = \epsilon_{As,inf}$	0,05182	[--]	$\sigma_{s,2} = \sigma_{As,inf}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]

#### LEGENDA

$\epsilon_{s,i}$ : deformazione delle armature

$\sigma_{s,i}$ : tensione delle armature

Grigio -> armature compresse

Arancio -> armature tese

Tab. 3.4: distanza dal baricentro e momenti resistenti delle armature

$d_{s,i,G}$			$M_{s,i}$		
$d_{s,1,G} = d_{As,sup,G}$	-0,175	[m]	$M_{s,1} = M_{Rd,As,sup}$	-3 913	[Nm]
$d_{s,2,G} = d_{As,inf,G}$	0,175	[m]	$M_{s,2} = M_{Rd,As,inf}$	38 723	[Nm]

#### LEGENDA

$d_{s,i,G}$ : distanza delle armature dal baricentro della sezione

$M_{s,i}$ : momenti resistenti delle armature

Grigio -> armature compresse

Arancio -> armature tese

Esplicitando le formule, risulta:

$$M_{Rd,As,sup} = A_{s,sup} \cdot \sigma_{As,sup} \cdot \left[ Y_{As,sup} - \left( \frac{t + 2 \cdot t_{bet}}{2} \right) \right] = A_{s,sup} \cdot \sigma_{As,sup} \cdot d_{As,sup,G} =$$

$$= 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 39545529 \cdot (0,025 - 0,20) = 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 39545529 \cdot (-0,175) = \mathbf{-3 913 \text{ Nm.}}$$

$$M_{Rd,As,inf} = A_{s,inf} \cdot \sigma_{As,inf} \cdot \left[ Y_{As,inf} - \left( \frac{t + 2 \cdot t_{bet}}{2} \right) \right] = A_{s,inf} \cdot \sigma_{As,inf} \cdot d_{As,inf,G} =$$

$$= 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 391304348 \cdot [(0,40 - 0,025) - 0,20] = 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 391304348 \cdot (0,175) = \mathbf{38 723 \text{ Nm.}}$$

### ▪ **Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP}$ )**

Quindi:

$$M_{Rd,FP} = M_{Rd,bet} + M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,sup} + M_{Rd,As,inf} = 54418 + 0 + (-3913) + 38723 = \mathbf{89 228 \text{ Nm.}}$$

### - Coefficiente di Sicurezza Fuori Piano ( $CS_{FP}$ ) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = M_{Rd,FP} / M_{Ed} = 89228 / 15592 = \mathbf{5,72.}$$

### - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdilUS.

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
CS	5,72
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	-10.292
M <sub>Ed</sub>	15.592
Φ	-
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	89.228
N <sub>R</sub>	-

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
CS	5,72
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	-10.292
M <sub>Ed</sub>	15.592
Φ	-
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	89.228
N <sub>R</sub>	-

EdiLus

## Verifica a Pressoflessione Nel Piano (PFNP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Fuori Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria CC Carico Permanente	
N	-32.311
M <sub>NP</sub>	-11.110
M <sub>FP</sub>	11.994
T <sub>NP</sub>	-7.917

Risultati EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
CS	58,82
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	-10.292
M <sub>Ed</sub>	-14.443
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
M <sub>R</sub>	849.588
N <sub>R</sub>	-

Risultati EdiLus della **verifica a Pressoflessione Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nel caso precedente (Fuori Piano) continuano a valere anche nel presente caso (Nel Piano), con la differenza che, questa volta, viene interessata anche parte della muratura.

Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	42004	10292	14443	849595	58,82
2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	32311	7917	11110	834773	75,14

### N.B. 3.2

Il peso del muro sulla sezione di **mezzeria** è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,30 + 2 \cdot 18000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,05 = 21600 + 10800 = 32\ 400\ \text{N.}$$

Il taglio in mezzeria vale:

$$T_2 = V_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 = 8\ 000\ \text{N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 12\ 000\ \text{Nm.}$$

In EdiLus i valori di N<sub>Ed</sub> (sforzo normale di progetto), V<sub>Ed</sub> (taglio di progetto) ed M<sub>Ed</sub> (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione. Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)
N <sub>Ed</sub> [N]	32311 · 1,30 = 42 004	32311 · 1,00 = 32 311	32400 · 1,30 = 42 120	32400 · 1,00 = 32 400
V <sub>Ed</sub> [N]	7917 · 1,30 = 10 292	7917 · 1,00 = 7 917	8000 · 1,30 = 10 400	8000 · 1,00 = 8 000
M <sub>Ed</sub> [Nm]	11110 · 1,30 = 14 443	11110 · 1,00 = 11 110	12000 · 1,30 = 15 600	12000 · 1,00 = 12 000

Come si vede la **1ª combinazione** di carico è quella più sfavorevole; i dettagli di calcolo seguenti si riferiscono ad essa.

**- Momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd, NP}$ ) -**

Il valore del momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd, NP}$ ) deve essere calcolato per una sezione mista, poiché in questo caso l'asse neutro taglia sia la muratura che il betoncino (*Figura 3.8*).

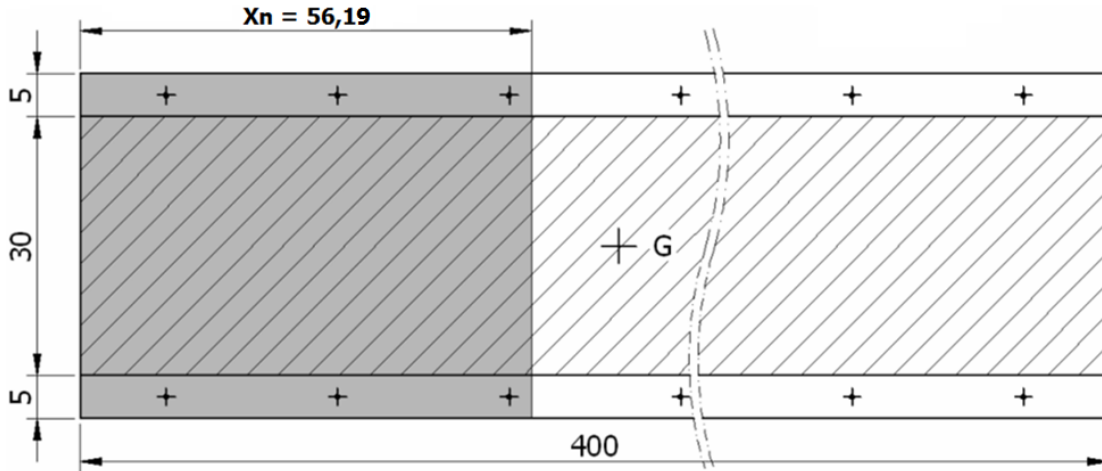


Figura 3.8: posizione asse neutro "Nel Piano"

▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di armature in fase elastica, considerando la posizione effettiva dei tondini -> applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot X_n \cdot 2 \cdot t_{bet} \cdot f_{cd}^{(cls)} + 0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd}^{(mu)} + \sum_{i=1}^k A_{s, sup, i} \cdot \sigma_{As, sup, i} - \sum_{j=1}^n A_{s, inf, j} \cdot \sigma_{As, inf, j} = N_{Ed}$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 41811$  N), vale:  $X_n = 0,5619$  m.

Il momento resistente ( $M_{Rd, NP}$ ) si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd, FP} = M_{Rd, bet} + M_{Rd, MU} + M_{Rd, As, sup} + M_{Rd, As, inf}$$

I vari contributi, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere:

▪ **Momento Resistente Betoncino ( $M_{Rd, bet}$ )**

$$M_{Rd, bet} = 0,80 \cdot X_n \cdot 2 \cdot t_{bet} \cdot f_{cd}^{(cls)} \cdot \left( \frac{L}{2} - 0,80 \cdot \frac{X_n}{2} \right) = 0,80 \cdot 0,5619 \cdot (2 \cdot 0,05) \cdot 3762667 \cdot (2,00 - 0,80 \cdot 0,5619/2) = 300\ 262\ Nm.$$

▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd, MU}$ )**

$$M_{Rd, MU} = 0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd}^{(mu)} \cdot \left( \frac{L}{2} - 0,80 \cdot \frac{X_n}{2} \right) = 0,80 \cdot 0,5619 \cdot 0,30 \cdot 1416667 \cdot (2,00 - 0,80 \cdot 0,5619/2) = 339\ 152\ Nm.$$

▪ **Momento Resistente Armatura ( $M_{Rd, As, sup}$  e  $M_{Rd, As, inf}$ )**

Tab. 3.5: area e modulo elastico normale delle armature

$A_{s, i}$		$E_s$	
$A_{s, 1} = \dots = A_{s, 20}$	0,0000565	$E_s =$	210 000 000 000
	[m <sup>2</sup> ]		[N/m <sup>2</sup> ]

LEGENDA

$A_{s, i}$ : area delle armature

$E_s$ : modulo elastico normale

Grigio -> armature compresse

Arancio -> armature tese

Tab. 3.6: deformazioni e tensioni nelle armature

$\varepsilon_{As,i}$			$\sigma_{As,i}$		
$\varepsilon_{As,1}$	0,00288	[--]	$\sigma_{As,1}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,2}$	0,00163	[--]	$\sigma_{As,2}$	342 580 357	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,3}$	0,00039	[--]	$\sigma_{As,3}$	80 967 261	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,4}$	0,00086	[--]	$\sigma_{As,4}$	180 645 834	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,5}$	0,00211	[--]	$\sigma_{As,5}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,6}$	0,00335	[--]	$\sigma_{As,6}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,7}$	0,00460	[--]	$\sigma_{As,7}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,8}$	0,00584	[--]	$\sigma_{As,8}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,9}$	0,00709	[--]	$\sigma_{As,9}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,10}$	0,00833	[--]	$\sigma_{As,10}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,11}$	0,00958	[--]	$\sigma_{As,11}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,12}$	0,01083	[--]	$\sigma_{As,12}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,13}$	0,01207	[--]	$\sigma_{As,13}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,14}$	0,01332	[--]	$\sigma_{As,14}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,15}$	0,01456	[--]	$\sigma_{As,15}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,16}$	0,01581	[--]	$\sigma_{As,16}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,17}$	0,01706	[--]	$\sigma_{As,17}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,18}$	0,01830	[--]	$\sigma_{As,18}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,19}$	0,01955	[--]	$\sigma_{As,19}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{As,20}$	0,02079	[--]	$\sigma_{As,20}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]

## LEGENDA

 $\varepsilon_{As,i}$ : deformazione delle singole armature $\sigma_{As,i}$ : tensione nelle armature

Grigio -&gt; armature compresse

Arancio -&gt; armature tese

Tab. 3.7: distanza dal baricentro e momenti resistenti delle armature

$d_{As,i,G}$			$M_{Rd,As,i}$		
$d_{As,1,G}$	-1,90	[m]	$M_{Rd,As,1}$	-42 043	[Nm]
$d_{As,2,G}$	-1,70	[m]	$M_{Rd,As,2}$	-32 933	[Nm]
$d_{As,3,G}$	-1,50	[m]	$M_{Rd,As,3}$	-6 868	[Nm]
$d_{As,4,G}$	-1,30	[m]	$M_{Rd,As,4}$	13 280	[Nm]
$d_{As,5,G}$	-1,10	[m]	$M_{Rd,As,5}$	24 341	[Nm]
$d_{As,6,G}$	-0,90	[m]	$M_{Rd,As,6}$	19 915	[Nm]
$d_{As,7,G}$	-0,70	[m]	$M_{Rd,As,7}$	15 489	[Nm]
$d_{As,8,G}$	-0,50	[m]	$M_{Rd,As,8}$	11 064	[Nm]
$d_{As,9,G}$	-0,30	[m]	$M_{Rd,As,9}$	6 638	[Nm]
$d_{As,10,G}$	-0,10	[m]	$M_{Rd,As,10}$	2 213	[Nm]
$d_{As,11,G}$	0,10	[m]	$M_{Rd,As,11}$	-2 213	[Nm]
$d_{As,12,G}$	0,30	[m]	$M_{Rd,As,12}$	-6 638	[Nm]
$d_{As,13,G}$	0,50	[m]	$M_{Rd,As,13}$	-11 064	[Nm]
$d_{As,14,G}$	0,70	[m]	$M_{Rd,As,14}$	-15 489	[Nm]
$d_{As,15,G}$	0,90	[m]	$M_{Rd,As,15}$	-19 915	[Nm]
$d_{As,16,G}$	1,10	[m]	$M_{Rd,As,16}$	-24 341	[Nm]
$d_{As,17,G}$	1,30	[m]	$M_{Rd,As,17}$	-28 766	[Nm]
$d_{As,18,G}$	1,50	[m]	$M_{Rd,As,18}$	-33 192	[Nm]
$d_{As,19,G}$	1,70	[m]	$M_{Rd,As,19}$	-37 617	[Nm]
$d_{As,20,G}$	1,90	[m]	$M_{Rd,As,20}$	-42 043	[Nm]
			$M_{Rd,As,sup}$	<b>81 844</b>	[Nm]
			$M_{Rd,As,inf}$	<b>128 338</b>	[Nm]

## LEGENDA

 $d_{As,i,G}$ : distanza delle armature da baricentro della sezione $M_{Rd,As,i}$ : momenti resistenti delle singole armature $M_{Rd,As,sup}$ : momento resistente delle armature compresse

Grigio -&gt; armature compresse

Arancio -&gt; armature tese

 $M_{Rd,As,inf}$ : momento resistente delle armature tese

Quindi:

$$M_{Rd,As,inf} = \sum_1^{17} F_{As,inf,i} \cdot d_{As,inf,i,G} = \sum_1^{17} M_{Rd,As,inf,i} = \mathbf{128\ 338\ Nm};$$

$$M_{Rd,As,sup} = \sum_1^3 F_{As,sup,i} \cdot d_{As,sup,i,G} = \sum_1^3 M_{Rd,As,sup,i} = \mathbf{81\ 844\ Nm}.$$

▪ **Momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd,NP}$ )**

Pertanto:

$$M_{Rd,NP} = M_{Rd,bet} + M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,sup} + M_{Rd,As,inf} = 300262 + 339152 + 81844 + 128338 = \mathbf{849\ 595\ Nm}.$$

## - Coefficiente di Sicurezza Nel Piano (CS<sub>NP</sub>) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_{Rd, NP} / M_{Ed} = 849595 / 14443 = \mathbf{58,82}$$

## - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>58,82</b>
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	-10.292
M <sub>Ed</sub>	-14.443
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>849.595</b>
N <sub>R</sub>	-

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>58,82</b>
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	-10.292
M <sub>Ed</sub>	-14.443
M <sub>0d</sub>	-
M <sub>1d</sub>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>849.588</b>
N <sub>R</sub>	-

EdiLus

## Verifica a Taglio Nel Piano (TNP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Taglio Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-32.311
<b>M<sub>NP</sub></b>	-11.110
<b>M<sub>FP</sub></b>	11.994
<b>T<sub>NP</sub></b>	-7.917

Risultati EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	27,45
N <sub>Ed</sub>	42.004
V <sub>Ed</sub>	10.292
M <sub>Ed</sub>	-14.443
V <sub>t,c</sub>	604.624
V <sub>t,M</sub>	129.866
V <sub>t,S</sub>	152.681
V <sub>t,t</sub>	282.548

Risultati EdiLus della **Verifica a Taglio Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nei casi precedenti (Fuori Piano e Nel Piano) continuano a valere anche nel presente caso, quindi (*N.B. 3.2*):

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	V <sub>t,c</sub> [N]	V <sub>t,M</sub> [N]	V <sub>t,S</sub> [N]	V <sub>t,t</sub> [N]	V <sub>Rd</sub> [N]	CS
1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	42004	10292	14443	604624	129866	152681	282547	282547	27,45
2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	32311	7917	11110	604624	128974	152681	281656	281656	35,58

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

La verifica per taglio è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_t; V_{t,c}) = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,c});$$

in cui:

- V<sub>Ed</sub> è il taglio sollecitante;
- V<sub>Rd</sub> è il taglio resistente della parete rinforzata;
- V<sub>t,M</sub> è il taglio resistente della muratura;
- V<sub>t,S</sub> è il taglio resistente dell'armatura;
- V<sub>t,c</sub> è il taglio resistente limite della sola muratura.

Di seguito si riporta il calcolo dei vari contributi che portano alla determinazione di V<sub>Rd</sub>.

## - Resistenza a Taglio (V<sub>t</sub> = V<sub>t,t</sub>) -

La resistenza a taglio (V<sub>t</sub>) è calcolata come somma dei contributi della muratura (V<sub>t,M</sub>) e dell'armatura (V<sub>t,S</sub>), quindi:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S}$$

### -- Calcolo contributo Muratura ( $V_{t,M}$ ) --

Il contributo a taglio della muratura ( $V_{t,M}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete "muraria";

$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$ : resistenza di progetto a taglio.

Nel caso in esame:

#### ▪ **distanza dal lembo compresso (d)**

Tale distanza (Figura 3.8) è data da:

$$d = \frac{\sum (d_{A_{s,i,tese}} \cdot A_{s,i,tese})}{\sum A_{s,i,tese}} = \frac{2211,05}{9,613} = 230 \text{ cm} = \mathbf{2,30 \text{ m.}}$$

dove:

$d_{A_{s,i,tese}}$  = distanza dal lembo compresso dell'armatura verticale TESA;

$A_{s,i,tese}$  = area dell'armature verticale TESA.

Nella Tab. 3.8 si riportano i parametri utili per il calcolo:

Tab. 3.8: valori per il calcolo di "d"

S <sub>i</sub>	$d_{A_{s,i}}$ [cm]	$\phi_{s,i}$ [mm]	n. $\phi_{s,i}$ [--]	$A_{s,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	J = $d_{A_{s,i}} \times A_{s,i}$ [cm <sup>3</sup> ]
S1	--	--	2	--	--
S2	--	--	2	--	--
S3	--	--	2	--	--
S4	70,00	6	2	0,565	39,58
S5	90,00	6	2	0,565	50,89
S6	110,00	6	2	0,565	62,20
S7	130,00	6	2	0,565	73,51
S8	150,00	6	2	0,565	84,82
S9	170,00	6	2	0,565	96,13
S10	190,00	6	2	0,565	107,44
S11	210,00	6	2	0,565	118,75
S12	230,00	6	2	0,565	130,06
S13	250,00	6	2	0,565	141,37
S14	270,00	6	2	0,565	152,68
S15	290,00	6	2	0,565	163,99
S16	310,00	6	2	0,565	175,30
S17	330,00	6	2	0,565	186,61
S18	350,00	6	2	0,565	197,92
S19	370,00	6	2	0,565	209,23
S20	390,00	6	2	0,565	220,54
				9,613	2211,05

#### LEGENDA

S<sub>i</sub>: i-esima armatura;

$d_{A_{s,i}}$ : distanza dal lembo compresso dell'i-esima armatura verticale;

$\phi_{s,i}$ : diametro dell'i-esima armatura verticale;

n.  $\phi_{s,i}$ : numero di barre dell'i-esimo livello di armature.

$A_{s,i}$ : area dell'i-esima armatura;

J: momento statico dell'i-esima armatura;

Grigio -> armature compresse;

Arancio -> armature tese.

#### ▪ **spessore della parete "muraria" (t)**

t = 0,30 m (muratura) + 2x0,05m (betoncino) = 0,40 m = **40 cm.**

#### ▪ **resistenza di progetto a taglio della parete "muraria" ( $f_{vd}$ )**

Tale valore è pari a:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_{mu}} = \frac{f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_{mu}} = \frac{0,342 + 0,4 \cdot 0,02625}{2,5} = \frac{0,3525}{2,5} = \mathbf{0,14116 \text{ N/mm}^2}.$$

dove:

$f_{vko}$ : resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale della parete "muraria", pari a:

$$f_{vko} = (R_{v,Mu} + R_{v,bet})/A_p = (350000 + 197834)/1600000 = \mathbf{0,342 \text{ N/mm}^2};$$

con:

$$R_{v,Mu} = \text{resistenza a taglio della parte di muratura} = f_{ctk}^{(mu)*} \cdot A_{muratura} = \mathbf{350\,000 \text{ N}}.$$

$$f_{ctk}^{(mu)*} = \text{resistenza caratteristica a trazione della muratura, scalata di FC} = \mathbf{0,292 \text{ N/mm}^2};$$

$$A_{muratura} = \text{area della muratura} = 4,00 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} = 1,20 \text{ m}^2 = 12000 \text{ cm}^2 = \mathbf{1200000 \text{ mm}^2}.$$

$$R_{v,bet} = \text{resistenza a taglio della parte di betoncino} = f_{ctd}^{(cls)} \cdot A_{bet} = \mathbf{197\,834 \text{ N}}.$$

$$f_{ctd}^{(cls)} = \text{resistenza di calcolo a trazione del betoncino} = \mathbf{0,495 \text{ N/mm}^2};$$

$$A_{bet} = \text{area del betoncino} = 4,00 \text{ m} \cdot 2 \cdot 0,05 \text{ m} = 0,40 \text{ m}^2 = 4000 \text{ cm}^2 = \mathbf{400000 \text{ mm}^2}.$$

$$A_p = \text{area della parete "muraria"} = 4,00 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} = 1,60 \text{ m}^2 = 16000 \text{ cm}^2 = \mathbf{1\,600\,000 \text{ mm}^2}.$$

$\sigma_n = N_{Ed}/A_p$ : tensione normale media per i carichi verticali agenti sulla sezione di verifica =  $\mathbf{0,02625 \text{ N/mm}^2}$ .

$N_{Ed}$  = sforzo normale sulla sezione di verifica dovuto ai carichi verticali agenti =  $\mathbf{42004 \text{ N}}$ .

Pertanto, il **contributo a taglio della muratura** ( $V_{t,M}$ ) è dato da:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} = \mathbf{129\,866 \text{ N}}.$$

Tab. 3.9: calcolo  $V_{t,M}$

d [mm]	t [mm]	$f_{vd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,M}$ [N]
2300	400	0,14116	<b>129 866</b>

### -- Calcolo contributo Armatura ( $V_{t,s}$ ) --

Il contributo a taglio dell'armatura ( $V_{t,s}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,s} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s,$$

dove:

$d$  = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo  $s$ , misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio;

$f_{yd}$  = tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;

$s$  = distanza tra i livelli di armatura.

Nel caso in esame:

- **distanza dal lembo compresso ( $d$ )**

Come visto in precedenza, tale valore vale:  $d = \mathbf{2,30 \text{ m}} = 230 \text{ cm} = 2\,300 \text{ mm}$ .

- **Area a taglio ( $A_{sw}$ )**

Essendo il betoncino da entrambi i lati del muro, tale valore è:

$$A_{sw} = 2 \cdot (\pi \cdot \phi^2 / 4) = 2 \cdot (\pi \cdot 6^2 / 4) = \mathbf{56,55 \text{ mm}^2}.$$

- **Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_{yd}$ )**

Utilizzando un acciaio B450C risulta:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = \mathbf{391,30 \text{ N/mm}^2}.$$

- **distanza tra i lembi di armature ( $s$ )**

Tale valore corrisponde al passo dell'armatura orizzontale del betoncino:  $s = \mathbf{0,20 \text{ m}} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$ .

Pertanto, il **contributo a taglio dell'armatura** ( $V_{t,s}$ ) è dato da:

$$V_{t,s} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s = \mathbf{152\,681 \text{ N}}.$$

Tab. 3.10: calcolo  $V_{t,s}$ 

d [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	$V_{t,s}$ [N]
2300	56,55	391,30	200	<b>152 681</b>

Quindi, la **resistenza a taglio** ( $V_t = V_{t,t}$ ) vale:

$$V_t = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,S} = 129\,866\text{ N} + 152\,681\text{ N} = \mathbf{282\,547\text{ N}}$$

### - Taglio resistente "Limite" della muratura ( $V_{t,c}$ ) -

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d,$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete "muraria";

$f_d$  = resistenza di progetto a compressione della muratura.

Nel caso in esame:

#### ▪ **distanza dal lembo compresso (d)**

Come visto in precedenza, tale valore vale:  $d = \mathbf{2,30\text{ m}}$  = 230 cm = 2 300 mm.

#### ▪ **spessore della parete "muraria" (t)**

$t = 0,30\text{ m}$  (muratura) +  $2 \cdot 0,05\text{ m}$  (betoncino) =  $\mathbf{0,40\text{ m}}$  = 40 cm = 400 mm.

#### ▪ **resistenza di progetto a compressione della parete "muraria" ( $f_d = F_{media}$ )**

Tale valore è pari a:

$$f_d = F_{media} = \frac{R_{c,Mu} + R_{c,bet}}{A_p} = \frac{2000000 + 1505067}{1600000} = \mathbf{2,191\text{ N/mm}^2};$$

con:

$$R_{c,Mu} = \text{Resistenza a compressione della parte di muratura} = f_{cd}^{(mu)} \cdot A_{Mu} = \mathbf{2\,000\,000\text{ N}}$$

$$f_{cd}^{(mu)} = \text{Resistenza a compressione della muratura} = 1,67\text{ N/mm}^2;$$

$$A_{Mu} = \text{Area della muratura} = L \cdot t = 4,00\text{ m} \cdot 0,30\text{ m} = 1,200\text{ m}^2 = 12000\text{ cm}^2 = 1\,200\,000\text{ mm}^2.$$

$$R_{c,bet} = \text{Resistenza a compressione della parte di betoncino} = f_{cd}^{(cls)} \cdot A_{bet} = \mathbf{1\,505\,067\text{ N}}$$

$$f_{cd}^{(cls)} = \text{Resistenza a compressione del betoncino} = 3,76\text{ N/mm}^2;$$

$$A_{bet} = \text{area di betoncino} = L \cdot 2 \cdot t_{bet} = 4,00\text{ m} \cdot 2 \cdot 0,05\text{ m} = 0,4000\text{ m}^2 = 4000\text{ cm}^2 = 400\,000\text{ mm}^2.$$

$$A_p = \text{area della parete "muraria"} = L \cdot (t + 2 \cdot t_{bet}) = 4,00\text{ m} \cdot (0,30 + 2 \cdot 0,05)\text{ m} = 1,600\text{ m}^2 = 16000\text{ cm}^2 = 1\,600\,000\text{ mm}^2.$$

Pertanto, il **taglio "limite"** è pari a:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d = \mathbf{604\,624\text{ N}}$$

Tab. 3.11: calcolo  $V_{t,c}$ 

d [mm]	t [mm]	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,c}$ [N]
2300	400	2,191	<b>604 624</b>

### - Taglio Resistente ( $V_{Rd}$ ) -

Quindi, il **taglio resistente** ( $V_{Rd}$ ) della muratura armata è:

$$V_{Rd} = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,c}) = \min(129866 + 152681; 604624) = \min(282547; 604624) = \mathbf{282\,547\text{ N}}$$

### - Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{TNP}$ ) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{TNP} = V_{Rd}/V_{Ed} = 282547/10292 = \mathbf{27,45}$$

### - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>27,45</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	42.004
<b>V<sub>Ed</sub></b>	10.292
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.443
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>604.624</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>129.866</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>152.681</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>282.547</b>

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>27,45</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	42.004
<b>V<sub>Ed</sub></b>	10.292
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.443
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>604.624</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>129.866</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>152.681</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>282.548</b>

EdiLus

## 4 (MU) - Test di Validazione n.04 (Muratura con FRP)

Titolo: **Verifiche Muratura rinforzata con FRP.**

I file di EdiLus (MU) sono: **MU\_Validaz\_FRP.EDL.**

### Dati Muro

Si espone di seguito il procedimento di calcolo (senza sisma) adottato per un pannello murario (Figura 4.1) avente le seguenti caratteristiche:

- Livello di Conoscenza LC2 (FC = 1,20).
- Lunghezza (L) = 4,00 m.
- Spessore ( $t_m$ ) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Tipo Situazione = "di Fatto" (muratura esistente).
- Materiale = "Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)" (Figura 4.2).

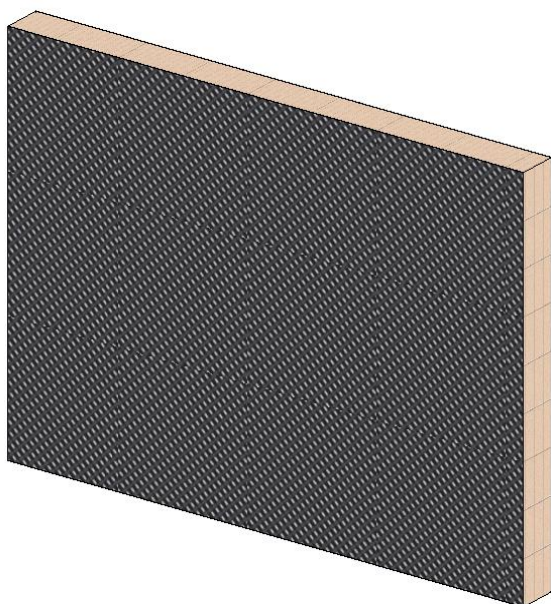


Figura 4.1: vista "Editor 3D"

Descrizione		Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)
Sigla caratteristica del materiale		M.B.L.S.
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <span>Caratteristiche Lineari</span> <span>Resistenze di Calcolo</span> <span>Caratteristiche non Lineari</span> <span>Grafica</span> </div>		
<b>Caratteristiche generiche</b>		
Peso specifico	[N/m³]	12'000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm²]	4'500
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%]	60
Modulo di Poisson		0.30
<b>Altre caratteristiche</b>		
$f_{cm}(k)$	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale	[N/mm²] 5.00
$f_{vm}(k),0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari	[N/mm²] 0.350
$f_{tm}(k)$	Resistenza a trazione media (caratteristica)	[N/mm²] 0.350
$f_{cm}(k),0$	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale	[N/mm²] 5.00
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza allo SLU	2.50
$\tau_0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari	[N/mm²] 0.350
$\mu$	Coefficiente di attrito	0.40
$\lambda$	Snellezza limite in condizioni sismiche	20
<b>Tipo di Rottura a TAGLIO</b>		
MASCHI	per scorrimento (murature regolari)	
FASCE	per fessurazione diagonale (murature irregolari)	

Figura 4.2: caratteristiche Muratura

Il muro viene sottoposto alle seguenti azioni:

- forza distribuita orizzontale ( $q_x$ ) di **2 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro ed ortogonale al piano del muro - diretta Lungo X (Figura 4.3);
- forza distribuita orizzontale ( $q_y$ ) di **20 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro e contenuta nel piano del muro - diretta Lungo Y (Figura 4.3).

I successivi calcoli/verifiche fanno riferimento alla sezione di mezzeria (Figura 4.4).

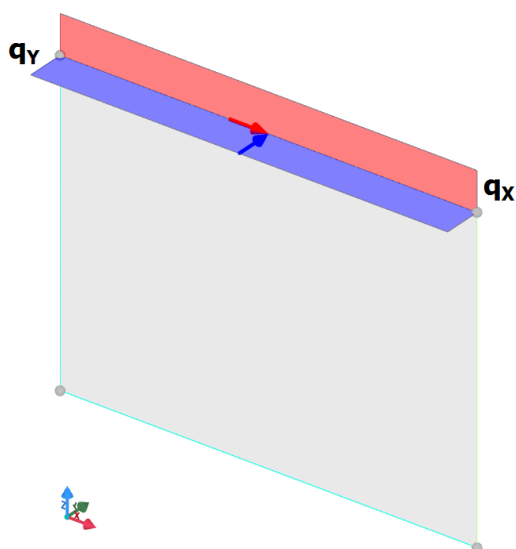


Figura 4.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

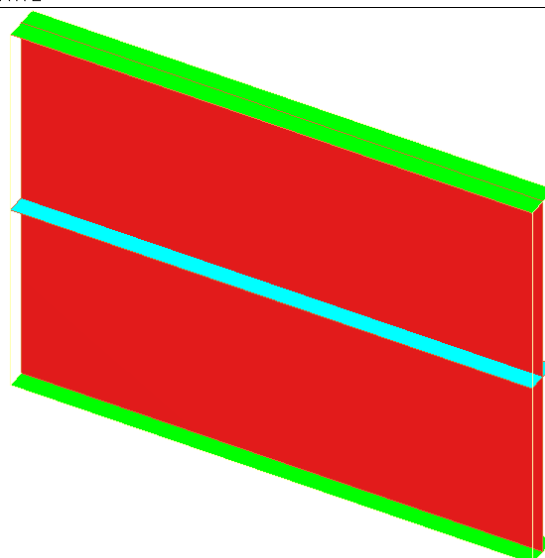


Figura 4.4: vista - "Maschi"

## Dati FRP

Il rinforzo in FRP utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 4.5):

- Posizionamento = entrambe le facce, su tutta la superficie del muro;
- Tipo di situazione = "di progetto";
- Materiale = "Rinforzo FRP";
- Spessore Fogli Verticali ( $t_{FRP,V} = t_{FRP}$ ) = 1,000 mm;
- Spessore Fogli Orizzontali ( $t_{FRP,O} = t_{FRP}$ ) = 1,000 mm.

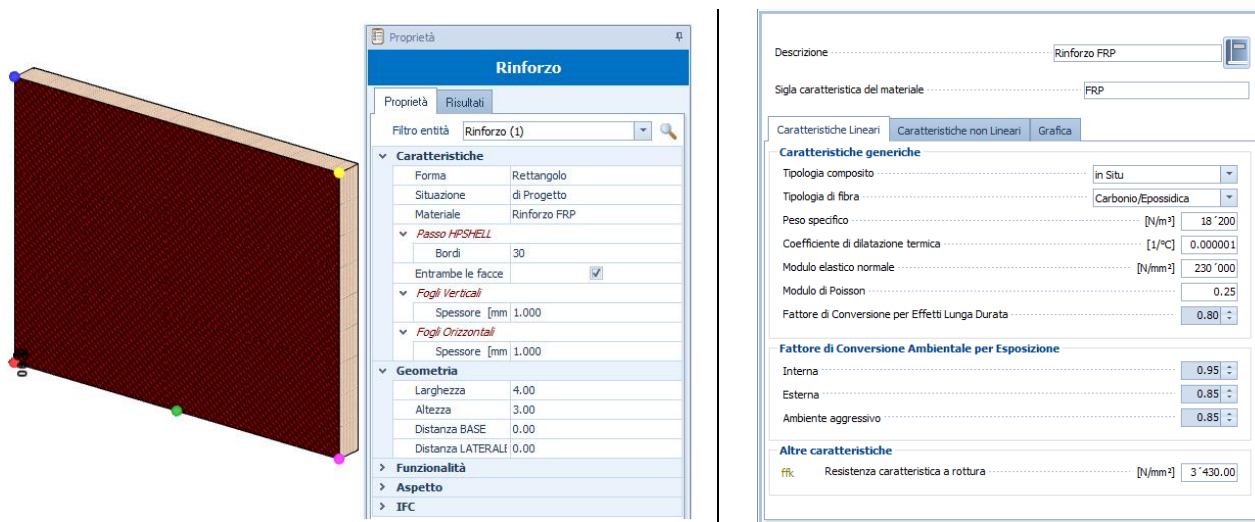


Figura 4.5: caratteristiche FRP

Per semplicità di esposizione si sceglie di armare il pannello murario per intero e su entrambe le facce. Tuttavia, EdiLus gestisce correttamente anche i casi in cui le facce non sono armate per intero e/o i rinforzi sono posti in maniera dissimmetrica (spessore fogli diversi sulle facce del pannello murario). Ciò comporta che le verifiche (basate sul calcolo del Momento Resistente Ultimo) vengano effettuate separatamente (Nel Piano e Fuori Piano) per i Momenti di segno positivo e di segno negativo e comunque riportando il coefficiente di sicurezza minimo riscontrato fra tutte.

In base alle caratteristiche ed alla disposizione dei rinforzi viene creata una sezione (Figura 4.6) a più strati di materiali diversi (tipicamente FRP-muratura-FRP, ma anche FRP-muratura se manca il rinforzo su una delle due facce), con le seguenti caratteristiche:

- la *sezione rinforzata* equivale ad una *sezione rettangolare in muratura* con base pari alla lunghezza (L) del muro ed altezza pari allo spessore (t);
- data l'esiguità dello spessore ( $t_{FRP}$ ), il *rinforzo in FRP non viene considerato resistente a compressione*;

- il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block".

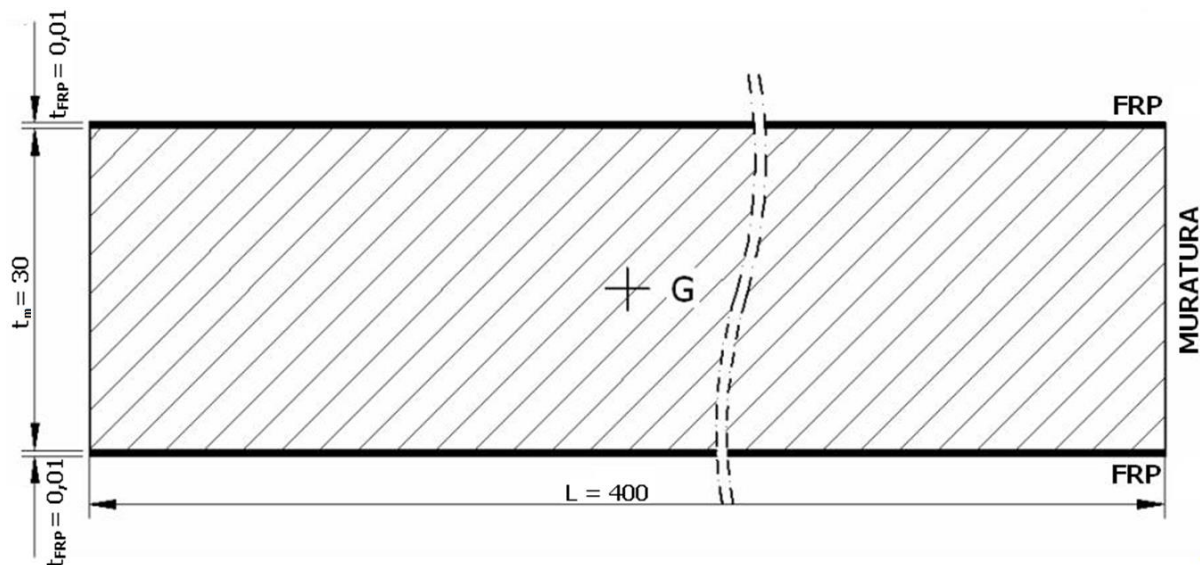


Figura 4.6: sezione resistente

Tale sezione può essere sollecitata **NEL PIANO** e **FUORI PIANO**.

Il procedimento di calcolo dei momenti resistenti ultimi (nel piano e fuori piano) è molto simile a quello adottato per sezioni costituite da *calcestruzzo armato* soggette a *pressoflessione retta*.

## Resistenze di calcolo

Tab. 4.1: resistenze Muratura e FRP

MURATURA (Tipo Situazione -> "di Fatto")	FRP (Tipo Situazione -> "di Progetto")
$f_{ck} = f_{cm}(k) = 5,00 \text{ N/mm}^2$ ; $f_{ctk} = \tau_0 = 0,350 \text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_{mu} = 2,50$ ; $FC = 1,20$ ; $\varepsilon_{u,MU} = 0,0035$ .  $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{FC \cdot \gamma_{mu}} = 0,85 \cdot \frac{5,00 \text{ N/mm}^2}{1,20 \cdot 2,5} = 1,42 \text{ N/mm}^2$ .	$f_{yk} = f_{rk} = 3430 \text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_f = 1,10$ (coefficiente parziale per i materiali - CNR-DT 200/2009 - Tabella 2-1); $\gamma_{Rd} = 1,00$ (coefficiente parziale di modello a Flessione/Pressoflessione - CNR-DT 200/2009 - Tabella 2-2). $\gamma_{Rd} = 1,20$ (coefficiente parziale di modello a Taglio/Torsione - CNR-DT 200/2009 - Tabella 2-2).

## Verifica a Pressoflessione Fuori Piano (PFFP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Fuori Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdILus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-21.529
<b>M<sub>NP</sub></b>	-117.722
<b>M<sub>FP</sub></b>	12.106
<b>T<sub>NP</sub></b>	-77.756

Risultati di EdILus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>Met</b>	Mr
<b>CS</b>	13,59
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	4.157
<b>M<sub>1d</sub></b>	213.881
<b>M<sub>R</sub></b>	213.881
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Risultati di EdILus della **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** nella sezione di mezzeria

Il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block" ed è portata in conto la posizione del rinforzo. Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	27988	101083	15738	213055	13,54
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	21529	77756	12106	213877	17,67

### N.B. 4.1

Il peso del muro sulla sezione di mezzeria è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,30 + 2 \cdot 18200 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,001 = 21\ 600 + 218 = 21\ 818 \text{ N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 12\ 000 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di  $N_{Ed}$  (sforzo normale di progetto),  $V_{Ed}$  (taglio di progetto) ed  $M_{Ed}$  (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )
$N_{Ed}$ [N]	$21529 \cdot 1,30 = 27\ 988$	$21529 \cdot 1,00 = 21\ 529$	$21818 \cdot 1,30 = 28\ 363$	$21818 \cdot 1,00 = 21\ 818$
$M_{Ed}$ [Nm]	$12106 \cdot 1,30 = 15\ 738$	$12106 \cdot 1,00 = 12\ 106$	$12000 \cdot 1,30 = 15\ 600$	$12000 \cdot 1,00 = 12\ 000$

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

### - Momento resistente Fuori Piano del muro NON rinforzato ( $M_{od}$ ) -

Tale contributo si ottiene dalla seguente relazione:

$$M_{od} = M_{R,FP} = L \cdot t_m^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right);$$

dove:

$$L = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm.}$$

$$t_m = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm.}$$

$$\sigma_0 = N_{Ed}/A = 27988 \text{ N}/1200000 \text{ mm}^2 = 0,0233233 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 27988 \text{ N (sforzo normale associato a } M_{Ed,FP} = 15738 \text{ Nm);}$$

$$A = A_m = L \cdot t_m = 4000 \cdot 300 = 1\ 200\ 000 \text{ mm}^2.$$

$$f_d = f_{cd} = f_{ck}/(FC \cdot \gamma_{mu}) = f_{cm}(k)/(FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00/(1,20 \cdot 2,5) = 1,667 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ck} = 5,00 \text{ N/mm}^2;$$

$$FC = 1,20;$$

$$\gamma_{mu} = 2,50.$$

Quindi:

$$M_{od} = 4000 \cdot 300^2 \cdot \frac{0,0233233}{2} \cdot \left( 1 - \frac{0,0233233}{0,85 \cdot 1,667} \right) = 4\ 129\ 083 \text{ Nmm} = \mathbf{4\ 129 \text{ Nm.}}$$

### - Momento Resistente Fuori Piano del muro rinforzato ( $M_{Rd,FP} \equiv M_{1d}$ ) -

Il valore del Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP}$ ) viene calcolato come su una sezione omogenea in "c.a.", con l'armatura ( $A_{FRP}$ ) presente solo al lembo teso, che ha le seguenti caratteristiche (*Figura 4.7*):

- Base (L) = Lunghezza muro (L) = 4,00 m.
- Altezza (H) = spessore muro ( $t_m$ ) = 0,30 m.
- Altezza totale ( $H_{Tot}$ ) =  $t_{FRP} + H + t_{FRP} = 0,001 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 0,001 \text{ m} = 0,302 \text{ m}$ .
- Spessore FRP ( $t_{FRP}$ ) = 0,001 m.
- Copriferro ( $d'$ ) =  $t_{FRP}/2 = 0,0005 \text{ m}$ .
- Armatura rappresentata dalla *sola porzione di rinforzo in FRP* presente in zona *tesa* (unico "tondino" di area  $A_{FRP} = 0,001 \text{ m} \cdot 4,00 \text{ m} = 0,004 \text{ m}^2$  - con copriferro posto pari a  $d'$ ).
- Baricentro (G) della sezione nel centro geometrico di essa.

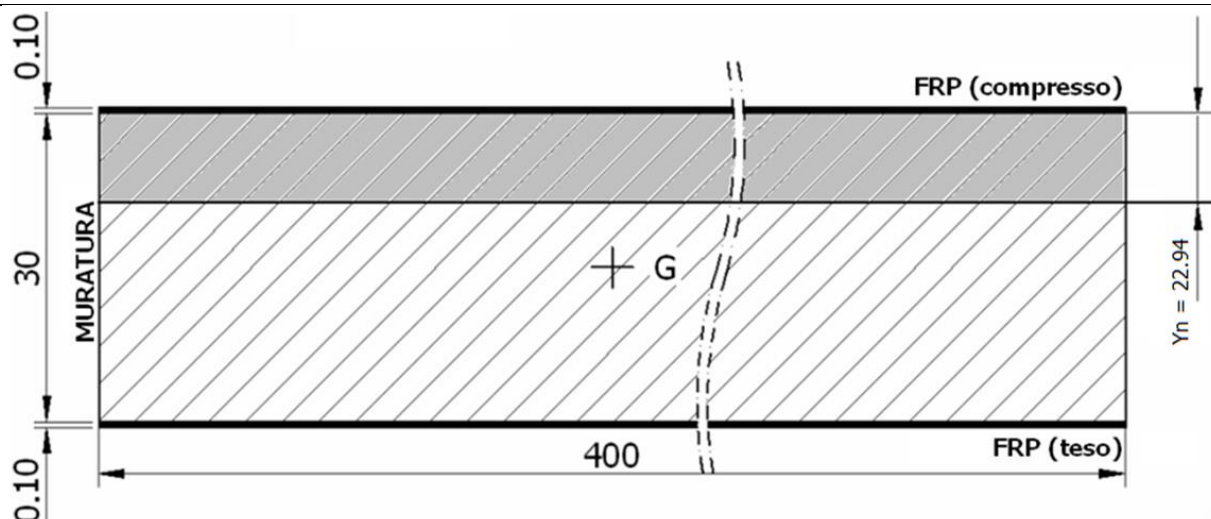


Figura 4.7: posizione asse neutro "Fuori Piano"

### ▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di FRP in fase elastica, applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd} - A_{FRP} \cdot \sigma_{FRP} = N_{Ed},$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 27\,988\text{ N}$ ), vale:  
 $Y_n = \mathbf{0,229404\text{ m}}$ .

Il momento resistente ( $M_{Rd,FP}$ ) del muro rinforzato si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd,FP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRP}.$$

I vari contributi, calcolati rispetto al baricentro (G) del MURO, risultano essere:

### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

$$M_{Rd,MU} = (0,80 \cdot Y_n - t_{FRP}) \cdot L \cdot f_{cd} \cdot \left\{ \frac{H_{Tot}}{2} - \left[ t_{FRP} + \frac{(0,80 \cdot Y_n - t_{FRP})}{2} \right] \right\} =$$

$$(0,80 \cdot 0,229404\text{m} - 0,001\text{m}) \cdot 4,00\text{m} \cdot 1416667\text{N/m}^2 \cdot \left\{ \frac{0,302\text{m}}{2} - \left[ 0,001\text{m} + \frac{(0,80 \cdot 0,229404\text{m} - 0,001\text{m})}{2} \right] \right\} =$$

$$= \mathbf{60\,753\text{ Nm}}.$$

### ▪ **Momento Resistente FRP ( $M_{Rd,FRP}$ )**

Tab. 4.2: deformazioni e tensioni nel FRP (teso)

$\epsilon_{FRP}$			$\sigma_{FRP}$		
$\epsilon_{FRP}$	0,00109997	[--]	$\sigma_{FRP}$	252 993 602	[N/m <sup>2</sup> ]

#### LEGENDA

$\epsilon_{FRP}$ : deformazione del FRP  
 grigio -> compressione

$\sigma_{FRP}$ : tensione nel FRP  
 arancio -> trazione

Tab. 4.3: distanza dal baricentro e momenti resistenti del FRP (teso)

$d_{FRP,G}$			$M_{Rd,FRP}$		
$d_{FRP,G}$	0,1505	[m]	$M_{Rd,FRP}$	152 302	[Nm]

#### LEGENDA

$d_{FRP,G}$ : distanza del FRP dal baricentro della sezione  
 grigio -> compressione

$M_{Rd,FRP}$ : momento resistente del FRP  
 arancio -> trazione

Pertanto, il momento resistente del FRP rispetto al baricentro (G) del muro vale:

$$M_{Rd,FRP} = A_{FRP} \cdot \sigma_{FRP} \cdot d_{FRP,G} = 0,0040\text{ m}^2 \cdot 252993602\text{ N/m}^2 \cdot 0,1505\text{ m} = \mathbf{152\,302\text{ Nm}}.$$

▪ **Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP} = M_{1d}$ )**

Quindi:

$$M_{Rd,FP} = M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRP} = 60753 + 152302 = \mathbf{213\ 055\ Nm.}$$

**N.B. 4.2**

Tale valore di capacità viene diviso per il coefficiente parziale di modello a flessione di cui al § 2.4.2 della CNR-DT 200/2009 - Tabella 2-2, che in questo caso vale 1,00.

**- Momento Resistente Fuori Piano per la verifica ( $M_{R,FP}$ ) -**

Il momento resistente fuori piano ( $M_{R,FP}$ ) utilizzato nella verifica è dato da:

$$M_{R,FP} = \max(M_{0d}; M_{1d}) = \max(4129; 213055) = \mathbf{213\ 055\ Nm.}$$

**- Coefficiente di Sicurezza Fuori Piano ( $CS_{FP}$ ) -**

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = M_{R,FP}/M_{Ed} = 213055/15738 = \mathbf{13,54.}$$

**- Confronto -**

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>13,54</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	<b>4.129</b>
<b>M<sub>1d</sub></b>	<b>213.055</b>
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>213.055</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>13,59</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	<b>4.157</b>
<b>M<sub>1d</sub></b>	<b>213.881</b>
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>213.881</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

EdiLus

**Verifica a Pressoflessione Nel Piano (PFNP)**

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-21.529
<b>M<sub>NP</sub></b>	-117.722
<b>M<sub>FP</sub></b>	12.106
<b>T<sub>NP</sub></b>	-77.756

Risultati EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	13,31
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-153.039
<b>M<sub>0d</sub></b>	55.054
<b>M<sub>1d</sub></b>	2.036.456
<b>M<sub>R</sub></b>	2.036.456
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Risultati EdiLus della **verifica a Pressoflessione Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nel caso precedente (Fuori Piano) continuano a valere anche nel presente caso (Nel Piano). Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	<b>N<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>V<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>M<sub>Ed</sub></b> [Nm]	<b>M<sub>Rd</sub></b> [Nm]	<b>CS</b>
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	27988	101083	153039	2036453	13,31
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	21529	77756	117722	2043019	17,35

**N.B. 4.3**

Il peso del muro sulla sezione di **mezzeria** è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,30 + 2 \cdot 18200 \cdot 4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,001 = 21600 + 218 = 21818\ N.$$

Il taglio in mezzeria vale:

$$T_2 = V_{Ed} = 20000 \cdot 4,00 = 80\,000 \text{ N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 20000 \cdot 4,00 \cdot 3,00/2 = 120\,000 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di  $N_{Ed}$  (sforzo normale di progetto),  $V_{Ed}$  (taglio di progetto) ed  $M_{Ed}$  (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )
$N_{Ed}$ [N]	$21529 \cdot 1,30 = 27\,988$	$21529 \cdot 1,00 = 21\,529$	$21818 \cdot 1,30 = 28\,363$	$21818 \cdot 1,00 = 21\,818$
$V_{Ed}$ [N]	$77756 \cdot 1,30 = 101\,083$	$77756 \cdot 1,00 = 77\,756$	$80000 \cdot 1,30 = 104\,000$	$80000 \cdot 1,00 = 80\,000$
$M_{Ed}$ [Nm]	$117722 \cdot 1,30 = 153\,039$	$117722 \cdot 1,00 = 117\,722$	$120000 \cdot 1,30 = 156\,000$	$120000 \cdot 1,00 = 120\,000$

Come si vede la **1ª combinazione** di carico è quella più sfavorevole; i dettagli di calcolo seguenti si riferiscono ad essa.

### - Momento resistente Nel Piano del muro NON rinforzato ( $M_{od}$ ) -

Tale contributo si ottiene dalla seguente relazione (f. 7.8.2 NTC18):

$$M_{od} = M_{R,NP} = L^2 \cdot t_m \cdot \frac{\sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right);$$

dove:

$$\begin{aligned} L &= 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm}; \\ t_m &= 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}; \\ \sigma_0 &= N_{Ed}/A = 27988 \text{ N}/1200000 \text{ mm}^2 = 0,0233233 \text{ N/mm}^2; \\ N_{Ed} &= 27988 \text{ N (sforzo normale associato a } M_{Ed,NP} = 153039 \text{ Nm);} \\ A &= A_m = L \cdot t_m = 4000 \cdot 300 = 1\,200\,000 \text{ mm}^2; \\ f_d &= f_{cd} = f_{ck}/(FC \cdot \gamma_{mu}) = f_{cm}(k)/(FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00/(1,20 \cdot 2,5) = 1,667 \text{ N/mm}^2; \\ f_{ck} &= 5,00 \text{ N/mm}^2; \\ FC &= 1,20; \\ \gamma_{mu} &= 2,50. \end{aligned}$$

Quindi:

$$M_{od} = 4000^2 \cdot 300 \cdot \frac{0,0233233}{2} \cdot \left(1 - \frac{0,0233233}{0,85 \cdot 1,667}\right) = 55\,054\,437 \text{ Nmm} = \mathbf{55\,054 \text{ Nm.}}$$

### - Momento Resistente Nel Piano del muro rinforzato ( $M_{Rd,NP} \equiv M_{1d}$ ) -

Il valore del Momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd,NP}$ ) viene calcolato come su una sezione omogenea in "c.a.", con l'armatura ( $A_{FRP}$ ) presente solo al lembo teso, che presenta le seguenti caratteristiche (Figura 4.8):

- Base (B) = spessore muro ( $t_m$ ) = 0,30 m.
- Altezza (H) = Lunghezza muro (L) = 4,00 m.
- Armatura:
  - il rinforzo in FRP distribuito sul singolo lato è caratterizzato da un'area Area ( $A_{FRP}$ ) pari a  $0,001\text{m} \cdot 4,00\text{m} = 0,004 \text{ m}^2$ .
  - il rinforzo in FRP è un sistema continuo che viene "discretizzato" come una serie di "fili" elementari posti a 2,00 cm di distanza. Quindi, nel caso in esame il numero di fili ( $n_{FRP}$ ) è pari a  $L/(2,00 \text{ cm}) = 400/2 = 200$ .
  - l'area del singolo filo ( $A_{FRP,i}$ ) è pari a  $A_{FRP}/n_{FRP} = 0,004\text{m}^2/200 = 0,00002 \text{ m}^2$ .
- Baricentro (G) della sezione nel centro geometrico di essa.

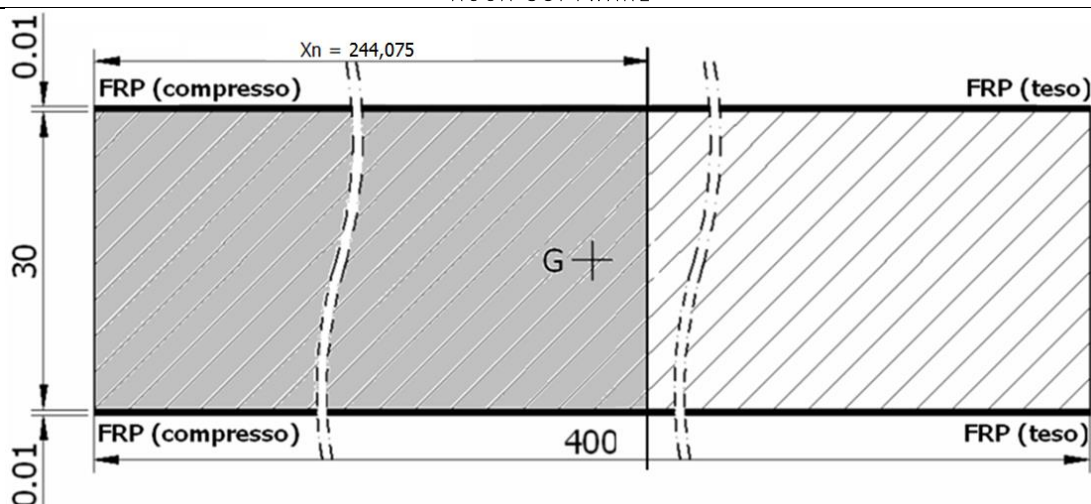


Figura 4.8: posizione asse neutro "Nel Piano"

### ▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di FRP in fase elastica, applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd} - 2 \cdot A_{FRP,i} \cdot \sum_{i=1}^{200} \sigma_{FRP,i} = N_d,$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 27988 \text{ N}$ ), vale:  $X_n = \mathbf{2,44075 \text{ m}}$ .

Il momento resistente ( $M_{Rd,NP}$ ) si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd,NP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRP}.$$

I vari contributi, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere:

### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

Il momento resistente della muratura rispetto al baricentro (G) del muro vale:

$$M_{Rd,MU} = 0,80 \cdot X_n \cdot t_m \cdot f_{cd} \cdot (L/2 - 0,80 \cdot X_n/2) = 0,80 \cdot 2,44075 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1416667 \text{ N/m}^2 \cdot (2,00 \text{ m} - 0,80 \cdot 2,44075 \text{ m}/2) = \mathbf{849\,523 \text{ Nm}}.$$

### ▪ **Momento Resistente FRP ( $M_{Rd,FRP}$ )**

Dei 200 "fili" (per lato) con cui viene "discretizzato" il rinforzo in FRP, risulta:

- **122** sono compressi per cui  $\sigma_{FRP,1} = \dots = \sigma_{FRP,122} = 0 \rightarrow M_{FRP,1} = \dots = M_{FRP,122} = 0$ .
- **78** sono TESI per cui  $\sigma_{FRP,123}, \dots, \sigma_{FRP,200} \neq 0 \rightarrow M_{FRP,123}, \dots, M_{FRP,200} \neq 0$ .

Tab. 4.4: deformazioni e tensioni nel FRP (teso)

$\epsilon_{FRP,i}$			$\sigma_{FRP,i}$		
$\epsilon_{FRP,1} = \dots = \epsilon_{FRP,122}$	0,0	[--]	$\sigma_{FRP,1} = \dots = \sigma_{FRP,122}$	0	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,123}$	0,00001	[--]	$\sigma_{FRP,123}$	3 050 132	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,124}$	0,00004	[--]	$\sigma_{FRP,124}$	9.646 459	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,125}$	0,00007	[--]	$\sigma_{FRP,125}$	16 242 787	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,126}$	0,00010	[--]	$\sigma_{FRP,126}$	22 839 115	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,127}$	0,00013	[--]	$\sigma_{FRP,127}$	29 435 442	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,128}$	0,00016	[--]	$\sigma_{FRP,128}$	36 031 770	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,129}$	0,00019	[--]	$\sigma_{FRP,129}$	42 628 097	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,130}$	0,00021	[--]	$\sigma_{FRP,130}$	49 224 425	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,131}$	0,00024	[--]	$\sigma_{FRP,131}$	55 820 753	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,132}$	0,00027	[--]	$\sigma_{FRP,132}$	62 417 080	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,133}$	0,00030	[--]	$\sigma_{FRP,133}$	69 013 408	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,134}$	0,00033	[--]	$\sigma_{FRP,134}$	75 609 735	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,135}$	0,00036	[--]	$\sigma_{FRP,135}$	82 206 063	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,136}$	0,00039	[--]	$\sigma_{FRP,136}$	88 802 391	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,137}$	0,00041	[--]	$\sigma_{FRP,137}$	95 398 718	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,138}$	0,00044	[--]	$\sigma_{FRP,138}$	101 995 046	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,139}$	0,00047	[--]	$\sigma_{FRP,139}$	108 591 373	[N/m <sup>2</sup> ]

$\epsilon_{FRP,140}$	0,00050	[--]	$\sigma_{FRP,140}$	115 187 701	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,141}$	0,00053	[--]	$\sigma_{FRP,141}$	121 784 029	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,142}$	0,00056	[--]	$\sigma_{FRP,142}$	128 380 356	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,143}$	0,00059	[--]	$\sigma_{FRP,143}$	134 976 684	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,144}$	0,00062	[--]	$\sigma_{FRP,144}$	141 573 011	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,145}$	0,00064	[--]	$\sigma_{FRP,145}$	148 169 339	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,146}$	0,00067	[--]	$\sigma_{FRP,146}$	154 765 667	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,147}$	0,00070	[--]	$\sigma_{FRP,147}$	161 361 994	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,148}$	0,00073	[--]	$\sigma_{FRP,148}$	167 958 322	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,149}$	0,00076	[--]	$\sigma_{FRP,149}$	174 554 649	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,150}$	0,00079	[--]	$\sigma_{FRP,150}$	181 150 977	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,151}$	0,00082	[--]	$\sigma_{FRP,151}$	187 747 305	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,152}$	0,00084	[--]	$\sigma_{FRP,152}$	194 343 632	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,153}$	0,00087	[--]	$\sigma_{FRP,153}$	200 939 960	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,154}$	0,00090	[--]	$\sigma_{FRP,154}$	207 536 287	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,155}$	0,00093	[--]	$\sigma_{FRP,155}$	214 132 615	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,156}$	0,00096	[--]	$\sigma_{FRP,156}$	220 728 943	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,157}$	0,00099	[--]	$\sigma_{FRP,157}$	227 325 270	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,158}$	0,00102	[--]	$\sigma_{FRP,158}$	233 921 598	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,159}$	0,00105	[--]	$\sigma_{FRP,159}$	240 517 926	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,160}$	0,00107	[--]	$\sigma_{FRP,160}$	247 114 253	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,161}$	0,00110	[--]	$\sigma_{FRP,161}$	253 710 581	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,162}$	0,00113	[--]	$\sigma_{FRP,162}$	260 306 908	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,163}$	0,00116	[--]	$\sigma_{FRP,163}$	266 903 236	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,164}$	0,00119	[--]	$\sigma_{FRP,164}$	273 499 564	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,165}$	0,00122	[--]	$\sigma_{FRP,165}$	280 095 891	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,166}$	0,00125	[--]	$\sigma_{FRP,166}$	286 692 219	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,167}$	0,00128	[--]	$\sigma_{FRP,167}$	293 288 546	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,168}$	0,00130	[--]	$\sigma_{FRP,168}$	299 884 874	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,169}$	0,00133	[--]	$\sigma_{FRP,169}$	306 481 202	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,170}$	0,00136	[--]	$\sigma_{FRP,170}$	313 077 529	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,171}$	0,00139	[--]	$\sigma_{FRP,171}$	319 673 857	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,172}$	0,00142	[--]	$\sigma_{FRP,172}$	326 270 184	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,173}$	0,00145	[--]	$\sigma_{FRP,173}$	332 866 512	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,174}$	0,00148	[--]	$\sigma_{FRP,174}$	339 462 840	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,175}$	0,00150	[--]	$\sigma_{FRP,175}$	346 059 167	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,176}$	0,00153	[--]	$\sigma_{FRP,176}$	352 655 495	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,177}$	0,00156	[--]	$\sigma_{FRP,177}$	359 251 822	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,178}$	0,00159	[--]	$\sigma_{FRP,178}$	365 848 150	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,179}$	0,00162	[--]	$\sigma_{FRP,179}$	372 444 478	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,180}$	0,00165	[--]	$\sigma_{FRP,180}$	379 040 805	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,181}$	0,00168	[--]	$\sigma_{FRP,181}$	385 637 133	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,182}$	0,00171	[--]	$\sigma_{FRP,182}$	392 233 460	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,183}$	0,00173	[--]	$\sigma_{FRP,183}$	398 829 788	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,184}$	0,00176	[--]	$\sigma_{FRP,184}$	405 426 116	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,185}$	0,00179	[--]	$\sigma_{FRP,185}$	412 022 443	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,186}$	0,00182	[--]	$\sigma_{FRP,186}$	418 618 771	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,187}$	0,00185	[--]	$\sigma_{FRP,187}$	425 215 098	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,188}$	0,00188	[--]	$\sigma_{FRP,188}$	431 811 426	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,189}$	0,00191	[--]	$\sigma_{FRP,189}$	438 407 754	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,190}$	0,00193	[--]	$\sigma_{FRP,190}$	445 004 081	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,191}$	0,00196	[--]	$\sigma_{FRP,191}$	451 600 409	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,192}$	0,00199	[--]	$\sigma_{FRP,192}$	458 196 737	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,193}$	0,00202	[--]	$\sigma_{FRP,193}$	464 793 064	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,194}$	0,00205	[--]	$\sigma_{FRP,194}$	471 389 392	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,195}$	0,00208	[--]	$\sigma_{FRP,195}$	477 985 719	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,196}$	0,00211	[--]	$\sigma_{FRP,196}$	484 582 047	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,197}$	0,00214	[--]	$\sigma_{FRP,197}$	491 178 375	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,198}$	0,00216	[--]	$\sigma_{FRP,198}$	497 774 702	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,199}$	0,00219	[--]	$\sigma_{FRP,199}$	504 371 030	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRP,200}$	0,00222	[--]	$\sigma_{FRP,200}$	510 967 357	[N/m <sup>2</sup> ]

#### LEGENDA

$\epsilon_{FRP,i}$ : deformazione dell'i-esimo filo di FRP  
grigio -> compressione

$\sigma_{FRP,i}$ : tensione nell'i-esimo filo di FRP  
arancio -> trazione

Tab. 4.5: distanza dal baricentro e momenti resistenti del FRP

$d_{FRP,G,i}$			$M_{FRP,i}$		
$d_{FRP,G,1} = \dots = d_{FRP,G,122}$	--	[m]	$M_{FRP,1} = \dots = M_{FRP,122}$	0	[Nm]
$d_{FRP,G,123}$	0,450	[m]	$M_{FRP,123}$	-55	[Nm]
$d_{FRP,G,124}$	0,470	[m]	$M_{FRP,124}$	-181	[Nm]
$d_{FRP,G,125}$	0,490	[m]	$M_{FRP,125}$	-318	[Nm]
$d_{FRP,G,126}$	0,510	[m]	$M_{FRP,126}$	-466	[Nm]
$d_{FRP,G,127}$	0,530	[m]	$M_{FRP,127}$	-624	[Nm]
$d_{FRP,G,128}$	0,550	[m]	$M_{FRP,128}$	-793	[Nm]
$d_{FRP,G,129}$	0,570	[m]	$M_{FRP,129}$	-972	[Nm]
$d_{FRP,G,130}$	0,590	[m]	$M_{FRP,130}$	-1 162	[Nm]
$d_{FRP,G,131}$	0,610	[m]	$M_{FRP,131}$	-1 362	[Nm]
$d_{FRP,G,132}$	0,630	[m]	$M_{FRP,132}$	-1 573	[Nm]
$d_{FRP,G,133}$	0,650	[m]	$M_{FRP,133}$	-1 794	[Nm]
$d_{FRP,G,134}$	0,670	[m]	$M_{FRP,134}$	-2 026	[Nm]
$d_{FRP,G,135}$	0,690	[m]	$M_{FRP,135}$	-2 269	[Nm]
$d_{FRP,G,136}$	0,710	[m]	$M_{FRP,136}$	-2 522	[Nm]
$d_{FRP,G,137}$	0,730	[m]	$M_{FRP,137}$	-2 786	[Nm]
$d_{FRP,G,138}$	0,750	[m]	$M_{FRP,138}$	-3 060	[Nm]
$d_{FRP,G,139}$	0,770	[m]	$M_{FRP,139}$	-3 345	[Nm]
$d_{FRP,G,140}$	0,790	[m]	$M_{FRP,140}$	-3 640	[Nm]
$d_{FRP,G,141}$	0,810	[m]	$M_{FRP,141}$	-3 946	[Nm]
$d_{FRP,G,142}$	0,830	[m]	$M_{FRP,142}$	-4 262	[Nm]
$d_{FRP,G,143}$	0,850	[m]	$M_{FRP,143}$	-4 589	[Nm]
$d_{FRP,G,144}$	0,870	[m]	$M_{FRP,144}$	-4 927	[Nm]
$d_{FRP,G,145}$	0,890	[m]	$M_{FRP,145}$	-5 275	[Nm]
$d_{FRP,G,146}$	0,910	[m]	$M_{FRP,146}$	-5 633	[Nm]
$d_{FRP,G,147}$	0,930	[m]	$M_{FRP,147}$	-6 003	[Nm]
$d_{FRP,G,148}$	0,950	[m]	$M_{FRP,148}$	-6 382	[Nm]
$d_{FRP,G,149}$	0,970	[m]	$M_{FRP,149}$	-6 773	[Nm]
$d_{FRP,G,150}$	0,990	[m]	$M_{FRP,150}$	-7 174	[Nm]
$d_{FRP,G,151}$	1,010	[m]	$M_{FRP,151}$	-7 585	[Nm]
$d_{FRP,G,152}$	1,030	[m]	$M_{FRP,152}$	-8 007	[Nm]
$d_{FRP,G,153}$	1,050	[m]	$M_{FRP,153}$	-8 439	[Nm]
$d_{FRP,G,154}$	1,070	[m]	$M_{FRP,154}$	-8 883	[Nm]
$d_{FRP,G,155}$	1,090	[m]	$M_{FRP,155}$	-9 336	[Nm]
$d_{FRP,G,156}$	1,110	[m]	$M_{FRP,156}$	-9 800	[Nm]
$d_{FRP,G,157}$	1,130	[m]	$M_{FRP,157}$	-10 275	[Nm]
$d_{FRP,G,158}$	1,150	[m]	$M_{FRP,158}$	-10 760	[Nm]
$d_{FRP,G,159}$	1,170	[m]	$M_{FRP,159}$	-11 256	[Nm]
$d_{FRP,G,160}$	1,190	[m]	$M_{FRP,160}$	-11 763	[Nm]
$d_{FRP,G,161}$	1,210	[m]	$M_{FRP,161}$	-12 280	[Nm]
$d_{FRP,G,162}$	1,230	[m]	$M_{FRP,162}$	-12 807	[Nm]
$d_{FRP,G,163}$	1,250	[m]	$M_{FRP,163}$	-13 345	[Nm]
$d_{FRP,G,164}$	1,270	[m]	$M_{FRP,164}$	-13 894	[Nm]
$d_{FRP,G,165}$	1,290	[m]	$M_{FRP,165}$	-14 453	[Nm]
$d_{FRP,G,166}$	1,310	[m]	$M_{FRP,166}$	-15 023	[Nm]
$d_{FRP,G,167}$	1,330	[m]	$M_{FRP,167}$	-15 603	[Nm]
$d_{FRP,G,168}$	1,350	[m]	$M_{FRP,168}$	-16 194	[Nm]
$d_{FRP,G,169}$	1,370	[m]	$M_{FRP,169}$	-16 795	[Nm]
$d_{FRP,G,170}$	1,390	[m]	$M_{FRP,170}$	-17 407	[Nm]
$d_{FRP,G,171}$	1,410	[m]	$M_{FRP,171}$	-18 030	[Nm]
$d_{FRP,G,172}$	1,430	[m]	$M_{FRP,172}$	-18 663	[Nm]
$d_{FRP,G,173}$	1,450	[m]	$M_{FRP,173}$	-19 306	[Nm]
$d_{FRP,G,174}$	1,470	[m]	$M_{FRP,174}$	-19 960	[Nm]
$d_{FRP,G,175}$	1,490	[m]	$M_{FRP,175}$	-20 625	[Nm]
$d_{FRP,G,176}$	1,510	[m]	$M_{FRP,176}$	-21 300	[Nm]
$d_{FRP,G,177}$	1,530	[m]	$M_{FRP,177}$	-21 986	[Nm]
$d_{FRP,G,178}$	1,550	[m]	$M_{FRP,178}$	-22 683	[Nm]
$d_{FRP,G,179}$	1,570	[m]	$M_{FRP,179}$	-23 390	[Nm]
$d_{FRP,G,180}$	1,590	[m]	$M_{FRP,180}$	-24 107	[Nm]
$d_{FRP,G,181}$	1,610	[m]	$M_{FRP,181}$	-24 835	[Nm]
$d_{FRP,G,182}$	1,630	[m]	$M_{FRP,182}$	-25 574	[Nm]
$d_{FRP,G,183}$	1,650	[m]	$M_{FRP,183}$	-26 323	[Nm]
$d_{FRP,G,184}$	1,670	[m]	$M_{FRP,184}$	-27 082	[Nm]
$d_{FRP,G,185}$	1,690	[m]	$M_{FRP,185}$	-27 853	[Nm]
$d_{FRP,G,186}$	1,710	[m]	$M_{FRP,186}$	-28 634	[Nm]
$d_{FRP,G,187}$	1,730	[m]	$M_{FRP,187}$	-29 425	[Nm]
$d_{FRP,G,188}$	1,750	[m]	$M_{FRP,188}$	-30 227	[Nm]

d <sub>FRP,G,189</sub>	1,770	[m]	M <sub>FRP,189</sub>	-31 039	[Nm]
d <sub>FRP,G,190</sub>	1,790	[m]	M <sub>FRP,190</sub>	-31 862	[Nm]
d <sub>FRP,G,191</sub>	1,810	[m]	M <sub>FRP,191</sub>	-32 696	[Nm]
d <sub>FRP,G,192</sub>	1,830	[m]	M <sub>FRP,192</sub>	-33 540	[Nm]
d <sub>FRP,G,193</sub>	1,850	[m]	M <sub>FRP,193</sub>	-34 395	[Nm]
d <sub>FRP,G,194</sub>	1,870	[m]	M <sub>FRP,194</sub>	-35 260	[Nm]
d <sub>FRP,G,195</sub>	1,890	[m]	M <sub>FRP,195</sub>	-36 136	[Nm]
d <sub>FRP,G,196</sub>	1,910	[m]	M <sub>FRP,196</sub>	-37 022	[Nm]
d <sub>FRP,G,197</sub>	1,930	[m]	M <sub>FRP,197</sub>	-37 919	[Nm]
d <sub>FRP,G,198</sub>	1,950	[m]	M <sub>FRP,198</sub>	-38 826	[Nm]
d <sub>FRP,G,199</sub>	1,970	[m]	M <sub>FRP,199</sub>	-39 744	[Nm]
d <sub>FRP,G,200</sub>	1,990	[m]	M <sub>FRP,200</sub>	-40 673	[Nm]
			<b>M<sub>Rd,FRP</sub></b>	<b>1 186 930</b>	<b>[Nm]</b>

#### LEGENDA

d<sub>FRP,G,i</sub>: distanza dell'i-esimo filo FRP dal baricentro della sezione grigio -> compressione

M<sub>FRP,i</sub>: momenti resistenti dell'i-esimo filo FRP arancio -> trazione

Esplicitando le formule, risulta:

$$M_{Rd,FRP} = 2 \cdot A_{FRP,i} \cdot \sum_{i=123}^{200} (\sigma_{FRP,i} \cdot d_{FRP,G,i}) = \sum_{i=123}^{200} M_{FRP,i} = \mathbf{1\ 186\ 930\ Nm.}$$

#### ▪ **Momento Resistente Nel Piano (M<sub>Rd,NP</sub> = M<sub>1d</sub>)**

Pertanto:

$$M_{Rd,NP} = M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRP} = 849523 + 1186930 = \mathbf{2\ 036\ 453\ Nm.}$$

#### **N.B. 4.4**

Tale valore di capacità viene diviso per il coefficiente parziale di modello a flessione di cui al § 2.4.2 della CNR-DT 200/2009 - Tabella 2-2, che in questo caso vale 1,00.

#### - **Momento Resistente Nel Piano per la verifica (M<sub>R,NP</sub>) -**

Il momento resistente fuori piano (M<sub>R,FP</sub>) utilizzato nella verifica è dato da:

$$M_{R,NP} = \max(M_{0d}; M_{1d}) = \max(55054; 2036453) = \mathbf{2\ 036\ 453\ Nm.}$$

#### - **Coefficiente di Sicurezza Nel Piano (CS<sub>NP</sub>) -**

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_{R,NP}/M_{Ed} = 2036453/153039 = \mathbf{13,31.}$$

#### - **Confronto -**

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria		Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr	Met	Mr
<b>CS</b>	<b>13,31</b>	<b>CS</b>	<b>13,31</b>
N <sub>Ed</sub>	27.988	N <sub>Ed</sub>	27.988
V <sub>Ed</sub>	-101.083	V <sub>Ed</sub>	-101.083
M <sub>Ed</sub>	-153.039	M <sub>Ed</sub>	-153.039
M <sub>0d</sub>	<b>55.054</b>	M <sub>0d</sub>	<b>55.054</b>
M <sub>1d</sub>	<b>2.036.453</b>	M <sub>1d</sub>	<b>2.036.456</b>
M <sub>R</sub>	<b>2.036.453</b>	M <sub>R</sub>	<b>2.036.456</b>
N <sub>R</sub>	-	N <sub>R</sub>	-

Manuale

EdiLus

## Verifica a Taglio Nel Piano (TNP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Taglio Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-21.529
<b>M<sub>NP</sub></b>	-117.722
<b>M<sub>FP</sub></b>	12.106
<b>T<sub>NP</sub></b>	-77.756

Risultati di EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	4,78
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-153.039
<b>V<sub>t,c</sub></b>	483.000
<b>V<sub>t,M</sub></b>	96.941
<b>V<sub>t,S</sub></b>	10.040.545
<b>V<sub>t,t</sub></b>	10.137.486

Risultati di EdiLus della **Verifica a Taglio Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nei casi precedenti (Fuori Piano e Nel Piano) continuano a valere anche nel presente caso, quindi (*N.B. 4.3*):

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	V <sub>t,c</sub> [N]	V <sub>t,M</sub> [N]	V <sub>t,S</sub> [N]	V <sub>t,t</sub> [N]	V <sub>Rd</sub> [N]	CS
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	27988	101083	153039	483000	96941	10040545	10137486	483000	4,78
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	21529	77756	117722	483000	96243	10040545	10136788	483000	6,21

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

La verifica per taglio è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_t; V_{t,c}) = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,c});$$

in cui:

- $V_{Ed}$  è il taglio sollecitante;
- $V_{Rd}$  è il taglio resistente della parete rinforzata;
- $V_{t,M}$  è il taglio resistente della muratura;
- $V_{t,S}$  è il taglio resistente dell'armatura;
- $V_{t,c}$  è il taglio resistente limite della sola muratura.

Di seguito si riporta il calcolo dei vari contributi che portano alla determinazione di  $V_{Rd}$ .

### - Resistenza a Taglio ( $V_t = V_{t,t}$ ) -

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,S}.$$

### -- Calcolo contributo Muratura ( $V_{t,M}$ ) --

Il contributo a taglio della muratura ( $V_{t,M}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd},$$

dove:

- d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;
- t = spessore della parete "muraria";
- $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$ : resistenza di progetto a taglio.

Nel caso in esame:

#### ▪ **distanza dal lembo compresso (d)**

Tale distanza è data da:

$$d = \frac{\sum (d_{s,i,tese} \cdot A_{s,i,tese})}{\sum A_{s,i,tese}} = \frac{10046,40}{31,200} = 322 \text{ cm} = \mathbf{3,220 \text{ m.}}$$

dove:

$d_{s,i,tese}$  = distanza dal lembo compresso del FRP verticale TESO;

$A_{s,i,tese}$  = area del FRP verticale TESO.

Nella Tab. 4.6 si riportano i parametri utili per il calcolo:

Tab. 4.6: valori per il calcolo di "d" - **parte 1**

Si	$d_{s,i}$ [cm]	$A_{s,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$J = d_{s,i} \cdot A_{s,i}$ [cm <sup>3</sup> ]
S1 = ... = S122	--	--	--
S123	245,00	0,400	98,00
S124	247,00	0,400	98,80
S125	249,00	0,400	99,60
S126	251,00	0,400	100,40
S127	253,00	0,400	101,20
S128	255,00	0,400	102,00
S129	257,00	0,400	102,80
S130	259,00	0,400	103,60
S131	261,00	0,400	104,40
S132	263,00	0,400	105,20
S133	265,00	0,400	106,00
S134	267,00	0,400	106,80
S135	269,00	0,400	107,60
S136	271,00	0,400	108,40
S137	273,00	0,400	109,20
S138	275,00	0,400	110,00
S139	277,00	0,400	110,80
S140	279,00	0,400	111,60
S141	281,00	0,400	112,40
S142	283,00	0,400	113,20
S143	285,00	0,400	114,00
S144	287,00	0,400	114,80
S145	289,00	0,400	115,60
S146	291,00	0,400	116,40
S147	293,00	0,400	117,20
S148	295,00	0,400	118,00
S149	297,00	0,400	118,80
S150	299,00	0,400	119,60
S151	301,00	0,400	120,40
S152	303,00	0,400	121,20
S153	305,00	0,400	122,00
S154	307,00	0,400	122,80
S155	309,00	0,400	123,60
S156	311,00	0,400	124,40
S157	313,00	0,400	125,20
S158	315,00	0,400	126,00
S159	317,00	0,400	126,80
S160	319,00	0,400	127,60
S161	321,00	0,400	128,40
S162	323,00	0,400	129,20

Tab. 4.6: valori per il calcolo di "d" - **parte 2**

Si	$d_{s,i}$ [cm]	$A_{s,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$J = d_{s,i} \cdot A_{s,i}$ [cm <sup>3</sup> ]
S163	325,00	0,400	130,00
S164	327,00	0,400	130,80
S165	329,00	0,400	131,60
S166	331,00	0,400	132,40
S167	333,00	0,400	133,20
S168	335,00	0,400	134,00
S169	337,00	0,400	134,80
S170	339,00	0,400	135,60
S171	341,00	0,400	136,40
S172	343,00	0,400	137,20
S173	345,00	0,400	138,00
S174	347,00	0,400	138,80
S175	349,00	0,400	139,60
S176	351,00	0,400	140,40
S177	353,00	0,400	141,20
S178	355,00	0,400	142,00
S179	357,00	0,400	142,80
S180	359,00	0,400	143,60
S181	361,00	0,400	144,40
S182	363,00	0,400	145,20
S183	365,00	0,400	146,00
S184	367,00	0,400	146,80
S185	369,00	0,400	147,60
S186	371,00	0,400	148,40
S187	373,00	0,400	149,20
S188	375,00	0,400	150,00
S189	377,00	0,400	150,80
S190	379,00	0,400	151,60
S191	381,00	0,400	152,40
S192	383,00	0,400	153,20
S193	385,00	0,400	154,00
S194	387,00	0,400	154,80
S195	389,00	0,400	155,60
S196	391,00	0,400	156,40
S197	393,00	0,400	157,20
S198	395,00	0,400	158,00
S199	397,00	0,400	158,80
S200	399,00	0,400	159,60
		31,200	10046,40

#### LEGENDA

Si: i-esima fibra di FRP (verticale)

$d_{s,i}$ : distanza dal lembo compresso dell'i-esima fibra (verticale)

$A_{s,i}$ : area dell'i-esima fibra (verticale)

J: momento statico dell'i-esima fibra (verticale)

Grigio -> armature compresse

Arancio -> armature tese

#### ▪ **spessore della parete "muraria" (t)**

$$t = t_m + 2 \cdot t_{FRP} = 0,30m + 2 \cdot 0,001m = 0,302 m = \mathbf{30,20 cm}.$$

#### ▪ **resistenza di progetto a taglio della parete "muraria" ( $f_{vd}$ )**

Tale valore è pari a:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_M} = \frac{0,290 + 0,4 \cdot 0,023323}{2,5} = \frac{0,2991}{2,5} = \mathbf{0,1196 N/mm^2}.$$

dove:

$f_{vko}$ : resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale della parete "muraria", pari a:

$$f_{vko} = (f_{ctk}/FC) \cdot [A_M / (A_M + A_{FRP})] = (0,350/1,20) \cdot [1200000 / (1200000 + 8000)] = \mathbf{0,290 N/mm^2}.$$

con:

$f_{ctk} = \tau_0$  = resistenza caratteristica a taglio media senza compressione per murature regolari = 0,350 N/mm<sup>2</sup>.

$A_M$  = area della sola muratura =  $t_m \cdot L = 300 \cdot 4000 = 1\,200\,000$  mm<sup>2</sup>.

$A_{FRP}$  = area del solo FRP =  $2 \cdot t_{FRP} \cdot L = 2 \cdot 1 \cdot 4000 = 8\,000$  mm<sup>2</sup>.

$\sigma_n = N_{Ed}/A_M =$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica =  
= **0,023323 N/mm<sup>2</sup>**;

$N_{Ed} =$  sforzo normale sulla sezione di verifica dovuto ai carichi verticali agenti = 27988 N.

Pertanto, il **contributo a taglio della muratura** ( $V_{t,M}$ ) è dato da:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} = \mathbf{115\ 491\ N}.$$

Tab. 4.7: calcolo  $V_{t,M}$

d [mm]	t [mm]	$f_{vd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,M}$ [N]
3220	302	0,1196	<b>116 329</b>

Dividendo per il coefficiente di modello ( $\gamma_{Rd}$  - CNR-DT 200/2009 § 2.4.2 - Tabella 2-2), si ottiene il valore riportato in Edilus:

$$V_{t,M}(EDL) = V_{t,M}/\gamma_{Rd} = 116329/1,2 = \mathbf{96\ 941\ N}.$$

### -- Calcolo contributo Armatura ( $V_{t,S}$ ) --

Il contributo a taglio dell'armatura ( $V_{t,S}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,S} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s,$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s, misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio;

$f_{yd}$  = tensione di snervamento di calcolo del rinforzo in FRP;

s = distanza tra i livelli di armatura.

Nel caso in esame:

- **distanza dal lembo compresso (d)**

Come visto in precedenza, tale valore vale: **d = 3,22 m** = 322 cm = 3 220 mm.

- **Area a taglio ( $A_{sw}$ )**

Essendo il rinforzo in FRP da entrambi i lati del muro, tale valore è:

$$A_{sw} = 2 \cdot A_{FRP,i,0} = 2 \cdot 20 = \mathbf{40\ mm^2}.$$

$$A_{FRP,i,0} = \frac{t_{FRP} \cdot H}{n_{FRP,0}} = \left( \frac{0,001 \cdot 3,00}{150} \right) = 0,00002\ m^2 = 20\ mm^2 \text{ (area dell'i-esimo "filo" orizzontale di FRP).}$$

$$n_{FRP,0} = H/2cm = 300cm/2cm = 150 \text{ (numero di "fili" orizzontali di FRP).}$$

- **Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_{yd}$ )**

Risulta:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_f = 3430/1,10 = \mathbf{3118,19\ N/mm^2}.$$

- **distanza tra i lembi di armature (s)**

Tale valore corrisponde al passo della discretizzazione di FRP: **s = 0,02 m** = 2 cm = 20 mm.

Pertanto, il **contributo a taglio dell'armatura** ( $V_{t,S}$ ) è dato da:

$$V_{t,S} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s = \mathbf{12\ 048\ 655\ N}.$$

Tab. 4.8: calcolo  $V_{t,S}$

d [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	$V_{t,S}$ [N]
3220	40	3118,19	20	<b>12 048 655</b>

Dividendo per il coefficiente di modello ( $\gamma_{Rd}$  - CNR-DT 200/2009 § 2.4.2 - Tabella 2-2), si ottiene il valore riportato in Edilus:

$$V_{t,S}(EDL) = V_{t,S}/\gamma_{Rd} = 12048655/1,2 = \mathbf{10\ 040\ 545\ N}.$$

Quindi, la **resistenza a taglio** ( $V_t = V_{t,t}$ ) vale:

$$V_t = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,S} = 96\,941\text{ N} + 10\,040\,545\text{ N} = \mathbf{10\,137\,486\text{ N}}$$

### - Taglio resistente "Limite" della muratura ( $V_{t,c}$ ) -

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d,$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete "muraria";

$f_d$  = resistenza di progetto a compressione della muratura.

Nel caso in esame:

#### ▪ **distanza dal lembo compresso (d)**

Come visto in precedenza, tale valore vale:  $d = \mathbf{3,22\text{ m}} = 322\text{ cm} = 3\,220\text{ mm}$ .

#### ▪ **spessore della parete "muraria" (t)**

$t = t_m = \mathbf{0,30\text{ m}}$  (solo muratura) = 30 cm = 300 mm.

#### ▪ **resistenza di progetto a compressione ( $f_d$ )**

Tale valore è pari a:

$$f_d = f_k / (\gamma_M \cdot FC) = 5,00 / (2,5 \cdot 1,2) = \mathbf{1,67\text{ N/mm}^2}$$

Pertanto, il **taglio "limite"** è pari a:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d = \mathbf{483\,000\text{ N}}$$

Tab. 4.9: calcolo  $V_{t,c}$

d [mm]	t [mm]	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,c}$ [N]
3220	300	1,67	<b>483 000</b>

### - Taglio Resistente ( $V_{Rd}$ ) -

Quindi, il taglio resistente ( $V_{Rd}$ ) della muratura armata è:

$$V_{Rd} = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,c}) = \min(96941 + 10040545; 483000) = \min(10137486; 483000) = \mathbf{483\,000\text{ N}}$$

### - Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{TNP}$ ) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{TNP} = V_{Rd} / V_{Ed} = 483000 / 101083 = \mathbf{4,78}$$

### - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>4,78</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-153.039
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>483.000</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>96.941</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>10.040.545</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>10.137.486</b>

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>4,78</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	27.988
<b>V<sub>Ed</sub></b>	101.083
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-153.039
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>483.000</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>96.941</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>10.040.545</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>10.137.486</b>

EdiLus

## 5 (MU) - Test di Validazione n.05 (Muratura Armata)

Titolo: **Verifiche Muratura Armata.**

I file di EdiLus (MU) sono: **MU\_Validaz\_MU-Arm.EDL.**

### Dati muro

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per un pannello murario (*Figura 5.1*) avente le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 3,85 m.
- Spessore (t) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Materiale = "Muratura armata" (*Figura 5.2*).

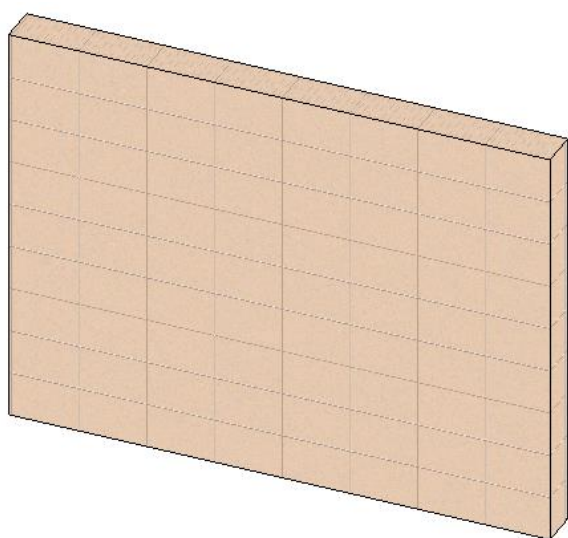
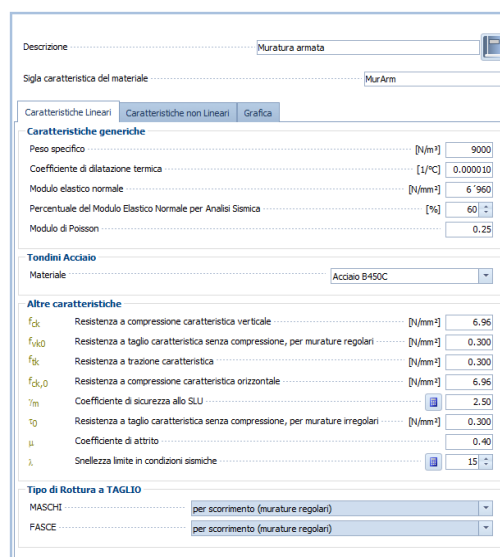


Figura 5.1: vista - Editor 3D



Caratteristiche generiche	
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ] 9000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C] 0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ] 6'960
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%] 60
Modulo di Poisson	0.25

Tondini Acciaio	
Materiale	Acciaio B450C

Altre caratteristiche	
f <sub>ck</sub>	Resistenza a compressione caratteristica verticale [N/mm <sup>2</sup> ] 6.96
f <sub>vk,0</sub>	Resistenza a taglio caratteristica senza compressione, per murature regolari [N/mm <sup>2</sup> ] 0.300
f <sub>tk</sub>	Resistenza a trazione caratteristica [N/mm <sup>2</sup> ] 0.300
f <sub>ck,0</sub>	Resistenza a compressione caratteristica orizzontale [N/mm <sup>2</sup> ] 6.96
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza allo SLU 2.50
σ <sub>0</sub>	Resistenza a taglio caratteristica senza compressione, per murature irregolari [N/mm <sup>2</sup> ] 0.300
μ	Coefficiente di attrito 0.40
λ	Snellezza limite in condizioni sismiche 15

Tipo di Rottura a TAGLIO	
MASCHI	per scorrimento (murature regolari)
FASCE	per scorrimento (murature regolari)

Figura 5.2: caratteristiche Muratura Armata

Il muro viene sottoposto alle seguenti azioni:

- forza distribuita orizzontale (q<sub>x</sub>) di **2 000 N/m** (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*) applicata in testa al muro ed ortogonale al piano del muro - diretta Lungo X (*Figura 5.3*);
- forza distribuita orizzontale (q<sub>y</sub>) di **2 000 N/m** (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*) applicata in testa al muro e contenuta nel piano del muro - diretta Lungo Y (*Figura 5.3*).

I successivi calcoli/verifiche fanno riferimento alla sezione di *mezzeria* (*Figura 5.4*).

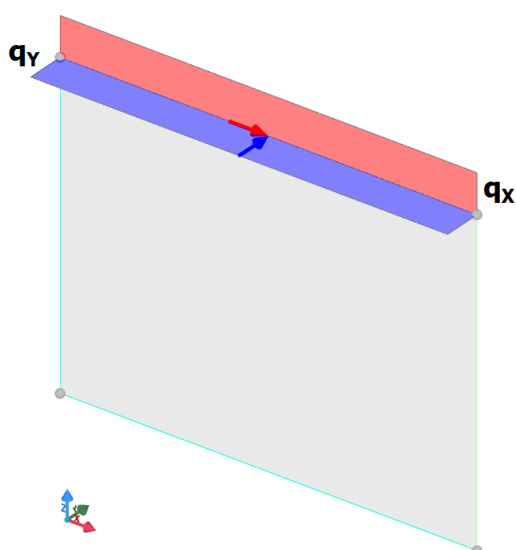


Figura 5.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

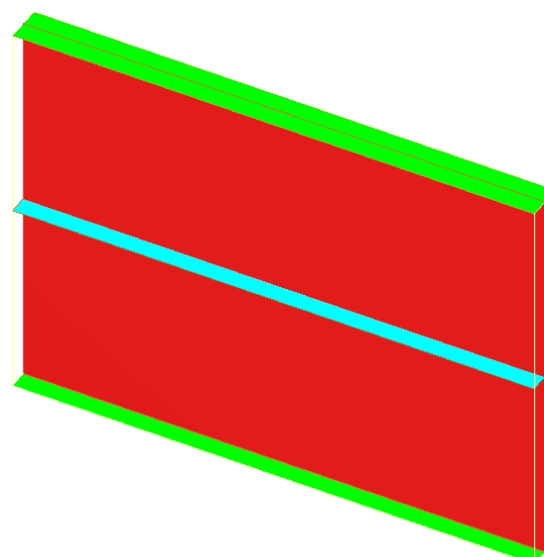


Figura 5.4: vista - "Maschi"

## Dati Armatura

Si sceglie di armare il pannello murario con la seguente armature:

<b>Concentrata</b>																					
<b>Verticale</b>	<b>Orizzontale</b>																				
Diametro = $\phi$ 16; Numero = 2; Passo = 5 cm; Copriferro = 5,0 cm.  Tale armatura viene posizionata agli estremi (iniziale e finale) del muro (armatura <b>A</b> Figura 5.5).	Diametro = $\phi$ 16; Numero = 0; Passo = 5 cm; Copriferro = 5,0 cm.  Tale armatura viene posizionata in testa ed al piede delle fasce per cui non entra in gioco nel calcolo del maschio murario.																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">▼ Concentrata Verticale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diametro dei Tondini [mm]</td> <td>16</td> </tr> <tr> <td>Numero dei Tondini</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Passo dei Tondini [cm]</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Copriferro dei Tondini [cm]</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	▼ Concentrata Verticale		Diametro dei Tondini [mm]	16	Numero dei Tondini	2	Passo dei Tondini [cm]	5	Copriferro dei Tondini [cm]	5.0	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">▼ Concentrata Orizzontale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diametro dei Tondini [mm]</td> <td>16</td> </tr> <tr> <td>Numero dei Tondini</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Passo dei Tondini [cm]</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Copriferro dei Tondini [cm]</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	▼ Concentrata Orizzontale		Diametro dei Tondini [mm]	16	Numero dei Tondini	0	Passo dei Tondini [cm]	5	Copriferro dei Tondini [cm]	5.0
▼ Concentrata Verticale																					
Diametro dei Tondini [mm]	16																				
Numero dei Tondini	2																				
Passo dei Tondini [cm]	5																				
Copriferro dei Tondini [cm]	5.0																				
▼ Concentrata Orizzontale																					
Diametro dei Tondini [mm]	16																				
Numero dei Tondini	0																				
Passo dei Tondini [cm]	5																				
Copriferro dei Tondini [cm]	5.0																				
<b>Diffusa</b>																					
<b>Verticale</b>	<b>Orizzontale</b>																				
Diametro = $\phi$ 8; Passo = 15 cm.  Tale armatura (se presente) viene disposta lungo l'asse del muro ed funzione della lunghezza del blocco (fori presenti nel muro - armatura <b>C</b> Figura 5.5).	Diametro = $\phi$ 8; Numero = 2; Passo = 15 cm.  Tale armatura (se presente) viene disposta lungo l'altezza del muro ed è funzione dell'altezza del blocco (armatura <b>D</b> Figura 5.6).																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">▼ Diffusa Verticale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Presenza dell'armatura</td> <td><input checked="" type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Diametro dei Tondini [mm]</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Passo dei Tondini [cm]</td> <td>15</td> </tr> </tbody> </table>	▼ Diffusa Verticale		Presenza dell'armatura	<input checked="" type="checkbox"/>	Diametro dei Tondini [mm]	8	Passo dei Tondini [cm]	15	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">▼ Diffusa Orizzontale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Presenza dell'armatura</td> <td><input checked="" type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Diametro dei Tondini [mm]</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Numero dei Tondini</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Passo dei Tondini [cm]</td> <td>15</td> </tr> </tbody> </table>	▼ Diffusa Orizzontale		Presenza dell'armatura	<input checked="" type="checkbox"/>	Diametro dei Tondini [mm]	8	Numero dei Tondini	2	Passo dei Tondini [cm]	15		
▼ Diffusa Verticale																					
Presenza dell'armatura	<input checked="" type="checkbox"/>																				
Diametro dei Tondini [mm]	8																				
Passo dei Tondini [cm]	15																				
▼ Diffusa Orizzontale																					
Presenza dell'armatura	<input checked="" type="checkbox"/>																				
Diametro dei Tondini [mm]	8																				
Numero dei Tondini	2																				
Passo dei Tondini [cm]	15																				

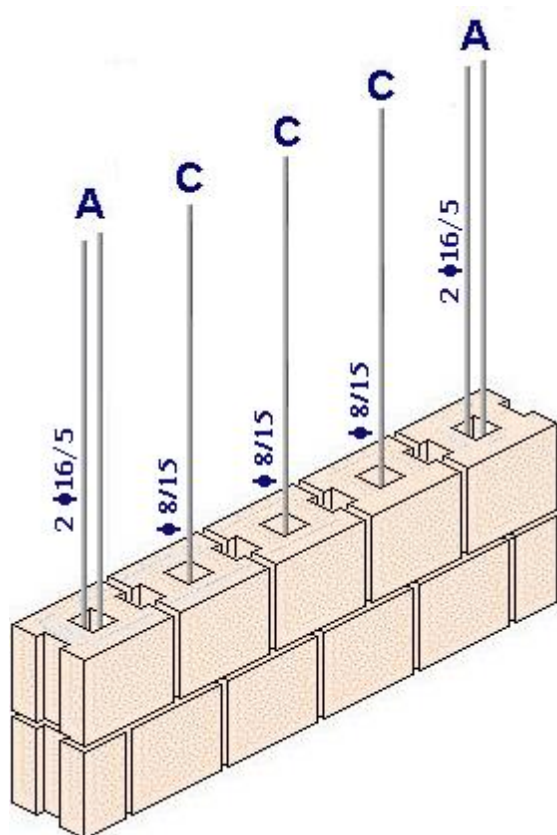


Figura 5.5: armatura (concentrata e diffusa) verticale

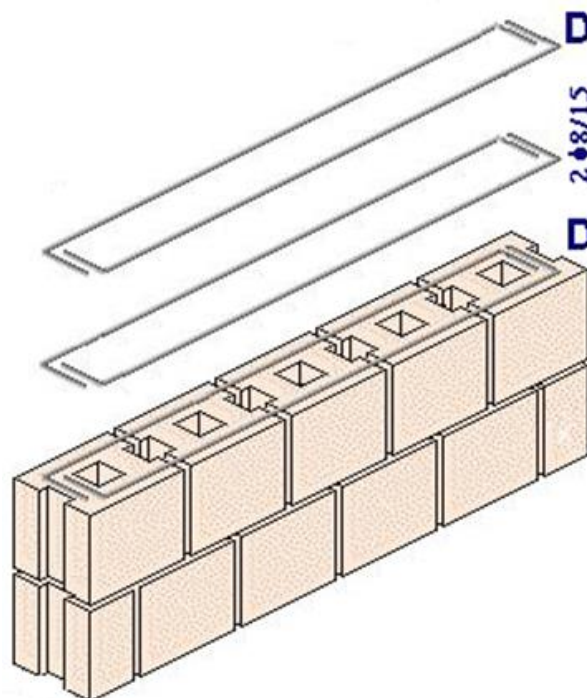


Figura 5.6: armatura (concentrata e diffusa) orizzontale

Viene creata una sezione in cui si considera l'**ESATTA** disposizione delle armature verticali/orizzontali (Figura 5.7).

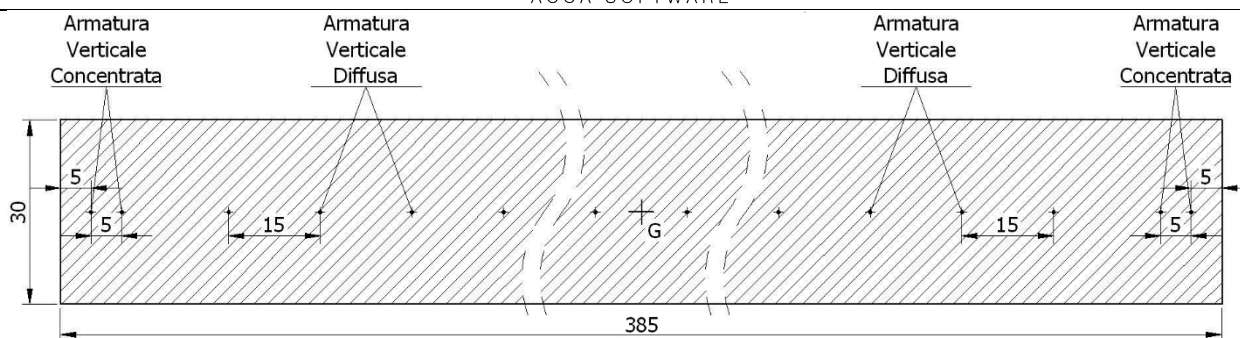


Figura 5.7: sezione resistente

Tale sezione può essere sollecitata **NEL PIANO** e **FUORI PIANO**.

Le verifiche (basate sul calcolo del Momento Resistente Ultimo) vengono effettuate separatamente (Nel Piano e Fuori Piano) per i Momenti di segno positivo e di segno negativo e comunque riportando il coefficiente di sicurezza minimo riscontrato fra tutte.

Il procedimento di calcolo dei momenti resistenti ultimi (nel piano e fuori piano) è molto simile a quello adottato per sezioni costituite da *calcestruzzo armato* soggette a *pressoflessione retta*.

## Resistenze di calcolo

Tab. 5.1: resistenze Muratura e Acciaio

Muratura	Acciaio
$f_{ck} = f_{ck} = 6,96 \text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_{mu} = 2,50$ . <ul style="list-style-type: none"> <li>Resistenza a Pressoflessione</li> </ul> $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_{mu} = 6,96 \text{ N/mm}^2/2,5 = 2,37 \text{ N/mm}^2$ . <ul style="list-style-type: none"> <li>Resistenza a Taglio</li> </ul> $f_{vko} = f_{tk} = 0,30 \text{ N/mm}^2$ .	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_s = 1,15$ ; $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450 \text{ N/mm}^2/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$ .

## Verifica a Pressoflessione Fuori Piano (PFFP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Fuori Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdILus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-15.279
<b>M<sub>NP</sub></b>	-11.516
<b>M<sub>FP</sub></b>	11.558
<b>T<sub>NP</sub></b>	-7.695

Risultati EdILus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>Met</b>	Mr
<b>CS</b>	5,37
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.025
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	80.693
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Risultati EdILus della **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** nella sezione di mezzeria

Il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block" ed è portata in conto la posizione del rinforzo. Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	19863	10004	15025	80693	5,37
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	15279	7695	11558	80613	6,97

### N.B. 5.1

Il peso del muro sulla sezione di mezzeria è pari a:

$$P = 9000 \cdot 3,85 \cdot 1,5 \cdot 0,30 = 15 \text{ 593 N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 3,85 \cdot 3,00 / 2 = 11\,550 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di  $N_{Ed}$  (sforzo normale di progetto),  $V_{Ed}$  (taglio di progetto) ed  $M_{Ed}$  (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )
$N_{Ed}$ [N]	$15279 \cdot 1,30 = 19\,863$	$15279 \cdot 1,00 = 15\,279$	$15593 \cdot 1,30 = 20\,271$	$15593 \cdot 1,00 = 15\,593$
$M_{Ed}$ [Nm]	$11558 \cdot 1,30 = 15\,025$	$11558 \cdot 1,00 = 11\,558$	$11550 \cdot 1,30 = 15\,015$	$11550 \cdot 1,00 = 11\,550$

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

### - Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP}$ ) -

Il valore del Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{u,FP}$ ) viene calcolato come per una sezione omogenea in c.a. (Figura 5.8).

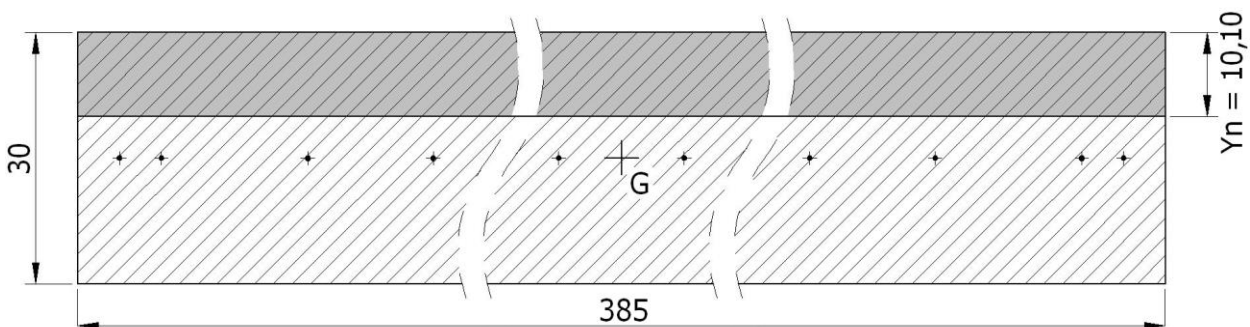


Figura 5.8: posizione asse neutro "Fuori Piano"

Le armature (verticali), distribuite lungo l'asse del muro, sono costituite da:

- armatura concentrata ->  $2 + 2 \phi 16$  ( $A_{s,c} = 804,2 \text{ mm}^2$ );
- armatura diffusa ->  $\phi 8$  passo 15 cm (in totale 24 tondini ->  $A_{s,d} = 1206,4 \text{ mm}^2$ ).

Si adotta il diagramma *stress-block*.

#### ▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di armature in fase elastica, applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd} + A_{s,c} \cdot \sigma_{s,c} - A_{s,d} \cdot \sigma_{s,d} = N_{Ed},$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1<sup>a</sup> combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 19863 \text{ N}$ ), vale:  $Y_n = \mathbf{0,1010 \text{ m}}$ .

Pertanto, tutte le armature risultano tese.

Il momento resistente ( $M_{Rd,FP}$ ) si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd,FP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,c} + M_{Rd,As,d}$$

I contributi al momento, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere:

#### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

$$M_{Rd,MU} = 0,80 \cdot Y_n \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{t}{2} - 0,80 \cdot \frac{Y_n}{2} \right) = 0,80 \cdot 0,1010 \cdot 3,85 \cdot 2366640 \cdot \left( 0,15 - 0,80 \cdot \frac{0,1010}{2} \right) = \mathbf{80\,690 \text{ Nm}}$$

#### ▪ **Momento Resistente Armatura ( $M_{Rd,As,c}$ e $M_{Rd,As,d}$ )**

Poiché TUTTE le armature (Concentrate e Diffuse) sono disposte lungo l'asse del muro (*asse baricentrico*), il loro contributo al momento, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere nulli.

$$M_{Rd,As,c} = M_{Rd,As,d} = \mathbf{0 \text{ Nm}}$$

### ▪ **Momento resistente Fuori Piano ( $M_{Rd,FP}$ )**

Quindi:

$$M_{Rd,FP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,c} + M_{Rd,As,d} = 80690 + 0 + 0 = \mathbf{80\ 690\ Nm.}$$

### - **Coefficiente di Sicurezza Fuori Piano ( $CS_{FP}$ ) -**

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = M_{Rd,FP}/M_{Ed} = 80690/15025 = \mathbf{5,37.}$$

### - **Confronto -**

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>5,37</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.025
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>80.690</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>5,37</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.025
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>80.693</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

EdiLus

### **Verifica a Pressoflessione Nel Piano (PFNP)**

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-15.279
<b>M<sub>NP</sub></b>	-11.516
<b>M<sub>FP</sub></b>	11.558
<b>T<sub>NP</sub></b>	-7.695

Risultati EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	92,37
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	1.382.863
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Risultati EdiLus della **verifica a Pressoflessione Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nel caso precedente (Fuori Piano) continuano a valere anche nel presente caso (Nel Piano). Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	<b>N<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>V<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>M<sub>Ed</sub></b> [Nm]	<b>M<sub>Rd</sub></b> [Nm]	<b>CS</b>
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	19863	10004	14971	1382863	92,37
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	15279	7695	11516	1376699	NS (119,55)

#### **N.B. 5.2**

Il peso del muro sulla sezione di **mezzeria** è pari a:

$$P = 9000 \cdot 3,85 \cdot 1,5 \cdot 0,30 = 15\ 593\ N.$$

Il taglio in mezzeria vale:

$$T_2 = V_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 = 8\ 000\ N.$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 3,85 \cdot 3,00 / 2 = 11\ 550\ Nm.$$

In EdiLus i valori di  $N_{Ed}$  (sforzo normale di progetto),  $V_{Ed}$  (taglio di progetto) ed  $M_{Ed}$  (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	2 ( $\gamma_G = 1,00$ )
$N_{Ed}$ [N]	$15279 \cdot 1,30 = 19\ 863$	$15279 \cdot 1,00 = 15\ 279$	$15593 \cdot 1,30 = 20\ 269$	$15593 \cdot 1,00 = 15\ 593$
$V_{Ed}$ [N]	$7695 \cdot 1,30 = 10\ 004$	$7695 \cdot 1,00 = 7\ 695$	$8000 \cdot 1,30 = 10\ 400$	$8000 \cdot 1,00 = 8\ 000$
$M_{Ed}$ [Nm]	$11516 \cdot 1,30 = 14\ 971$	$11516 \cdot 1,00 = 11\ 516$	$11550 \cdot 1,30 = 15\ 015$	$11550 \cdot 1,00 = 11\ 550$

Come si vede la **1ª combinazione** di carico è quella più sfavorevole; i dettagli di calcolo seguenti si riferiscono ad essa.

### - Momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd,NP}$ ) -

Il valore del momento Resistente ultimo Nel Piano ( $M_{Rd,NP}$ ) viene calcolato come per una sezione omogenea in c.a. (Figura 5.9).

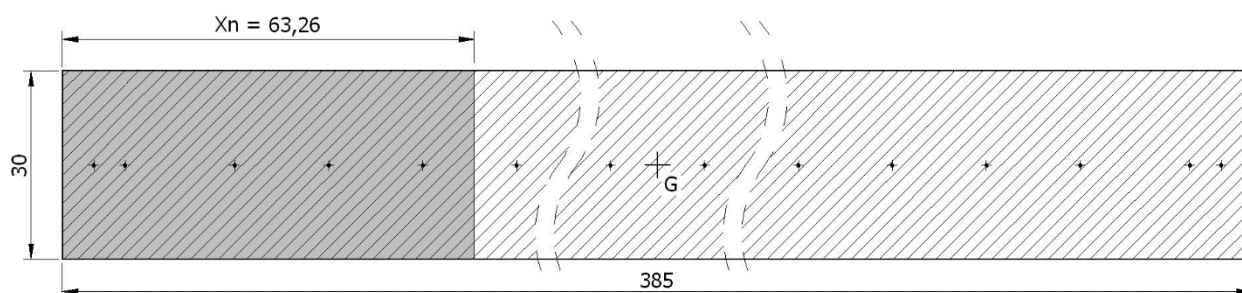


Figura 5.9: posizione asse neutro "Nel Piano"

### ▪ Calcolo asse neutro

Ipotizzando la presenza di armature in fase elastica, considerando la posizione effettiva dei tondini -> applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd} + \sum_{i=1}^k A_{s,sup,i} \cdot \sigma_{s,sup,i} - \sum_{j=1}^n A_{s,inf,j} \cdot \sigma_{s,inf,j} = N_d$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 19863$  N), vale:  $X_n = 0,63264$  m.

Il momento resistente ( $M_{Rd,NP}$ ) si ottiene come somma dei seguenti contributi:

$$M_{Rd,NP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,sup} + M_{Rd,As,inf}$$

I vari contributi, calcolati *rispetto al baricentro (G) del MURO*, risultano essere:

### ▪ Momento Resistente muratura ( $M_{Rd,MU}$ )

$$M_{Rd,MU} = 0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{L}{2} - 0,80 \cdot \frac{X_n}{2} \right) = 0,80 \cdot 0,63264 \cdot 0,30 \cdot 2366640 \cdot \left( \frac{3,85}{2} - 0,80 \cdot \frac{0,63264}{2} \right) = 600\ 735 \text{ Nm.}$$

### ▪ Momento Resistente armatura ( $M_{Rd,As,sup}$ e $M_{Rd,As,inf}$ )

Tab. 5.2: area e modulo elastico normale della armature

$A_{s,i}$		$E_s$			
$A_{s,c,1} = \dots = A_{s,c,4}$	0,0002011	[m <sup>2</sup> ]	$E_s =$	210 000 000 000	[N/m <sup>2</sup> ]
$A_{s,d,1} = \dots = A_{s,d,24}$	0,0000503	[m <sup>2</sup> ]	$E_s =$	210 000 000 000	[N/m <sup>2</sup> ]

#### LEGENDA

$A_{s,c,i}$ : area della singola armatura concentrata;  
 $A_{s,d,i}$ : area delle singola armatura diffusa;  
 $E_s$ : modulo elastico normale.

Grigio -> armature compresse;  
 Arancio -> armature tese.

Tab. 5.3: deformazioni e tensioni nelle armature

$\epsilon_{s,i}$			$\sigma_{s,i}$		
$\epsilon_{s,c,1}$	0,00322	[--]	$\sigma_{s,c,1}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,c,2}$	0,00295	[--]	$\sigma_{s,c,2}$	391 304.348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,1}$	0,00239	[--]	$\sigma_{s,d,1}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,2}$	0,00156	[--]	$\sigma_{s,d,2}$	328 372 887	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,3}$	0,00073	[--]	$\sigma_{s,d,3}$	154 104 124	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,4}$	0,00010	[--]	$\sigma_{s,d,4}$	20 164 639	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,5}$	0,00093	[--]	$\sigma_{s,d,5}$	194.433 401	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,6}$	0,00176	[--]	$\sigma_{s,d,6}$	368.702 164	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,7}$	0,00259	[--]	$\sigma_{s,d,7}$	391.304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,8}$	0,00342	[--]	$\sigma_{s,d,8}$	391.304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,9}$	0,00425	[--]	$\sigma_{s,d,9}$	391.304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,10}$	0,00508	[--]	$\sigma_{s,d,10}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,11}$	0,00590	[--]	$\sigma_{s,d,11}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,12}$	0,00673	[--]	$\sigma_{s,d,12}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,13}$	0,00756	[--]	$\sigma_{s,d,13}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,14}$	0,00839	[--]	$\sigma_{s,d,14}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,15}$	0,00922	[--]	$\sigma_{s,d,15}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,16}$	0,01005	[--]	$\sigma_{s,d,16}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,17}$	0,01088	[--]	$\sigma_{s,d,17}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,18}$	0,01171	[--]	$\sigma_{s,d,18}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,19}$	0,01254	[--]	$\sigma_{s,d,19}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,20}$	0,01337	[--]	$\sigma_{s,d,20}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,21}$	0,01420	[--]	$\sigma_{s,d,21}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,22}$	0,01503	[--]	$\sigma_{s,d,22}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,23}$	0,01586	[--]	$\sigma_{s,d,23}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,d,24}$	0,01669	[--]	$\sigma_{s,d,24}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,c,3}$	0,01725	[--]	$\sigma_{d,c,3}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{s,c,4}$	0,01752	[--]	$\sigma_{d,c,4}$	391 304 348	[N/m <sup>2</sup> ]

## LEGENDA

 $\epsilon_{s,c,i}$ : deformazione delle armature concentrate; $\epsilon_{s,d,i}$ : deformazione delle armature diffuse; $\sigma_{s,c,i}$ : tensione nelle armature concentrate. $\sigma_{s,d,i}$ : tensione nelle armature diffuse;

Grigio -&gt; armature compresse;

Arancio -&gt; armature tese.

Tab. 5.4: distanza dal baricentro e momenti resistenti delle armature

$d_{s,i,G}$			$M_{Rd,As,sup/inf,i}$		
$d_{s,c,1,G}$	-1,875	[m]	$M_{Rd,As,sup,1}$	-147 518	[Nm]
$d_{s,c,2,G}$	-1,825	[m]	$M_{Rd,As,sup,2}$	-143 584	[Nm]
$d_{s,d,1,G}$	-1,725	[m]	$M_{Rd,As,sup,3}$	-33 929	[Nm]
$d_{s,d,2,G}$	-1,575	[m]	$M_{Rd,As,sup,4}$	-25 997	[Nm]
$d_{s,d,3,G}$	-1,425	[m]	$M_{Rd,As,sup,5}$	-11 038	[Nm]
$d_{s,d,4,G}$	-1,275	[m]	$M_{Rd,As,inf,6}$	1 292	[Nm]
$d_{s,d,5,G}$	-1,125	[m]	$M_{Rd,As,inf,7}$	10 995	[Nm]
$d_{s,d,6,G}$	-0,975	[m]	$M_{Rd,As,inf,8}$	18 069	[Nm]
$d_{s,d,7,G}$	-0,825	[m]	$M_{Rd,As,inf,9}$	16 227	[Nm]
$d_{s,d,8,G}$	-0,675	[m]	$M_{Rd,As,inf,10}$	13 277	[Nm]
$d_{s,d,9,G}$	-0,525	[m]	$M_{Rd,As,inf,11}$	10 326	[Nm]
$d_{s,d,10,G}$	-0,375	[m]	$M_{Rd,As,inf,12}$	7 376	[Nm]
$d_{s,d,11,G}$	-0,225	[m]	$M_{Rd,As,inf,13}$	4 426	[Nm]
$d_{s,d,12,G}$	-0,075	[m]	$M_{Rd,As,inf,14}$	1 475	[Nm]
$d_{s,d,13,G}$	0,075	[m]	$M_{Rd,As,inf,15}$	-1 475	[Nm]
$d_{s,d,14,G}$	0,225	[m]	$M_{Rd,As,inf,16}$	-4 426	[Nm]
$d_{s,d,15,G}$	0,375	[m]	$M_{Rd,As,inf,17}$	-7 376	[Nm]
$d_{s,d,16,G}$	0,525	[m]	$M_{Rd,As,inf,18}$	-10 326	[Nm]
$d_{s,d,17,G}$	0,675	[m]	$M_{Rd,As,inf,19}$	-13 277	[Nm]
$d_{s,d,18,G}$	0,825	[m]	$M_{Rd,As,inf,20}$	-16 227	[Nm]
$d_{s,d,19,G}$	0,975	[m]	$M_{Rd,As,inf,21}$	-19 177	[Nm]
$d_{s,d,20,G}$	1,125	[m]	$M_{Rd,As,inf,22}$	-22 128	[Nm]
$d_{s,d,21,G}$	1,275	[m]	$M_{Rd,As,inf,23}$	-25 078	[Nm]
$d_{s,d,22,G}$	1,425	[m]	$M_{Rd,As,inf,24}$	-28 028	[Nm]
$d_{s,d,23,G}$	1,575	[m]	$M_{Rd,As,inf,25}$	-30 979	[Nm]
$d_{s,d,24,G}$	1,725	[m]	$M_{Rd,As,inf,26}$	-33 929	[Nm]
$d_{s,c,3,G}$	1,825	[m]	$M_{Rd,As,inf,27}$	-143 584	[Nm]
$d_{s,c,4,G}$	1,875	[m]	$M_{Rd,As,inf,28}$	-147 518	[Nm]
			<b><math>M_{Rd,As,sup}</math></b>	<b>362 066</b>	<b>[Nm]</b>
			<b><math>M_{Rd,As,inf}</math></b>	<b>420 065</b>	<b>[Nm]</b>

**LEGENDA**

$d_{s,i,G}$ : distanza delle armature da baricentro della sezione  
 $M_{Rd,As,sup,inf,i}$ : momenti resistenti delle singole armature  
 $M_{Rd,As,sup}$ : momento resistente **TOTALE** delle armature compresse

Grigio -> armature compresse  
 Arancio -> armature tese  
 $M_{Rd,As,inf}$ : momento resistente **TOTALE** delle armature tese

Quindi:

$$M_{Rd,As,inf} = \sum_1^5 \sigma_{s,inf,i} d_{s,inf,i,G} = \sum_1^5 M_{Rd,As,inf,i} = \mathbf{362\ 066\ Nm};$$

$$M_{Rd,As,sup} = \sum_6^{28} \sigma_{s,sup,i} d_{s,sup,i,G} = \sum_6^{28} M_{Rd,As,sup,i} = \mathbf{420\ 065\ Nm}.$$

**▪ Momento Resistente Nel Piano ( $M_{Rd,NP}$ )**

Pertanto:

$$M_{Rd,NP} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,As,inf} + M_{Rd,As,sup} = 600\ 735 + 362\ 066 + 420\ 065 = \mathbf{1\ 382\ 866\ Nm}.$$

**- Coefficiente di Sicurezza Nel Piano ( $CS_{NP}$ ) -**

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_{Rd,NP}/M_{Ed} = 1382866/14971 = \mathbf{92,37}.$$

**- Confronto -**

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>92,37</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>1.382.866</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>92,37</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>M<sub>0d</sub></b>	-
<b>M<sub>1d</sub></b>	-
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>1.382.863</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-

EdiLus

**Verifica a Taglio Nel Piano (TNP)**

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Taglio Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-15.279
<b>M<sub>NP</sub></b>	-11.516
<b>M<sub>FP</sub></b>	11.558
<b>T<sub>NP</sub></b>	-7.695

 Risultati EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	50,43
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>V<sub>t,c</sub></b>	651.024
<b>V<sub>t,M</sub></b>	95.683
<b>V<sub>t,S</sub></b>	408.846
<b>V<sub>t,t</sub></b>	504.529

 Risultati EdiLus della **Verifica a Taglio Nel Piano** nella sezione di mezzeria

 Le considerazioni fatte nei casi precedenti (Fuori Piano e Nel Piano) continuano a valere anche nel presente caso, quindi (*N.B.* 5.2):

Combinazione	<b>N<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>V<sub>Ed</sub></b> [N]	<b>M<sub>Ed</sub></b> [Nm]	<b>V<sub>t,c</sub></b> [N]	<b>V<sub>t,M</sub></b> [N]	<b>V<sub>t,S</sub></b> [N]	<b>V<sub>t,t</sub></b> [N]	<b>V<sub>Rd</sub></b> [N]	<b>CS</b>
1 ( $\gamma_G = 1,30$ )	19863	10004	14971	651024	95683	408846	504529	504529	50,43
2 ( $\gamma_G = 1,00$ )	15279	7695	11516	651024	95188	408846	504034	504034	65,50

 I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

La verifica per taglio è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_t; V_{t,c}) = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,c});$$

in cui:

- $V_{Ed}$  è il taglio sollecitante;
- $V_{Rd}$  è il taglio resistente della parete rinforzata;
- $V_{t,M}$  è il taglio resistente della muratura;
- $V_{t,S}$  è il taglio resistente dell'armatura;
- $V_{t,C}$  è il taglio resistente limite della sola muratura.

Di seguito si riporta il calcolo dei vari contributi che portano alla determinazione di  $V_{Rd}$ .

### - Resistenza a Taglio ( $V_t = V_{t,t}$ ) -

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,S}$$

### -- Calcolo contributo Muratura ( $V_{t,M}$ ) --

Il contributo a taglio della muratura ( $V_{t,M}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

- d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;
- t = spessore della parete "muraria";
- $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$ : resistenza di progetto a taglio.

Nel caso in esame:

#### ▪ distanza dal lembo compresso (d)

Tale distanza è data da:

$$d = \frac{\sum (d_{s,i,tese} \cdot A_{s,i,tese})}{\sum A_{s,i,tese}} = \frac{3787,50}{14,58} = 259,83 \text{ cm} = \mathbf{2,5983 \text{ m}}$$

dove:

- $d_{s,i,tese}$ : distanza dal lembo compresso dell'armatura verticale (concentrare e diffuse) TESA;
- $A_{s,i,tese}$  = area dell'armatura verticale (concentrare e diffuse) TESA.

Nella Tab. 5.5 si riportano i parametri utili per il calcolo:

Tab. 5.5: Valori per il calcolo di "d"

TIPO Armatura	$d_{s,i}$ [cm]	$\phi_{s,i}$ [mm]	$A_{s,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$J = d_{s,i} \times A_{s,i}$ [cm <sup>3</sup> ]
C1	--	--	--	--
C2	--	--	--	--
D1	--	--	--	--
D2	--	--	--	--
D3	--	--	--	--
D4	65,00	8	0,503	32,67
D5	80,00	8	0,503	40,21
D6	95,00	8	0,503	47,75
D7	110,00	8	0,503	55,29
D8	125,00	8	0,503	62,83
D9	140,00	8	0,503	70,37
D10	155,00	8	0,503	77,91
D11	170,00	8	0,503	85,45
D12	185,00	8	0,503	92,99
D13	200,00	8	0,503	100,53
D14	215,00	8	0,503	108,07
D15	230,00	8	0,503	115,61
D16	245,00	8	0,503	123,15
D17	260,00	8	0,503	130,69
D18	275,00	8	0,503	138,23
D19	290,00	8	0,503	145,77
D20	305,00	8	0,503	153,31
D21	320,00	8	0,503	160,85
D22	335,00	8	0,503	168,39

D23	350,00	8	0,503	175,93
D24	365,00	8	0,503	183,47
C3	375,00	16	2,011	753,98
C4	380,00	16	2,011	764,04
			14,577	3787,50

#### LEGENDA

TIPO armatura: C = Concentrata; D = Diffusa;

$d_{s,i}$ : distanza dal lembo compresso delle armature verticali (concentrate/diffuse);

$\phi_{s,i}$ : diametro delle armature verticali (concentrate/diffuse);

$A_{s,i}$ : area dell' $i$ -esima armatura (concentrate/diffuse).

J: momento statico delle armature;

Grigio -> armature compresse;

Arancio -> armature tese.

#### ▪ spessore della parete "muraria" (t)

$$t = 0,30 \text{ m} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

#### ▪ resistenza di progetto a taglio della parete "muraria" ( $f_{vd}$ )

Tale valore è pari a:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_{mu}} = \frac{f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_{mu}} = \frac{0,300 + 0,4 \cdot 0,017}{2,5} = \frac{0,307}{2,5} = \mathbf{0,123 \text{ N/mm}^2}$$

dove:

$f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale della parete "muraria", pari a:

$$f_{vko} = \tau_0 = \text{resistenza caratteristica a taglio senza compressione} = \mathbf{0,300 \text{ N/mm}^2}$$

$\sigma_n = N_{Ed}/A_M$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica =  $\mathbf{0,017 \text{ N/mm}^2}$ .

$N_{Ed}$  = sforzo normale sulla sezione di verifica dovuto ai carichi verticali agenti =  $19863 \text{ N}$ ;

$A_M$  = area della parete "muraria" =  $L \cdot t = 3,85 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} = 1,155 \text{ m}^2 = 11550 \text{ cm}^2 = 1155000 \text{ mm}^2$ .

Pertanto, il contributo a taglio della muratura ( $V_{t,M}$ ) è dato da:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} = \mathbf{95 \text{ 683 N}}$$

Tab. 5.6: tabella riassuntiva dei parametri per il calcolo di  $V_{t,M}$

d [mm]	t [mm]	$f_{vd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,M}$ [N]
2598,3	300	0,123	<b>95 683</b>

#### -- Calcolo contributo Armatura ( $V_{t,S}$ ) --

Il contributo a taglio dell'armatura ( $V_{t,S}$ ) è dato dalla seguente relazione:

$$V_{t,S} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s,$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s, misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio;

$f_{yd}$  = tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;

s = distanza tra i livelli di armatura.

Nel caso in esame:

#### ▪ distanza dal lembo compresso (d)

Come visto in precedenza, tale distanza vale:  $d = \mathbf{2,5983 \text{ m}} = 259,83 \text{ cm} = 2 \text{ 598,3 mm}$ .

#### ▪ Area a taglio ( $A_{sw}$ )

Tale valore, relativo all'armatura orizzontale (diffusa), è:

$$A_{sw} = n_{s,D,0} \cdot (\pi \cdot \phi^2 / 4) = 2 \cdot (\pi \cdot 8^2 / 4) = \mathbf{100,53 \text{ mm}^2}$$

dove:

$n_{s,D,0}$  = numero di barre di armature Diffusa Orizzontale;

$\phi$  = diametro dell'armature Diffusa Orizzontale.

▪ **Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_{yd}$ )**

Utilizzando un acciaio B450C risulta:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1,15 = \mathbf{391,30 \text{ N/mm}^2}.$$

▪ **distanza tra i lembi di armature ( $s$ )**

Tale valore corrisponde al passo dell'armatura orizzontale del betoncino:  $s = \mathbf{0,15 \text{ m}} = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$ .

Pertanto, il **contributo a taglio dell'armatura** ( $V_{t,s}$ ) è dato da:

$$V_{t,s} = 0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / s = \mathbf{408 \ 846 \text{ N}}.$$

Tab. 5.7: tabella riassuntiva dei parametri per il calcolo di  $V_{t,s}$

d [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	$V_{t,s}$ [N]
2598,3	100,53	391,30	150	<b>408 846</b>

Quindi, la **resistenza a taglio** ( $V_t$ ) vale:

$$V_t = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,s} = 95 \ 683 \text{ N} + 408 \ 846 \text{ N} = \mathbf{504 \ 529 \text{ N}}.$$

- **Taglio resistente "Limite" della muratura ( $V_{t,c}$ ) -**

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d,$$

dove:

d = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete "muraria";

$f_d$  = resistenza di progetto a compressione della muratura.

Nel caso in esame:

▪ **distanza dal lembo compresso ( $d$ )**

Come visto in precedenza, tale distanza vale:  $d = \mathbf{2,5983 \text{ m}} = 259,83 \text{ cm} = 2 \ 598,3 \text{ mm}$ .

▪ **spessore della parete "muraria" ( $t$ )**

$t = \mathbf{0,30 \text{ m}} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$ .

▪ **resistenza di progetto a compressione della parete "muraria" ( $f_d = F_{media}$ )**

Tale valore è pari a:

$$f_d = F_{media} = f_{cd} = \mathbf{2,784 \text{ N/mm}^2};$$

con:

$$f_{cd} = \text{resistenza a compressione della muratura} = f_{ck}/2,5 = 6,96/2,5 = 2,784 \text{ N/mm}^2.$$

Pertanto, il **taglio "limite"** è pari a:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot d \cdot t \cdot f_d = \mathbf{651 \ 024 \text{ N}}.$$

Tab. 5.8: tabella riassuntiva dei parametri per il calcolo di  $V_{t,c}$

d [mm]	t [mm]	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{t,c}$ [N]
2598,3	300	2,784	<b>651 024</b>

- **Taglio Resistente ( $V_{Rd}$ ) -**

Quindi, il **taglio resistente** ( $T_R$ ) della muratura armata è:

$$V_{Rd} = \min(V_{t,M} + V_{t,s}; V_{t,c}) = \min(95683 + 405546; 651024) = \min(504529; 651024) = \mathbf{504 \ 529 \text{ N}}.$$

### - Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{TNP}$ ) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{TNP} = V_{Rd}/V_{Ed} = 504529/10004 = \mathbf{50,43}$$

### - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>50,43</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>651.024</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>95.683</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>408.846</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>504.529</b>

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>50,43</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	19.863
<b>V<sub>Ed</sub></b>	10.004
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-14.971
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>651.024</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>95.683</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>408.846</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>504.529</b>

EdiLus

## 6 (MU) - Test di Validazione n.06 (Ribaltamento)

Titolo: **Verifica cinematico locale di RIBALTAMENTO.**

I file di EdiLus-MU sono: **MU\_Verifica\_Ribaltamento.EDL**, **MU\_Ribaltamento\_con\_CATENE.EDL** e **MU\_Ribaltamento\_con\_FAR.EDL**.

Il presente test ha lo scopo di esplicitare il criterio di verifica utilizzato dal programma EdiLus per la verifica del cinematico locale di RIBALTAMENTO nei seguenti casi:

- **Caso 1:** Ribaltamento semplice;
- **Caso 2:** Ribaltamento con catene;
- **Caso 3:** Ribaltamento con fascia antiribaltamento (FAR).

### CASO 1: Verifica a Ribaltamento "semplice"

Titolo: **Verifica a Ribaltamento semplice.**

Il file di EdiLus-MU è: **MU\_Verifica\_Ribaltamento.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica a ribaltamento su un singolo muro/facciata riportata/a nelle successive *Figure 6.1* e *6.2*.

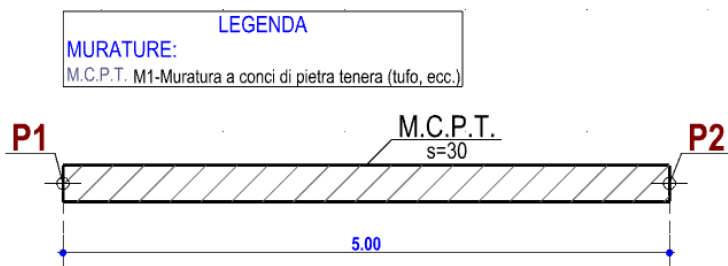


Figura 6.1: vista - "Carpenteria"

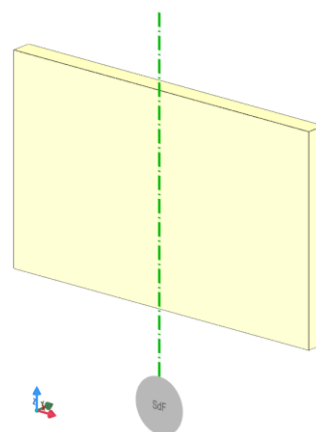


Figura 6.2: vista - "Editor 3D"

## Dati

### - Muro -

La facciata/muro oggetto di verifica presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 5,00 m;
- Altezza (H) = 3,00 m;
- Spessore (t) = 0,30 m;
- Situazione = di fatto;
- Materiale = "Muratura a conci di pietra tenera (tufo, ecc.)", le cui caratteristiche sono riportate nella successiva *Figura 6.3*.

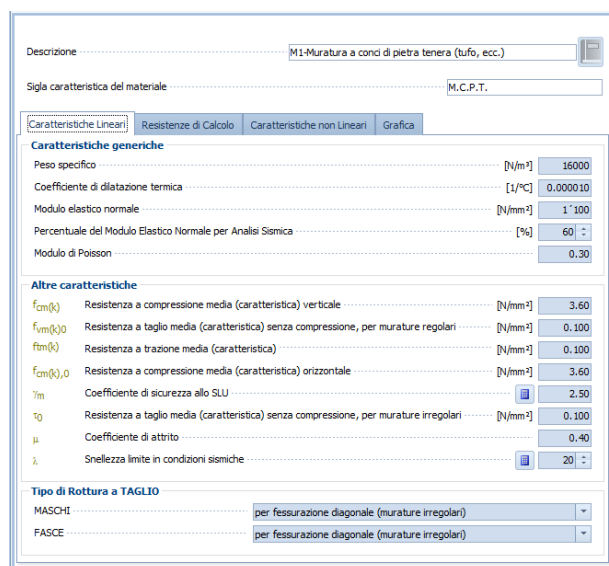


Figura 6.3: caratteristiche muratura

### - Facciata (sezione di calcolo) -

Per effettuare la verifica a Ribaltamento è necessario inserire l'oggetto "Facciata (sezione di calcolo)", su cui è stato richiesto (Figura 6.4):

- Verifica a Ribaltamento = SI;
- Verifica a Spanciamento = NO;
- Angolo Cuneo ( $\alpha_{cn}$ ) = 25° (individua i cunei di distacco sui muri ortogonali alla facciata di verifica - vedere CASI 2 e 3).

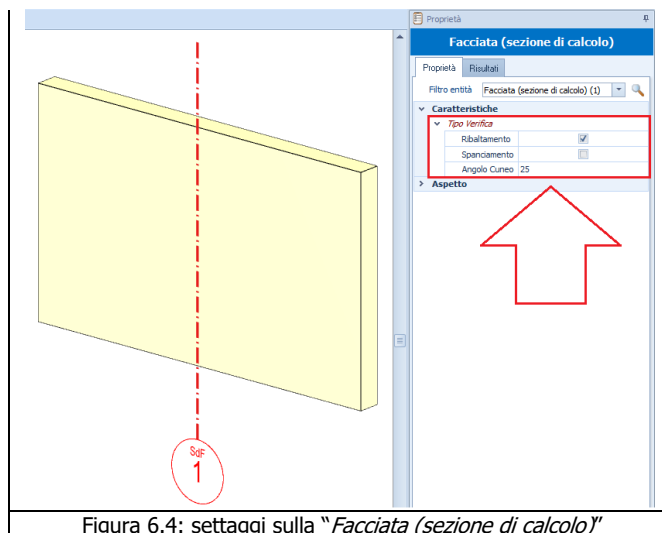


Figura 6.4: settaggi sulla "Facciata (sezione di calcolo)"

### - Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le **NTC 2018** in analisi sismica "Statica Equivalente", per i seguenti dati sismici:

Tab. 6.1: parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	A

Tab. 6.2: coordinate Geografiche (datum ED50)

Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	14.7925	40.9155555555556	348

Tab. 6.3: parametri Sismici

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$\xi$	$\eta$
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,282	1,000	1,000	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,310	1,000	1,000			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,368	1,000	1,000			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,378	1,000	1,000			

Legenda:

$T_r$ : periodo di ritorno dell'azione sismica;  
 $a_g/g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;  
 $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  
 $T_c^*$ : periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica;  
 $C_c$ : coefficiente di amplificazione di  $T_c$ ;  
 $S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica;  
 $\xi$ : coefficiente viscoso equivalente;  
 $\eta$ : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%.

### - Modellazione -

Per simulare la "mesh" del muro fatta dal programma il muro viene studiato come somma di 4 tratti (Figura 6.5).

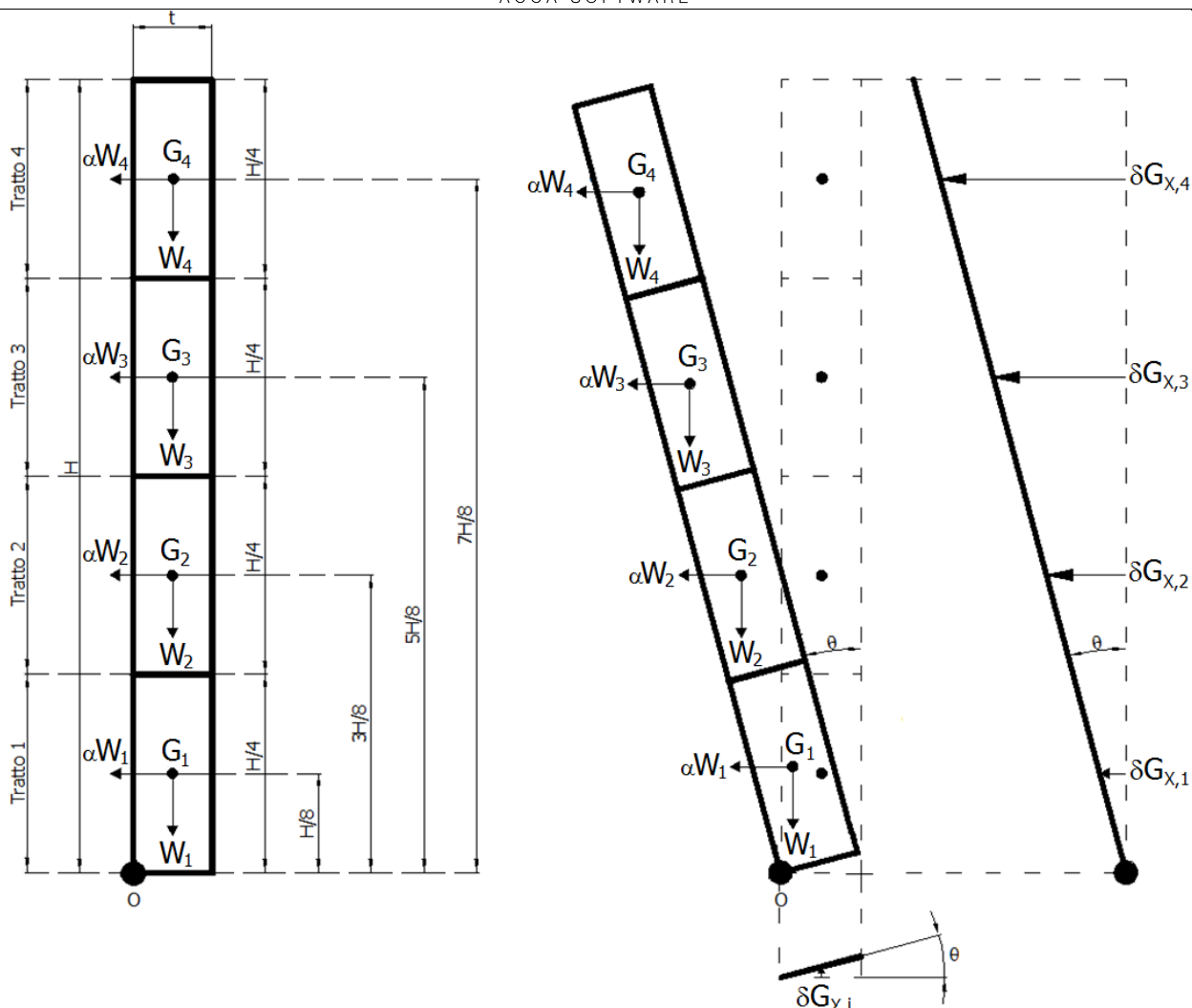


Figura 6.5: discretizzazione muro e cinematismi lungo X/Y

## Valutazioni Azioni

Con riferimento alla *Figura 6.5* si procede a determinare i vari contributi delle azioni che entrano in gioco nel cinematismo del ribaltamento.

### - Muro (W) -

Il peso del muro interessato dal cinematismo è pari a:

$$W = L \cdot H \cdot t \cdot \gamma_{\text{mur}} = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 0,30 \cdot 16000 = \mathbf{72\ 000\ N.}$$

con:

- L = 5,00 m (lunghezza del muro);
- H = 3,00 m (altezza del muro);
- t = 0,30 m (spessore del muro);
- $\gamma_{\text{mur}} = 16000\ \text{N/m}^3$  (peso specifico della muratura del muro).

Per cui in base alla discretizzazione, per i singoli "conci" di muro si ha:

$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = W/4 = 72000/4 = \mathbf{18\ 000\ N.}$$

## Moltiplicatore di collasso ( $\alpha_0$ )

Applicando il teorema dei lavori virtuali sul muro in esame, risulta:

$$L = 0.$$

Da cui, il lavoro generato in seguito ad una rotazione infinitesima " $\theta$ " dalle azioni presenti nella *Figura 6.5*, risulta:

$$L = -W_1 \cdot \delta G_{1,Y} - W_2 \cdot \delta G_{2,Y} - W_3 \cdot \delta G_{3,Y} - W_4 \cdot \delta G_{4,Y} + \alpha_0 \cdot W_1 \cdot \delta G_{1,X} + \alpha_0 \cdot W_2 \cdot \delta G_{2,X} + \alpha_0 \cdot W_3 \cdot \delta G_{3,X} + \alpha_0 \cdot W_4 \cdot \delta G_{4,X} = 0$$

con:

$$\begin{aligned} \delta G_{1,Y} = \delta G_{2,Y} = \delta G_{3,Y} = \delta G_{4,Y} &= (t/2) \cdot \theta \text{ (spostamento in Y del baricentro dei singoli "conci" di muro);} \\ \delta G_{1,X} &= (1/8) \cdot H \cdot \theta \text{ (spostamento in X del baricentro del "concio" 1 di muro);} \\ \delta G_{2,X} &= (3/8) \cdot H \cdot \theta \text{ (spostamento in X del baricentro del "concio" 2 di muro);} \\ \delta G_{3,X} &= (5/8) \cdot H \cdot \theta \text{ (spostamento in X del baricentro del "concio" 3 di muro);} \\ \delta G_{4,X} &= (7/8) \cdot H \cdot \theta \text{ (spostamento in X del baricentro del "concio" 4 di muro).} \end{aligned}$$

si ottiene:

$$L = -W_1 \cdot (t/2) \cdot \theta - W_2 \cdot (t/2) \cdot \theta - W_3 \cdot (t/2) \cdot \theta - W_4 \cdot (t/2) \cdot \theta + \alpha_0 \cdot W_1 \cdot (1/8) \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot W_2 \cdot (3/8) \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot W_3 \cdot (5/8) \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot W_4 \cdot (7/8) \cdot H \cdot \theta$$

Quindi:

$$\alpha_0 \cdot [W_1 \cdot (1/8) \cdot H \cdot \theta + W_2 \cdot (3/8) \cdot H \cdot \theta + W_3 \cdot (5/8) \cdot H \cdot \theta + W_4 \cdot (7/8) \cdot H \cdot \theta] = W_1 \cdot (t/2) \cdot \theta + W_2 \cdot (t/2) \cdot \theta + W_3 \cdot (t/2) \cdot \theta + W_4 \cdot (t/2) \cdot \theta$$

Essendo  $W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = W/4$ , risulta:

$$\alpha_0 \cdot [W/4 \cdot (1/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (3/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (5/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (7/8) \cdot H \cdot \theta] = W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta.$$

da cui:

$$\begin{aligned} \alpha_0 &= [W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta + W/4 \cdot (t/2) \cdot \theta] / [W/4 \cdot (1/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (3/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (5/8) \cdot H \cdot \theta + W/4 \cdot (7/8) \cdot H \cdot \theta] = \\ &= M_{stbl} / M_{Rib} \text{ (N.B. 6.1).} \end{aligned}$$

Semplificando ed evidenziando, risulta:

$$\begin{aligned} \alpha_0 &= (t/2 + t/2 + t/2 + t/2) / [(1/8) \cdot H + (3/8) \cdot H + (5/8) \cdot H + (7/8) \cdot H] = 2 \cdot t / [(H/8) \cdot (1+3+5+7)] = \\ &= 2 \cdot t / [(H/8) \cdot (16)] = 2 \cdot t / (2 \cdot H) = t/H = 0,30 \text{ m} / 3,00 \text{ m} = \mathbf{0,10}. \end{aligned}$$

#### N.B. 6.1

Il momento stabilizzante ( $M_{stbl}$ ) e quello ribaltante/sollecitante ( $M_{Ed}$ ) sono pari a:

$$\begin{aligned} M_{stbl} &= W/4 \cdot (t/2) + W/4 \cdot (t/2) + W/4 \cdot (t/2) + W/4 \cdot (t/2) = (W/4) \cdot (t/2) \cdot (1+1+1+1) = (W/4) \cdot (t/2) \cdot (4) = W \cdot t/2 = 72000 \cdot 0,30/2 = \mathbf{10\ 800\ Nm}. \\ M_{Rib} = M_{Ed} &= W/4 \cdot (1/8) \cdot H + W/4 \cdot (3/8) \cdot H + W/4 \cdot (5/8) \cdot H + W/4 \cdot (7/8) \cdot H = (W/4) \cdot (H/8) \cdot (1+3+5+7) = (W/4) \cdot (H/8) \cdot (16) = (W/2) \cdot H = \\ &= (72000/2) \cdot 3,00 = \mathbf{108\ 000\ Nm}; \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} W &= 72000 \text{ N (peso del muro/facciata);} \\ t &= 0,30 \text{ m (spessore del muro/facciata);} \\ H &= 3,00 \text{ m (altezza del muro/facciata).} \end{aligned}$$

### Massa Partecipante ( $M^*$ )

La massa partecipante è data da:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2}.$$

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2} = \frac{\sum \left( W_1 \cdot \frac{H}{8} + W_2 \cdot \frac{3 \cdot H}{8} + W_3 \cdot \frac{5 \cdot H}{8} + W_4 \cdot \frac{7 \cdot H}{8} \right)^2}{g \cdot \sum \left[ W_1 \cdot \left( \frac{H}{8} \right)^2 + W_2 \cdot \left( \frac{3 \cdot H}{8} \right)^2 + W_3 \cdot \left( \frac{5 \cdot H}{8} \right)^2 + W_4 \cdot \left( \frac{7 \cdot H}{8} \right)^2 \right]}$$

Essendo  $W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = W/4$ , risulta:

$$M^* = \frac{\left( \frac{W}{4} \right)^2 \cdot \left( \frac{H}{8} \right)^2 \cdot \sum (1+3+5+7)^2}{g \cdot \frac{W}{4} \cdot \left( \frac{H}{8} \right)^2 \cdot \sum [1+(3)^2+(5)^2+(7)^2]} = \frac{W}{4} \cdot \frac{16^2}{g \cdot 84} = \frac{256 \cdot W}{336 \cdot g} = \frac{16 \cdot W}{21 \cdot g} = \frac{16 \cdot 72000 \text{ N}}{21 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = \mathbf{5\ 592\ Ns^2/m}.$$

## Frazione di Massa Partecipante ( $e^*$ )

La frazione di massa partecipante è data da:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i}$$

Nel caso in esame:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i} = \frac{g \cdot \frac{16 \cdot W}{21 \cdot g}}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4} = \frac{g \cdot \frac{16 \cdot W}{21 \cdot g}}{W} = \frac{16}{21} = 0,762 = \mathbf{0,762}$$

## Accelerazione spettrale di Attivazione del Meccanismo ( $a^*_0$ )

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è data da:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_0 \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC}$$

Nel caso in esame:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_0 \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot (W_1 + W_2 + W_3 + W_4)}{e^* \cdot 1,35} = \frac{\alpha_0 \cdot W}{\frac{16}{21} \cdot \frac{W}{g} \cdot 1,35} = \frac{21}{16} \cdot \frac{0,10 \cdot g}{1,35} = \mathbf{0,954 \text{ m/s}^2} \text{ (N.B. 6.2)}$$

### N.B. 6.2

Il valore di FC è assunto sempre pari a 1,35 (§ C8.7.1.2.1.3 circolare del 21 gennaio 2019 n. 7).

## Accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ )

L'accelerazione assoluta alla quota di attivazione del meccanismo viene determinata attraverso gli spettri di piano introdotti nel capitolo 7 della circolare del 21 gennaio 2019 n. 7.

In particolare in EdILus, per definire l'accelerazione in funzione della quota, viene adoperata la formulazione semplificata del paragrafo C7.2.3, data dalla relazione (C7.2.8):

$$a_z(Z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2}$$

nella quale  $a_{z,k}(z)$  è il contributo del K-esimo modo alla accelerazione massima di piano, dato dalla relazione (C7.2.7):

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

dove:

K è il generico modo di vibrazione;

$S_e(T_k, \xi_k)$  è l'ordinata spettrale (per lo stato limite considerato) per il K-esimo modo, con uno smorzamento ( $\xi$ ) del 5%;

$\gamma_k$  è il K-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della K-esima forma modale alla quota z.

### - Periodo di riferimento ( $T_K = T_1$ ) -

Essendo il calcolo in analisi sismica "Statica Equivalente" ( $K = 1$ ) il periodo fondamentale proprio di vibrazione è dato dalla relazione (C7.3.2).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot (3,00\text{m})^{3/4} = \mathbf{0,114 \text{ s}}$$

Con:

H = 3,00 m (altezza della costruzione dal piano di fondazione);

$C_1 = 0,050$  (per costruzioni in muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura).

### - Calcolo $S_e(T_k, \xi_k) = S_e(T_1, 5\%)$ -

Essendo:

Tab. 6.4: periodi allo SLD/SLV

SL	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	0,103	0,310	1,878
SLV	0,123	0,368	2,372

da cui, considerando:

$$\xi = 5\% \rightarrow n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1$$

Si ha:

Tab. 6.5: calcolo  $S_e(T_1, \xi)$  allo SLD/SLV

SLD	SLV
Essendo $T_B < T_1 < T_C$ , si ha: $S_e^{(SLD)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLD)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLD)} =$ $= 0,0694 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,321 =$ $= \mathbf{1,580 \text{ m/s}^2}.$	Essendo $T_1 < T_B$ , si ha: $S_e^{(SLV)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLV)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLV)} \cdot \left[ \frac{T_1}{T_B^{(SLV)}} + \frac{1}{\eta \cdot F_0^{(SLV)}} \cdot \left( 1 - \frac{T_1}{T_B^{(SLV)}} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot \left[ \frac{0,114}{0,123} + \frac{1}{1 \cdot 2,372} \cdot \left( 1 - \frac{0,114}{0,123} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot [0,9268 + 0,03085] = \mathbf{4,316 \text{ m/s}^2}.$

### - Calcolo $\gamma_k$ -

Essendo il calcolo di tipo "Statico Equivalente" si può utilizzare la seguente relazione (C7.2.10):

$$\gamma = \frac{3 \cdot n}{(2 \cdot n + 1)} = \frac{3 \cdot 1}{2 \cdot 1 + 1} = \mathbf{1,00}.$$

Dove  $n (= 1)$  è il numero di piani.

### - Calcolo $\psi_k(Z)$ -

Tale valore viene calcolato dal seguente rapporto:

$$\psi_k(Z) = d_{k,G} / d_{k,max};$$

dove:

$d_{k,G}$  = spostamento (in valore assoluto), nel  $k$ -esimo modo e nella direzione esaminata (X o Y), del nodo più vicino al baricentro della massa che si sta movimentando;

$d_{k,max}$  = spostamento massimo (in valore assoluto) del  $k$ -esimo modo.

Le coordinate del baricentro delle masse  $G_m \equiv (X_{Gm}, Z_{Gm})$  sono:

$$X_{Gm} = t/2 = 0,30/2 = \mathbf{0,15 \text{ m}};$$

$$Z_{Gm} = H/2 = 3,00/2 = \mathbf{1,50 \text{ m}}.$$

dove:

$t = 0,30 \text{ m}$  (spessore del muro);

$H = 3,00 \text{ m}$  (altezza del muro).

Ricordando che nel caso in esame si sta eseguendo un'analisi sismica "Statica Equivalente", con riferimento alle *Figure 6.3* si ha che:

Tab. 6.6: valori di  $\psi_k(Z)$  allo SLD/SLV

SL	$d_{k,G}$ [cm]	$d_{k,max}$ [cm]	$\psi_k(Z)$ [-]
SLD	0,2397 (nodo 89)	0,6951 (nodo 29 e 30)	0,34485
SLV	1,5010 (nodo 89)	4,3526 (nodo 29 e 30)	0,34485

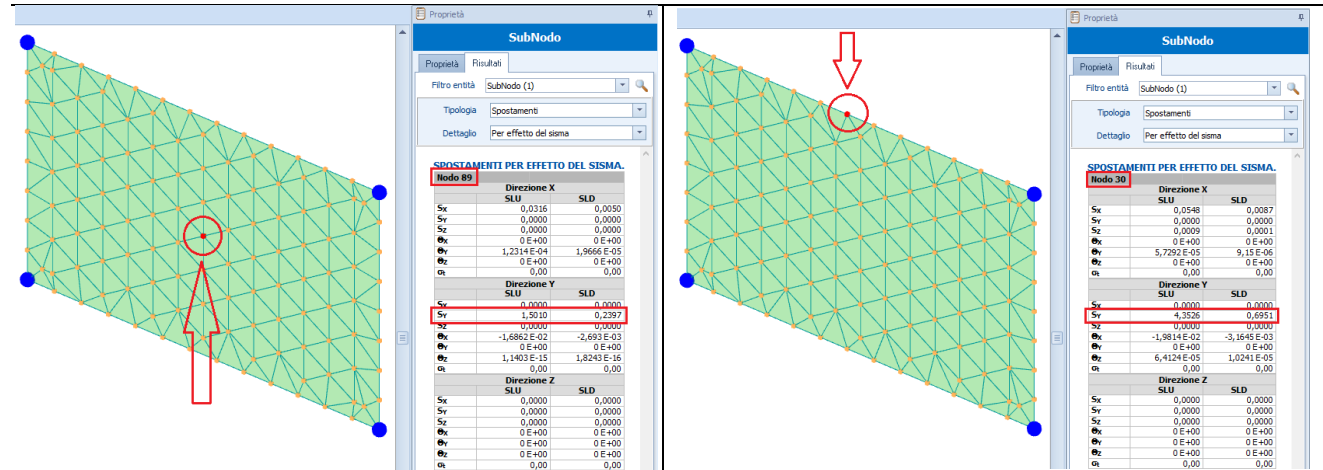


Figura 6.6: valutazione spostamenti  $d_{k,G}$  e  $d_{k,max}$

**- Accelerazione di picco ( $a_0$ ) -**

Per cui, il valore dell'accelerazione di picco allo SLV/SLD vale:

$$a_0 = a_z(Z)/q;$$

dove:

$q$  = fattore di comportamento (assunto pari a 2 allo SLV ed 1 allo SLD).

**N.B. 6.3**

Il fattore di comportamento sarebbe dovuto essere pari a 1 essendo il muro libero in testa, ma questo caso nella realtà non si presenta mai essendoci sempre un solaio per cui il valore 2 è fisso.

Ricordando che:

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

nella successiva tabella si riassume il calcolo della  $a_0$  allo SLD e SLV.

Tab. 6.7: valori dell'accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) allo SLD/SLV

SL	$S_b(T_k, \xi_k)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [-]	$\psi_k(Z)$ [-]	$a_z(Z)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\xi$ [%]	$q$	$a_{0,SL}$ [m/s <sup>2</sup> ]
SLD	1,580	1,00	0,34485	0,5449	5	1	<b>0,5449</b>
SLV	4,316		0,34485	1,4883		2	<b>0,7442</b>

**Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{SLV}$  e  $CS_{SLD}$ )**

Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza allo SLD e SLV.

SLD	SLV
Il coefficiente di sicurezza allo SLD è dato da: $CS_{SLD} = a^*_0/a_{0,SLD} = 0,954/0,545 = \mathbf{1,75}$	Il coefficiente di sicurezza allo SLV è dato da: $CS_{SLV} = a^*_0/a_{0,SLV} = 0,954/0,744 = \mathbf{1,28}$
Con: $a^*_0 = 0,954 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLD} = 0,545 \text{ m/s}^2$ .	Con: $a^*_0 = 0,954 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLD} = 0,744 \text{ m/s}^2$ .

**Angolo Ultimo ( $\theta_u$ )**

L'angolo oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO, si ottiene ragionando sulle componenti dello spostamento risultante ( $\delta R_G$ ) del baricentro della Facciata/Muro su cui si attiva il cinematicismo (vedi Figura):

$$\theta = \arctg(\delta V_G/\delta O_G).$$

Nel caso in esame:

$$\delta V_G = X_{Gm} \cdot \theta = (t/2) \cdot \theta;$$

$$\delta O_G = Y_{Gm} \cdot \theta = (H/2) \cdot \theta.$$

Con:

$$X_{Gm} = t/2 \text{ (ascissa del baricentro della masse);}$$

$$t = 0,30 \text{ m (spessore del muro).}$$

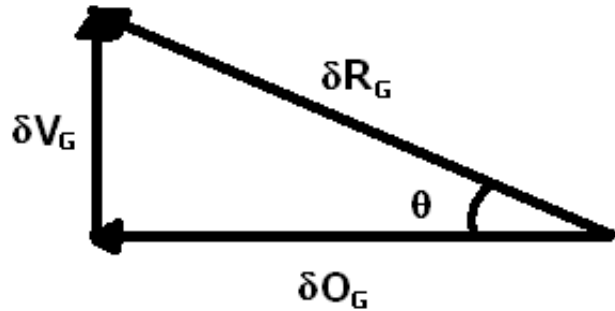
$$Z_{Gm} = H/2 \text{ (ordinata del baricentro della masse);}$$

$$H = 3,00 \text{ m (altezza del muro).}$$

Per cui:

$$\theta_u = \arctg(\delta V_G / \delta O_G) = \arctg[(t/2) \cdot \theta / (H/2) \cdot \theta] =$$

$$= \arctg(t/H) = \arctg(0,30/3,00) = \mathbf{6^\circ}.$$



## Spostamento Ultimo ( $\delta u$ )

Lo spostamento ( $\delta u$ ) oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO è dato da:

$$\delta u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u).$$

Nel caso in esame:

$$\delta u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u) = (H/2) \cdot \tan(6^\circ) = \mathbf{0,15 \text{ m}}.$$

Con:

$$Z_{Gm} = H/2 \text{ (ordinata del baricentro della masse);}$$

$$H = 3,00 \text{ m (altezza del muro).}$$

$$\theta_u = 6^\circ \text{ (angolo ultimo).}$$

## Confronto verifica a ribaltamento

Di seguito, per la verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Facciata 1	Piano Terra	
	Verifica 1	
Diso		0,00
CS <sub>SLV</sub>		1,28
CS <sub>SLD</sub>		1,75
M <sub>Ed</sub>		108.000
M <sub>Stbl</sub>		10.800
α <sub>o</sub>		0,10
a <sub>o,SLV</sub>		0,7442
a <sub>o,SLD</sub>		0,5449
a* <sub>o</sub>		0,954
e*		0,762
M*		5.592
d <sub>G</sub>		X: 0,15 Y: 1,50
θ <sub>u</sub>		6,00
δ <sub>u</sub>		0,15

Manuale

Facciata 1	Piano Terra	
	Verifica 1	
Diso		0,00
CS <sub>SLV</sub>		1,26
CS <sub>SLD</sub>		1,72
M <sub>Ed</sub>		107.640
M <sub>Stbl</sub>		10.764
α <sub>o</sub>		0,10
a <sub>o,SLV</sub>		0,78
a <sub>o,SLD</sub>		0,57
a* <sub>o</sub>		0,98
e*		0,744
M*		5.445
d <sub>G</sub>		X: 0,15 Y: 1,50
θ <sub>u</sub>		6,00
δ <sub>u</sub>		0,15

EdiLus

### N.B. 6.4

Si fa presente, anche in riferimento all'esempio riportato, che i risultati manuali sono comunque affetti da una certa "imprecisione" funzione della discretizzazione ad elementi finiti impiegata dal codice di calcolo.

## CASO 2: Verifica a Ribaltamento con presenza di Catene

Titolo: **Verifica a Ribaltamento con CATENE.**

Il file di EdilLus-MU è: **MU\_Ribaltamento\_con\_CATENE.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica a ribaltamento in presenza dell'oggetto "Catena" di una delle facciate della "scatola" muraria riportata nelle successive *Figure 6.7 e 6.8.*

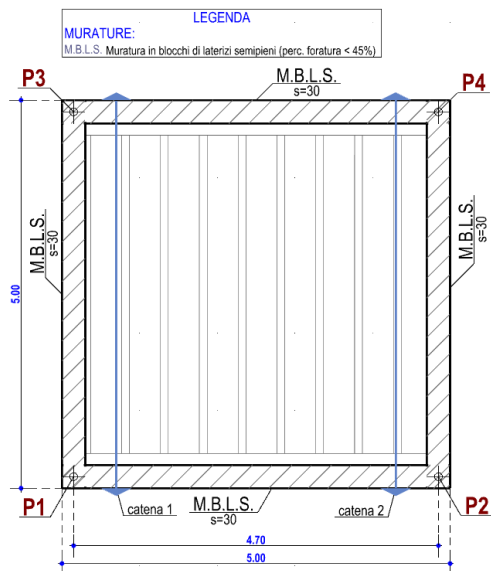


Figura 6.7: vista - "Carpenteria"

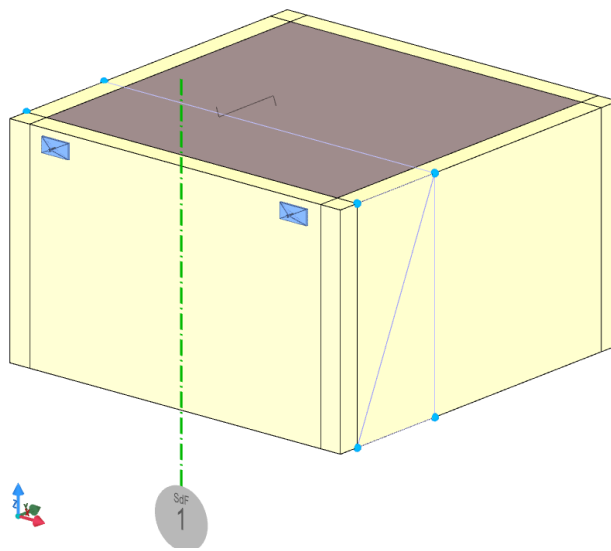


Figura 6.8: vista - "Editor 3D"

### Dati

#### - Muri -

Tutti i muri della struttura presentano le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 4,70 m (lunghezza maschio - asse-asse muri ortogonali - *Figura 6.7*);
- Altezza (H) = 3,00 m;
- Spessore (t) = 0,30 m (*Figura 6.7*);
- Situazione = di fatto;
- Materiale = "Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)", le cui caratteristiche sono riportate nella successiva *Figura 6.9*;
- Livello di conoscenza = Adeguato (LC2) -> FC = 1,20.

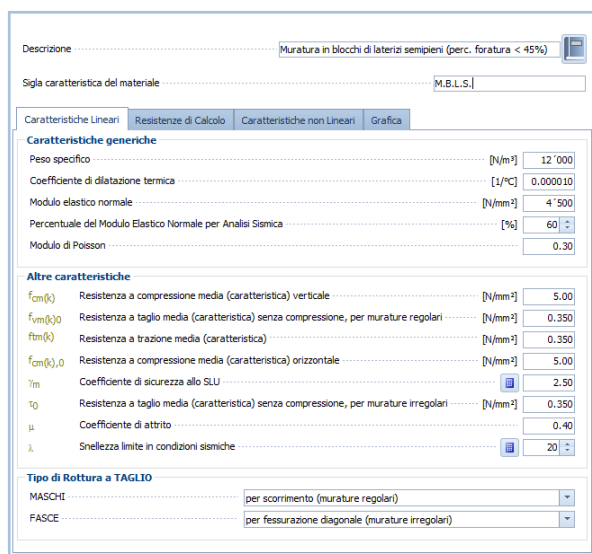


Figura 6.9: caratteristiche muratura

### - Solaio -

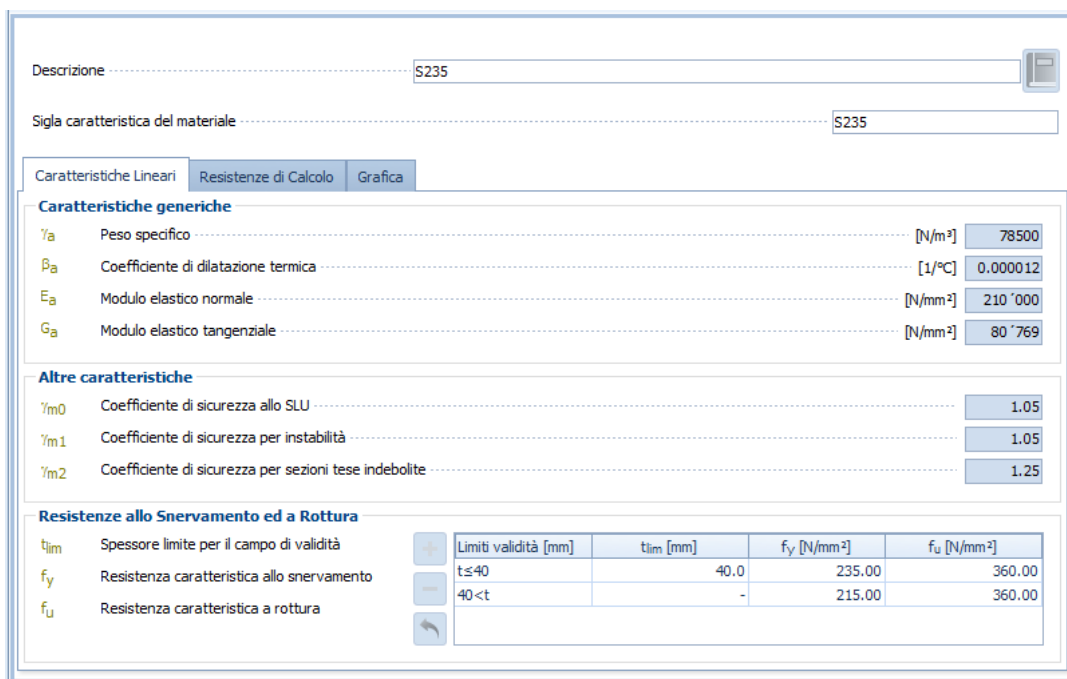
E' stato impiegato il solaio "LatCem Abitazione H20" che presenta le seguenti caratteristiche:

- Area ( $A_{SI}$ ) =  $(L-2 \cdot t) \cdot (L-2 \cdot t) = (L-2 \cdot t)^2 = (5,00-2 \cdot 0,30)^2 = 4,40^2 = 19,36 \text{ m}^2$ ;
- Peso Proprio ( $Q_{PP}$ ) =  $2 \text{ 800 N/mm}^2$  (CC = Permanente);
- Sovraccarico Permanente ( $Q_{PNS}$ ) =  $2 \text{ 360 N/mm}^2$  (CC = Permanente Non Strutturale);
- Sovraccarico Variabile ( $Q_{VAR}$ ) =  $2 \text{ 000 N/mm}^2$  (CC = Abitazione);
- Ribaltamento Impedito: NO (proprietà del solaio -> Ammorsamento);
- Appoggio: 100% (proprietà del solaio -> Ammorsamento -> Profondità Appoggio ... i carichi del solaio sono applicati in asse al muro).

### - Catena -

Le due catene utilizzate presentano le seguenti caratteristiche:

- Materiale = "S235", le cui caratteristiche sono riportate nella successiva *Figura 6.10*;
- Tipo di Situazione = di Progetto;
- Diametro ( $D_{ctn}$ ) = 24 mm;
- Forma capochiave = rettangolare;
  - Base ( $b_{cp}$ ) = 400 mm;
  - Altezza ( $h_{cp}$ ) = 200 mm.
- Quota ( $H_{ctn}$ ) = 2,80 m.



Descrizione ..... S235

Sigla caratteristica del materiale ..... S235

Caratteristiche Lineari   Resistenze di Calcolo   Grafica

**Caratteristiche generiche**

$\gamma_a$  Peso specifico ..... [N/m<sup>3</sup>] 78500

$\beta_a$  Coefficiente di dilatazione termica ..... [1/°C] 0.000012

$E_a$  Modulo elastico normale ..... [N/mm<sup>2</sup>] 210'000

$G_a$  Modulo elastico tangenziale ..... [N/mm<sup>2</sup>] 80'769

**Altre caratteristiche**

$\gamma_{m0}$  Coefficiente di sicurezza allo SLU ..... 1.05

$\gamma_{m1}$  Coefficiente di sicurezza per instabilità ..... 1.05

$\gamma_{m2}$  Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite ..... 1.25

**Resistenze allo Snervamento ed a Rottura**

	Limiti validità [mm]	$t_{lim}$ [mm]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_y$ Resistenza caratteristica allo snervamento	$t \leq 40$	40.0	235.00	360.00
$f_u$ Resistenza caratteristica a rottura	$40 < t$	-	215.00	360.00

Figura 6.10: caratteristiche materiale CATENE

### - Facciata (sezione di calcolo) -

E' stata inserita una sola "Facciata (sezione di calcolo)" su cui è stato richiesto (*Figura 6.11*):

- Verifica a Ribaltamento = SI;
- Verifica a Spanciamento = NO;
- Angolo Cuneo ( $\alpha_{cn}$ ) = 25° (individua i cunei di distacco sui muri ortogonali alla facciata di verifica - *Figura 6.11*).

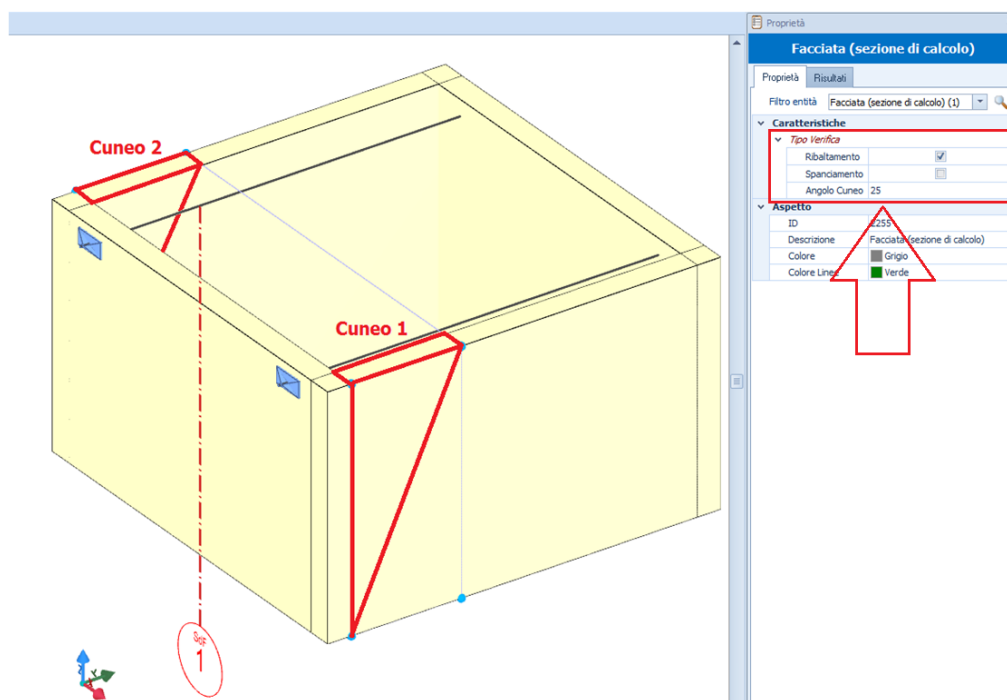


Figura 6.11: settaggi sulla "Facciata (sezione di calcolo)"

### - Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le **NTC 2018** in analisi sismica "**Statica Equivalente**", per i seguenti dati sismici:

Tab. 6.8: parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	A

 Tab. 6.9: coordinate Geografiche (*datum ED50*)

Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	14.7925	40.915555555556	348

Tab. 6.10: parametri Sismici

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$\xi$	$\eta$
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,282	1,000	1,000	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,310	1,000	1,000			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,368	1,000	1,000			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,378	1,000	1,000			

Legenda:

$T_r$ : periodo di ritorno dell'azione sismica;

$a_g/g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$ : periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$C_c$ : coefficiente di amplificazione di  $T_c$ ;

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica;

$\xi$ : coefficiente viscoso equivalente;

$\eta$ : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%.

### - Modellazione -

Di seguito si riporta lo schema di corpo rigido, con le relative azioni, utilizzato nel calcolo (*Figura 6.12*).

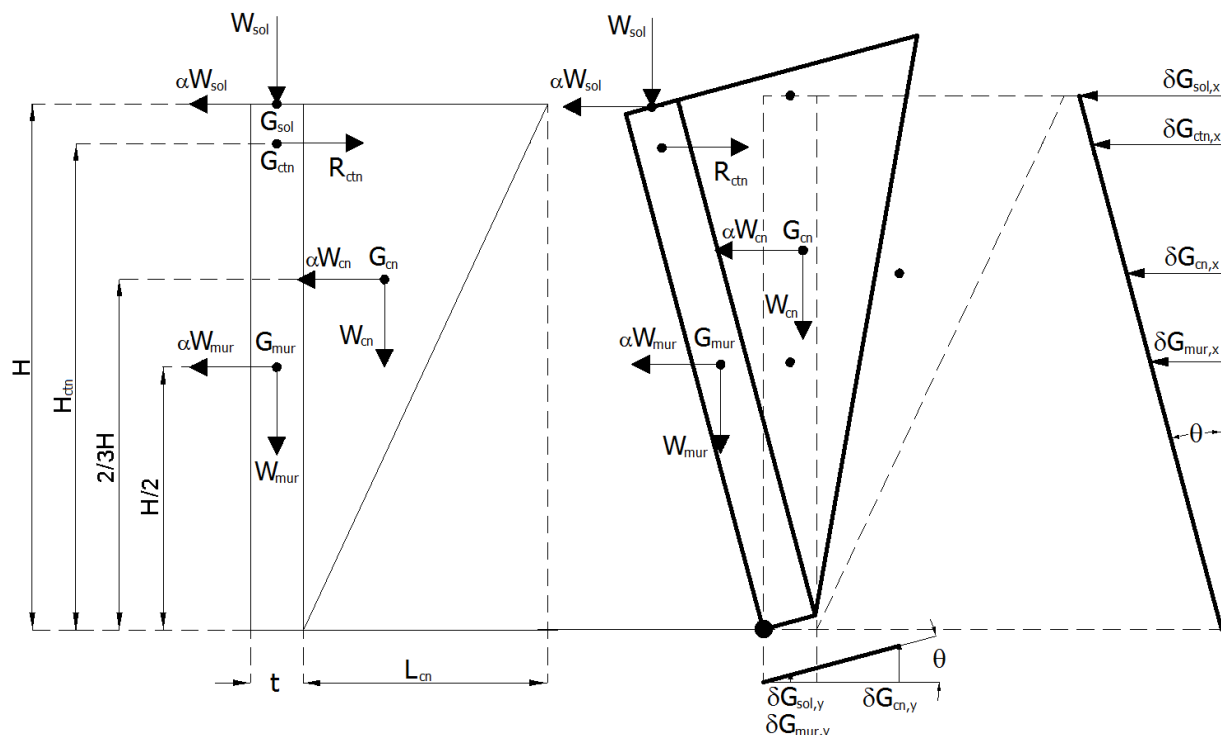


Figura 6.12: azioni in gioco e cinatismi lungo X/Y

## Valutazioni Azioni Caratteristiche

Con riferimento alla *Figura 6.12* si procede a determinare i vari contributi delle azioni che entrano in gioco nel cinatismo del ribaltamento.

### - Solaio ( $W_{sol}$ ) -

Facendo un calcolo mediante area di influenza, il contributo del solaio in testa al muro della facciata oggetto di verifica è dato da:

Contributo area  $A_{sl}$  (Figura 6.13)

$$\text{Peso Proprio } (W_{PP}) = (A_{sl}/2) \cdot Q_{PP} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 800 N/m}^2 = \mathbf{27 \text{ 104 N}};$$

$$\text{Sovraccarico Permanente } (W_{PNS,1}) = (A_{sl}/2) \cdot Q_{PNS} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 360 N/m}^2 = \mathbf{22 \text{ 844 N}};$$

$$\text{Variabile } (W_{VAR,1}) = (A_{sl}/2) \cdot Q_{VAR} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 000 N/m}^2 = \mathbf{19 \text{ 360 N}}.$$

Contributo area  $A_{sl,2}$  (Figura 6.13)

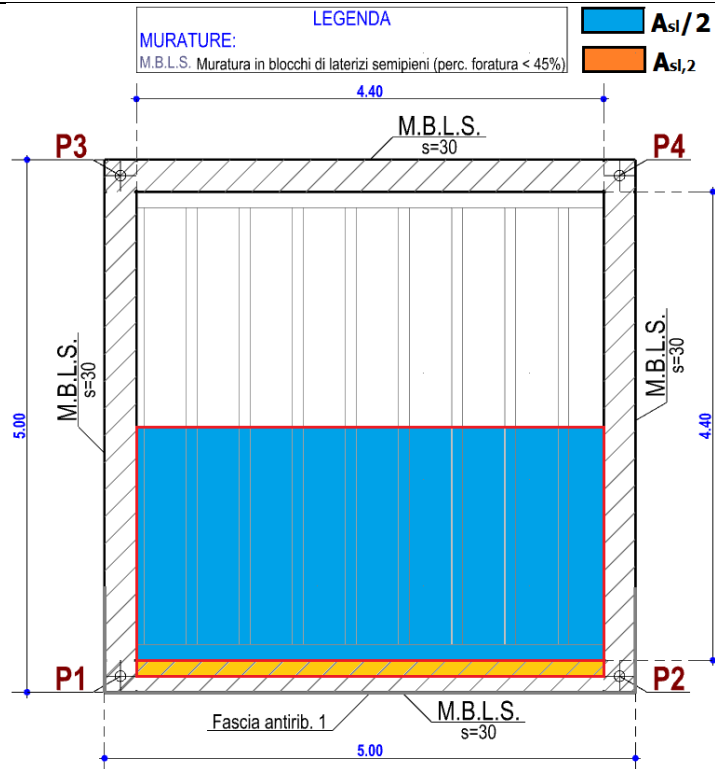
Ipotizzando la presenza del sovraccarico permanente e del variabile anche su metà dello spessore del muro oggetto di verifica, alle aliquote di  $W_{PNS,1}$  e  $W_{VAR,1}$  precedentemente calcolate vanno aggiunti i seguenti ulteriori contributi:

$$\text{Sovraccarico Permanente } (W_{PNS,2}) = (A_{sl,2}) \cdot Q_{PNS} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 360 N/m}^2 = \mathbf{1 \text{ 558 N}};$$

$$\text{Variabile } (W_{VAR,2}) = (A_{sl,2}) \cdot Q_{VAR} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 000 N/m}^2 = \mathbf{1 \text{ 320 N}}.$$

con:

$$A_{sl,2} = (L - 2 \cdot t) \cdot t/2 = (5,00 - 2 \cdot 0,30) \cdot 0,30/2 = 4,40 \cdot 0,15 = 0,66 \text{ m}^2.$$



Pertanto, i contributi del solaio sono:

$$W_{PP} = \mathbf{27\ 104\ N};$$

$$W_{PNS} = W_{PNS,1} + W_{PNS,2} = 22844 + 1558 = \mathbf{24\ 402\ N};$$

$$W_{VAR} = W_{VAR,1} + W_{VAR,2} = 19360 + 1320 = \mathbf{20\ 680\ N}.$$

Avendo considerato il PNS associato al permanente abbiamo:

$$W_{sol,PERM} = W_{PP} + W_{PNS} = 27104 + 24402 = \mathbf{51\ 506\ N}.$$

$$W_{sol,VAR} = W_{VAR} = \mathbf{20\ 680\ N}.$$

Tali azioni sono applicate in asse al muro (proprietà del solaio -> Ammorsamento -> Profondità Appoggio -> Appoggio = 100%).

### - Muro ( $W_{mur}$ ) -

Il peso del muro/facciata interessato/a dal cinematismo è pari a:

$$W_{mur} = L \cdot H \cdot t \cdot \gamma_{mur} = 4,70 \cdot 3,00 \cdot 0,30 \cdot 12000 = \mathbf{50\ 760\ N}.$$

con:

$L = 4,70$  m (lunghezza del muro);

$H = 3,00$  m (altezza del muro);

$t = 0,30$  m (spessore del muro);

$\gamma_{mur} = 12000$  N/m<sup>3</sup> (peso specifico della muratura del muro).

### - Cuneo di distacco ( $W_{cn}$ ) -

Il peso del singolo cuneo che può distaccarsi durante il cinematismo è dato da:

$$W_{cn} = L_{cn} \cdot H_{cn} \cdot t_{cn} \cdot \gamma_{mur,cn} / 2 = 1,399 \cdot 3,00 \cdot 0,30 \cdot 12000 / 2 = \mathbf{7\ 554\ N}.$$

con:

$L_{cn} = H_{cn} \cdot \tan(\alpha_{cn}) = 3,00 \cdot \tan(25^\circ) = 1,399$  m (lunghezza del cuneo di distacco);

$\alpha_{cn} = 25^\circ$  [angolo del cuneo di distacco - settato sulla "Facciata (sezione di calcolo)"].

$H_{cn} = H = 3,00$  m (altezza del muro);

$t_{cn} = t = 0,30$  m (spessore del muro);

$\gamma_{mur,cn} = \gamma_{mur} = 12\ 000$  N/m<sup>3</sup> (peso specifico della muratura del muro).

## - Catena (R<sub>ctn</sub>) -

La Catena esercita, nel singolo "punto" di ancoraggio, la seguente azione (*Figura 6.12*):

$$R_{ctn} = \min(R_{trz}; R_{pnz}; R_{tg}) = \min(101\,249\text{ N}; 105\,000\text{ N}; 54\,888\text{ N}) = \mathbf{54\,888\text{ N}}$$

con:

$$R_{trz} = f_{yk} \cdot A_{ctn} / \gamma_s = 235 \cdot 452 / 1,05 = \mathbf{101\,249\text{ N}}$$
 (resistenza a trazione della catena);

$$f_{yk} = 235\text{ N/mm}^2$$
 (resistenza caratteristica a snervamento della catena);

$$A_{ctn} = \pi \cdot D_{ctn}^2 / 4 = \pi \cdot 24^2 / 4 = 452\text{ mm}^2$$
 (area della catena);

$$D_{ctn} = 24\text{ mm}$$
 (diametro della catena).

$$\gamma_{m0} = 1,05$$
 (coefficiente di sicurezza allo SLU).

$$R_{pnz} = [A_{L,pnz} \cdot f_{tk} / (\gamma_M \cdot FC)] / 2^{1/2} = [1018234 \cdot 0,350 / (2,00 \cdot 1,2)] / 2^{1/2} = \mathbf{105\,000\text{ N}}$$
 (resistenza a punzonamento della muratura);

$$A_{L,pnz} = 2 \cdot 2^{1/2} \cdot t \cdot (b+h+2 \cdot t) = 2 \cdot 2^{1/2} \cdot 300 \cdot [(400+200+2 \cdot 300)] = 2 \cdot 2^{1/2} \cdot 300 \cdot [600+600] = 1018234\text{ mm}^2;$$

(superficie di rottura laterale a punzonamento della muratura sotto il capochiave rettangolare);

$$t = 0,30\text{ m} = 30\text{ cm} = 300\text{ mm}$$
 (spessore muro della facciata oggetto della verifica);

$$b = b_{cp} = 400\text{ m}$$
 (base del capochiave della catena);

$$h = h_{cp} = 200\text{ m}$$
 (altezza del capochiave della catena);

$$f_{tm(k)} = f_{tk} = 0,350\text{ N/mm}^2$$
 (resistenza a trazione media/caratteristica della muratura);

$$\gamma_M = 2,00$$
 (coefficiente di sicurezza allo SLU della muratura).

$$FC = 1,2$$
 (fattore di confidenza).

$$R_{tg} = A_{L,tg} \cdot f_{vd} = 360000 \cdot 0,146 = \mathbf{52\,500\text{ N}}$$
 (resistenza a taglio della muratura (\*));

$$A_{L,tg} = 2 \cdot t \cdot (b+h) = 2 \cdot 300 \cdot (400+200) = 2 \cdot 300 \cdot (600) = 360\,000\text{ mm}^2;$$

(superficie di rottura laterale a taglio della muratura sotto il capochiave rettangolare);

$$t = 0,30\text{ m} = 30\text{ cm} = 300\text{ mm}$$
 (spessore muro della facciata oggetto della verifica);

$$b = b_{cp} = 400\text{ m}$$
 (base del capochiave della catena);

$$h = h_{cp} = 200\text{ m}$$
 (altezza del capochiave della catena);

$$f_{vd} = [(f_{vk0} / FC) + 0,4 \cdot \sigma_n] / \gamma_M = [(0,350 / 1,20) + 0,4 \cdot 0] / 2,0 = 0,146\text{ N/mm}^2$$
 (resistenza di progetto a taglio della muratura);

$$f_{vk0} = 0,350\text{ N/mm}^2$$
 (resistenza a taglio media/caratteristica senza compressione della muratura);

$$FC = 1,2$$
 (fattore di confidenza);

$$\sigma_n = 0,00$$
 (tensione normale sulla superficie di rottura; trascurata nel calcolo manuale);

$$\gamma_M = 2,00$$
 (coefficiente di sicurezza allo SLU della muratura).

(\*) Comunque nel calcolo si considera quella determinata da EdilLus (comprensiva anche della  $\sigma_n$ ) e cioè  $R_{tg} = \mathbf{54\,888\text{ N}}$ .

## Moltiplicatore di collasso ( $\alpha_0$ )

Applicando il teorema dei lavori virtuali sul muro in esame, risulta:

$$L = 0.$$

Da cui, il lavoro generato in seguito ad una rotazione infinitesima " $\theta$ " dalle azioni presenti nella *Figura 6.12*, risulta:

$$L = -(W_{sol,PERM} + W_{sol,VAR}) \cdot \delta G_{sol,Y} - 2 \cdot W_{cn} \cdot \delta G_{cn,Y} - W_{mur} \cdot \delta G_{mur,Y} + \alpha_0 \cdot (W_{sol,PERM} + W_{sol,VAR}) \cdot \delta G_{sol,X} - 2 \cdot R_{ctn} \cdot \delta G_{ctn,X} + \alpha_0 \cdot 2 \cdot W_{cn} \cdot \delta G_{cn,X} + \alpha_0 \cdot W_{mur} \cdot \delta G_{mur,X} = 0$$

con:

$$\delta G_{sol,Y} = (t/2) \cdot \theta$$
 (spostamento in Y del punto di applicazione della risultante dei carichi del solaio, permanenti e variabili);

$$\delta G_{cn,Y} = [t + L_{cn}/3] \cdot \theta$$
 (spostamento in Y del baricentro del cuneo);

$$\delta G_{mur,Y} = (t/2) \cdot \theta$$
 (spostamento in Y del baricentro del muro);

$$\delta G_{sol,X} = H \cdot \theta$$
 (spostamento in X del punto di applicazione della risultante dei carichi del solaio);

$$\delta G_{ctn,X} = H_{ctn} \cdot \theta$$
 (spostamento in X del punto di applicazione dell'azione della catena);

$$\delta G_{cn,X} = (2/3) \cdot H \cdot \theta$$
 (spostamento in X del baricentro del cuneo);

$$\delta G_{mur,X} = (H/2) \cdot \theta$$
 (spostamento in X del baricentro del muro).

Le azioni della precedente relazione vengono considerate moltiplicate per i seguenti fattori ( $\psi_{2i}$ ) della combinazione sismica:

$W_{sol,PERM}$ , $W_{cn}$ e $W_{mur}$	$W_{sol,VAR}$	$R_{ctn}$
Permanente	Abitazione	Permanente
1,00	0,30	1,00

Pertanto, considerando i suddetti fattori di combinazione si ottiene:

$$L = -(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (t/2) \cdot \theta - 2 \cdot 1,00 \cdot W_{cn} \cdot [t + L_{cn}/3] \cdot \theta - 1,00 \cdot W_{mur} \cdot (t/2) \cdot \theta + \alpha_0 \cdot (1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H \cdot \theta - 2 \cdot 1,00 \cdot R_{ctn} \cdot H_{ctn} \cdot \theta + \alpha_0 \cdot 2 \cdot 1,00 \cdot W_{cn} \cdot (2/3) \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot 1,00 \cdot W_{mur} \cdot (H/2) \cdot \theta = 0.$$

Quindi:

$$\alpha_0 \cdot [(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H \cdot \theta + 2 \cdot 1,00 \cdot W_{cn} \cdot (2/3) \cdot H \cdot \theta + 1,00 \cdot W_{mur} \cdot (H/2) \cdot \theta] =$$

$$= (1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (t/2) \cdot \theta + 2 \cdot 1,00 \cdot W_{cn} \cdot [t + L_{cn}/3] \cdot \theta + 1,00 \cdot W_{mur} \cdot (t/2) \cdot \theta + 2 \cdot 1,00 \cdot R_{ctn} \cdot H_{ctn} \cdot \theta.$$

da cui:

$$\alpha_0 = \frac{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left(t + \frac{L_{cn}}{3}\right) + W_{mur} \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot R_{ctn} \cdot H_{ctn}}{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2 \cdot H}{3} + W_{mur} \cdot \frac{H}{2}} = \frac{M_{stbl}}{M_{Ed}} =$$

$$= \frac{(51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot \frac{0,30}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \left(0,30 + \frac{1,399}{3}\right) + 50760 \cdot \frac{0,30}{2} + 2 \cdot 54888 \cdot 2,80}{(51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot 3,00 + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2}} =$$

$$= \frac{8657 + 11578 + 7614 + 307373}{173131 + 30217 + 76140} = \frac{335221}{279488} = \mathbf{1,1994}.$$

### N.B. 6.5

Il momento stabilizzante ( $M_{stbl}$ ) e quello ribaltante/sollecitante ( $M_{Ed}$ ) sono pari a:

$$M_{stbl} = \mathbf{335\ 221\ Nm};$$

$$M_{Rib} = M_{Ed} = \mathbf{279\ 488\ Nm}.$$

## Massa Partecipante ( $M^*$ )

La massa partecipante è data da:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2}.$$

Nel caso in esame, tenendo conto dei fattori di combinazioni delle varie azioni, risulta:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2} = \frac{\left[ (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2}{3} \cdot H + W_{mur} \cdot \frac{H}{2} \right]^2}{g \cdot \left[ (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (H)^2 + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot H\right)^2 + W_{mur} \cdot \left(\frac{H}{2}\right)^2 \right]} =$$

$$= \frac{\left[ (51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot 3,00 + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2} \right]^2}{g \cdot \left[ (51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot (3,00)^2 + 2 \cdot 7554 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 3,00\right)^2 + 50760 \cdot \left(\frac{3,00}{2}\right)^2 \right]} =$$

$$= \frac{(173131 + 30217 + 76140)^2}{g \cdot (519394 + 60433 + 114210)} = \frac{(279488)^2}{g \cdot 694037} = \mathbf{11\ 473\ Ns^2/m}.$$

## Frazione di Massa Partecipante ( $e^*$ )

La frazione di massa partecipante è data da:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i}.$$

Nel caso in esame:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i} = \frac{g \cdot M^*}{W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR} + 2 \cdot W_{cn} + W_{mur}} = \frac{g \cdot 11473}{57710 + 2 \cdot 7554 + 50760} = 112549/123579 =$$

$$= \mathbf{0,9108}.$$

## Accelerazione spettrale di Attivazione del Meccanismo ( $a^*_0$ )

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è data da:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_0 \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC}$$

Nel caso in esame:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_0 \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR} + 2 \cdot W_{cn} + W_{mur})}{M^* \cdot 1,35} = \frac{1,1994 \cdot (57710 + 2 \cdot 7554 + 50760)}{11473 \cdot 1,35} = \frac{1,1994 \cdot 123579}{15488} = 148222/15489 = \mathbf{9,570 \text{ m/s}^2}$$

### N.B. 6.6

Il valore di FC è assunto sempre pari a 1,35 (§ C8.7.1.2.1.3 circolare del 21 gennaio 2019 n. 7).

## Accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ )

L'accelerazione assoluta alla quota di attivazione del meccanismo viene determinata attraverso gli spettri di piano introdotti nel capitolo 7 della circolare del 21 gennaio 2019 n. 7.

In particolare in EdilUs, per definire l'accelerazione in funzione della quota, viene adoperata la formulazione semplificata del paragrafo C7.2.3, data dalla relazione (C7.2.8):

$$a_z(Z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2};$$

nella quale  $a_{z,k}(z)$  è il contributo del K-esimo modo alla accelerazione massima di piano, dato dalla relazione (C7.2.7):

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

dove:

K è il generico modo di vibrazione;

$S_e(T_k, \xi_k)$  è l'ordinata spettrale (per lo stato limite considerato) per il K-esimo modo, con uno smorzamento ( $\xi$ ) del 5%;

$\gamma_k$  è il K-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della K-esima forma modale alla quota z.

### - Periodo di riferimento ( $T_k = T_1$ ) -

Essendo il calcolo in analisi sismica "Statica Equivalente" ( $K = 1$ ) il periodo fondamentale proprio di vibrazione è dato dalla relazione (C7.3.2).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot (3,00\text{m})^{3/4} = \mathbf{0,114 \text{ s}}$$

Con:

H = 3,00 m (altezza della costruzione dal piano di fondazione);

$C_1 = 0,050$  (per costruzioni in muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura).

### - Calcolo $S_e(T_k, \xi_k) = S_e(T_1, 5\%)$ -

Essendo:

Tab. 6.11: periodi allo SLD/SLV

SL	$T_B$ [s]	$T_c$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	0,103	0,310	1,877
SLV	0,123	0,368	2,374

da cui, considerando:

$$\xi = 5\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1.$$

Si ha:

Tab. 6.12: calcolo  $S_e(T_1, \xi)$  allo SLD/SLV

SLD	SLV
Essendo $T_B < T_1 < T_C$ , si ha: $S_e^{(SLD)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLD)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLD)} = 0,0694 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,321 =$ $= \mathbf{1,580 \text{ m/s}^2}.$	Essendo $T_1 < T_B$ , si ha: $S_e^{(SLV)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLV)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLV)} \cdot \left[ \frac{T_1}{T_B^{(SLV)}} + \frac{1}{\eta \cdot F_0^{(SLV)}} \cdot \left( 1 - \frac{T_1}{T_B^{(SLV)}} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot \left[ \frac{0,114}{0,123} + \frac{1}{1 \cdot 2,374} \cdot \left( 1 - \frac{0,114}{0,123} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot [0,9268 + 0,03085] = \mathbf{4,309 \text{ m/s}^2};$

### - Calcolo $\gamma_k$ -

Essendo il calcolo di tipo "Statico Equivalente" si può utilizzare la seguente relazione (C7.2.10):

$$\gamma = 3 \cdot n / (2 \cdot n + 1) = 3 \cdot 1 / (2 \cdot 1 + 1) = \mathbf{1,00}.$$

Dove  $n (= 1)$  è il numero di piani.

### - Calcolo $\psi_k(Z)$ -

Tale valore viene calcolato dal seguente rapporto:

$$\psi_k(Z) = d_{k,G} / d_{k,max};$$

dove:

$d_{k,G}$  = spostamento (in valore assoluto), nel k-esimo modo e nella direzione esaminata (X o Y), del nodo più vicino al baricentro della massa che si sta movimentando;

$d_{k,max}$  = spostamento massimo (in valore assoluto) del k-esimo modo.

Le coordinate del baricentro delle masse  $G_m \equiv (X_{Gm}, Z_{Gm})$  sono:

$$X_{Gm} = \frac{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot \frac{t}{2} + W_{mur} \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left( t + \frac{L_{cn}}{3} \right)}{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) + W_{mur} + 2 \cdot W_{cn}} =$$

$$= \frac{57710 \cdot \frac{0,30}{2} + 50760 \cdot \frac{0,30}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \left( 0,30 + \frac{1,399}{3} \right)}{57710 + 50760 + 2 \cdot 7554} = \frac{8657 + 7614 + 11578}{57710 + 50760 + 15108} = 27848 / 123579 =$$

$$= \mathbf{0,225 \text{ m}}.$$

$$Z_{Gm} = \frac{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + W_{mur} \cdot \frac{H}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2}{3} \cdot H}{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) + W_{mur} + 2 \cdot W_{cn}} =$$

$$= \frac{57710 \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00}{57710 + 50760 + 2 \cdot 7554} = \frac{173131 + 76140 + 30217}{57710 + 50760 + 15108} = 279488 / 123579 =$$

$$= \mathbf{2,262 \text{ m}}.$$

Ricordando che nel caso in esame si sta eseguendo un'analisi sismica "Statica Equivalente", con riferimento alle *Figure 6.14* nella successiva tabella si riportano, allo SLD e allo SLV, lo spostamento del nodo più vicino al baricentro delle masse ( $d_{k,G}$ ) e quello in cui si ha lo spostamento massimo ( $d_{k,max}$ ):

Tab. 6.13: valori di  $\psi_k(Z)$  allo SLD/SLV

SL	$d_{k,G}$ [cm]	$d_{k,max}$ [cm]	$\psi_k(Z)$ [-]
SLD	0,0066 (nodo 192)	0,0066 (nodo 139)	1,0000
SLV	0,0808 (nodo 192)	0,0818 (nodo 139)	0,9878

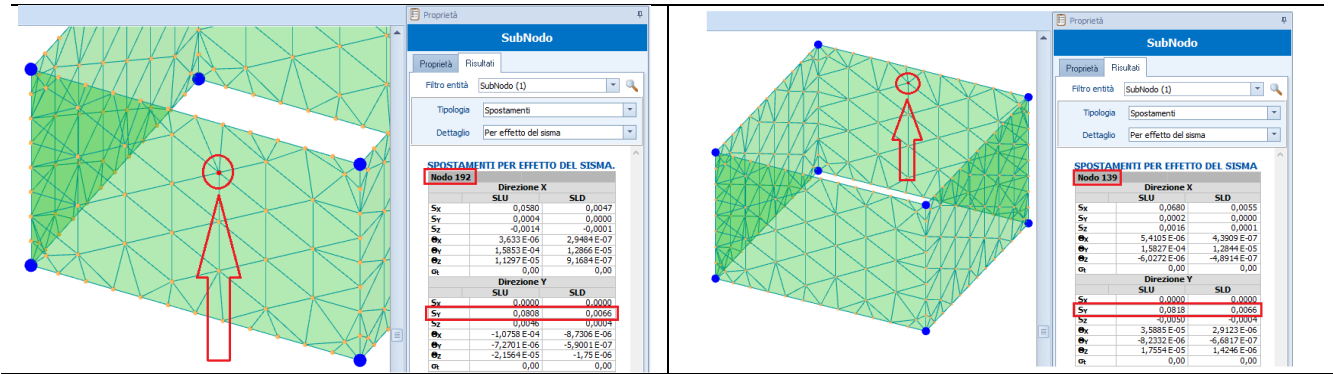


Figura 6.14: valutazione spostamenti  $d_{k,G}$  e  $d_{k,max}$

**- Accelerazione di picco ( $a_0$ ) -**

Per cui, il valore dell'accelerazione di picco allo SLD/SLV vale:

$$a_0 = a_z(Z)/q;$$

dove:

$q$  = fattore di comportamento (*assunto pari a 1 allo SLD e 2 allo SLV*).

**N.B. 6.7**

Il fattore di comportamento sarebbe dovuto essere pari a 1 essendo il muro libero in testa, ma questo caso nella realtà non si presenta mai essendoci sempre un solaio per cui il valore 2 è fisso.

Ricordando che:

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

nella successiva tabella si riassume il calcolo della  $a_0$  allo SLV e SLD.

Tab. 6.14: valori dell'accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) allo SLD/SLV

SL	$S_e(T_k, \xi_k)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [s]	$\psi_k(Z)$ [s]	$a_z(Z)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\xi$ [%]	$q$	$a_{0,SL}$ [m/s <sup>2</sup> ]
<b>SLD</b>	1,580	1,00	1,0000	1,588	5	1	<b>1,588</b>
<b>SLV</b>	4,309		0,9878	4,278		2	<b>2,139</b>

**Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{SLV}$  e  $CS_{SLD}$ )**

Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza allo SLD e SLV.

SLD	SLV
Il coefficiente di sicurezza allo SLD è dato da: $CS_{SLD} = a^*_0/a_{0,SLD} = 9,570/1,588 = \mathbf{6,026}$ .	Il coefficiente di sicurezza allo SLV è dato da: $CS_{SLV} = a^*_0/a_{0,SLV} = 9,570/2,139 = \mathbf{4,474}$ .
Con: $a^*_0 = 9,570 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLD} = 1,588 \text{ m/s}^2$ .	Con: $a^*_0 = 9,570 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLV} = 2,139 \text{ m/s}^2$ .

**Angolo Ultimo ( $\theta_u$ )**

L'angolo oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO, si ottiene ragionando sulle componenti dello spostamento risultante ( $\delta R_G$ ) del baricentro della Facciata/Muro su cui si attiva il cinematiso (vedi *Figura*):

$$\theta = \arctg(\delta V_G/\delta O_G).$$

Nel caso in esame:

$$\delta V_G = X_{Gm} \cdot \theta = 0,225 \cdot \theta;$$

$$\delta O_G = Z_{Gm} \cdot \theta = 2,262 \cdot \theta.$$

Per cui:

$$\theta_u = \arctg(\delta V_G / \delta O_G) = \arctg(X_{Gm} \cdot \theta / Z_{Gm} \cdot \theta) =$$

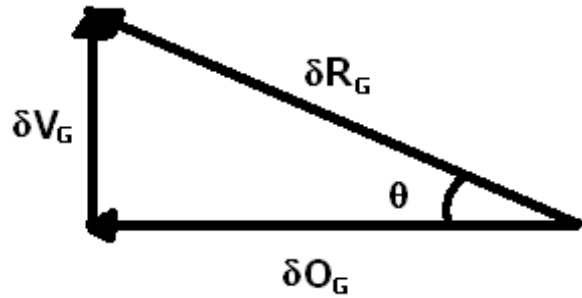
$$= \arctg(X_{Gm} / Z_{Gm}) = \arctg(0,225 / 2,262) =$$

$$= \mathbf{5^{\circ},69}.$$

Con:

$$X_{Gm} = 0,225 \text{ m (ascissa del baricentro della masse);}$$

$$Z_{Gm} = 2,262 \text{ m (ordinata del baricentro della masse).}$$



## Spostamento Ultimo ( $\delta_u$ )

Lo spostamento ( $\delta_u$ ) oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO è dato da:

$$\delta_u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u).$$

Nel caso in esame:

$$\delta_u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u) = 2,262 \cdot \tan(5^{\circ},69) = \mathbf{0,225 \text{ m.}}$$

Con:

$$Z_{Gm} = 2,262 \text{ m (ordinata del baricentro della masse);}$$

$$\theta_u = 5^{\circ},69 \text{ (angolo ultimo).}$$

## Confronto verifica a ribaltamento

Di seguito, per la verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Facciata 1	Piano Terra
Verifica 1	
Diso	0,00
CS <sub>SLV</sub>	4,474
CS <sub>SLD</sub>	6,026
M <sub>Ed</sub>	279.488
M <sub>Stbl</sub>	334.290
$\alpha_0$	1,20
a <sub>0,SLV</sub>	2,139
a <sub>0,SLD</sub>	1,588
a* <sub>0</sub>	9,570
e*	0,9108
M*	11.473
d <sub>G</sub>	X: 0,225 Y: 2,262
$\theta_u$	5,69
$\delta_u$	0,225

Manuale

Facciata 1	Piano Terra
Verifica 1	
Diso	0,00
CS <sub>SLV</sub>	4,37
CS <sub>SLD</sub>	5,58
M <sub>Ed</sub>	279.357
M <sub>Stbl</sub>	334.920
$\alpha_0$	1,20
a <sub>0,SLV</sub>	2,32
a <sub>0,SLD</sub>	1,81
a* <sub>0</sub>	10,13
e*	0,860
M*	10.826
d <sub>G</sub>	X: 0,23 Y: 2,26
$\theta_u$	6,00
$\delta_u$	0,23

EdiLus

### N.B. 6.8

Si fa presente, anche in riferimento all'esempio riportato, che i risultati manuali sono comunque affetti da una certa "imprecisione" funzione della discretizzazione ad elementi finiti impiegata dal codice di calcolo.

## Verifica della CATENA

Per quanto riguarda le modalità di verifica della catena consultare il test di validazione "(MU) - Test di Validazione n.08 (Verifiche Capochiave e Catena)".

### CASO 3: Verifica a Ribaltamento con presenza di fascia antiribaltamento (FAR)

Titolo: **Verifica a Ribaltamento con FAR.**

Il file di EdiLus-MU è: **MU\_Ribaltamento\_con\_FAR.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica a ribaltamento in presenza dell'oggetto "Fascia antiribaltamento" (FAR) di una delle facciate della "scatola" muraria riportata nelle successive *Figure 6.15 e 6.16.*

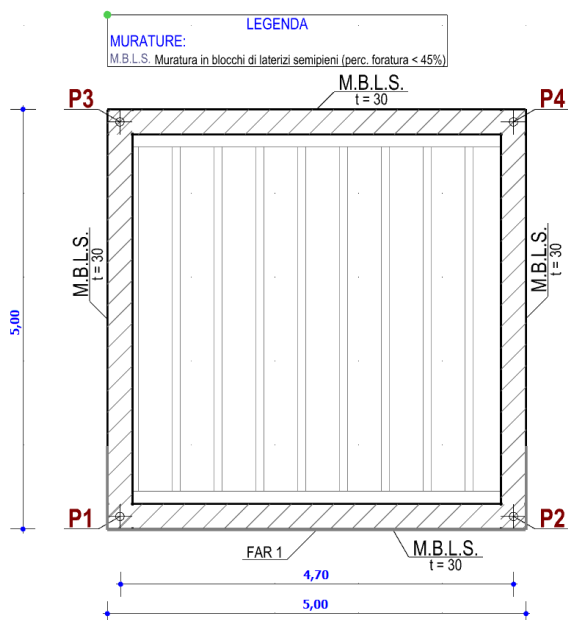


Figura 6.15: vista - "Carpenteria"

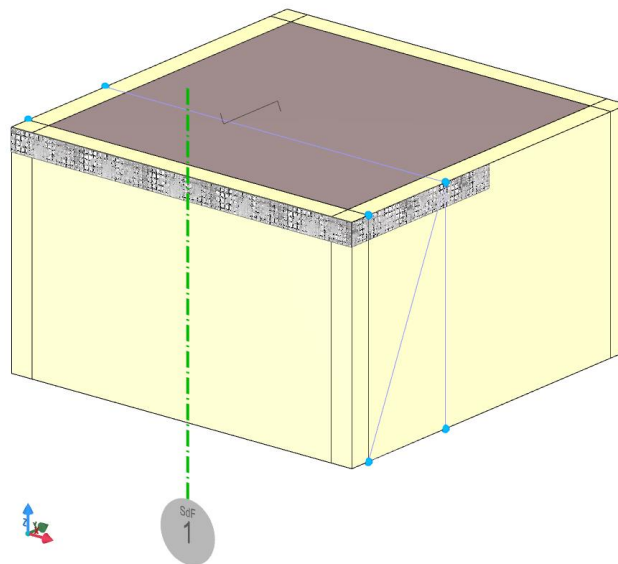


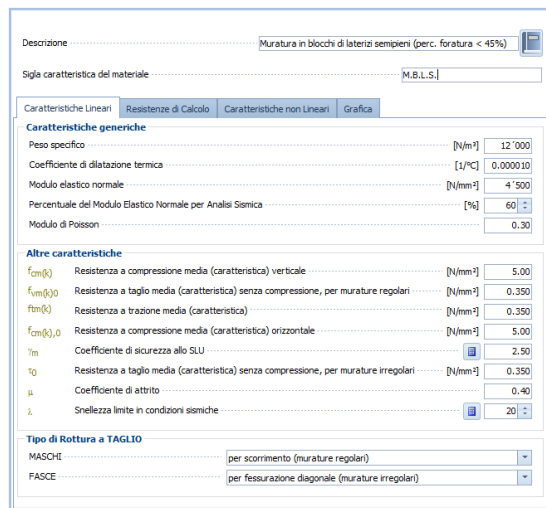
Figura 6.16: vista - "Editor 3D"

## Dati

### - Muri -

Tutti i muri della struttura presentano le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 4,70 m (lunghezza maschio - asse-asse muri ortogonali - *Figura 6.15*);
- Altezza (H) = 3,00 m;
- Spessore (t) = 0,30 m (*Figura 6.15*);
- Situazione = di fatto;
- Materiale = "Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)", le cui caratteristiche sono riportate nella successiva *Figura 6.17*;
- Livello di conoscenza = Adeguato (LC2) -> FC = 1,20.



Caratteristiche generiche	
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ] 12'000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C] 0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ] 4'500
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%] 60
Modulo di Poisson	0.30

Altre caratteristiche	
f <sub>cm</sub> (ξ)	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale [N/mm <sup>2</sup> ] 5.00
f <sub>vm</sub> (ξ)	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari [N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
f <sub>tm</sub> (ξ)	Resistenza a trazione media (caratteristica) [N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
f <sub>cm</sub> (ξ) <sub>0</sub>	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale [N/mm <sup>2</sup> ] 5.00
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza allo SLU 2.50
τ <sub>0</sub>	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari [N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
μ	Coefficiente di attrito 0.40
λ	Snellezza limite in condizioni sismiche 20

Tipo di Rottura a TAGLIO	
MASCHÉ	per scorrimento (murature regolari)
FASCE	per fessurazione diagonale (murature irregolari)

Figura 6.17: caratteristiche muratura

### - Solaio -

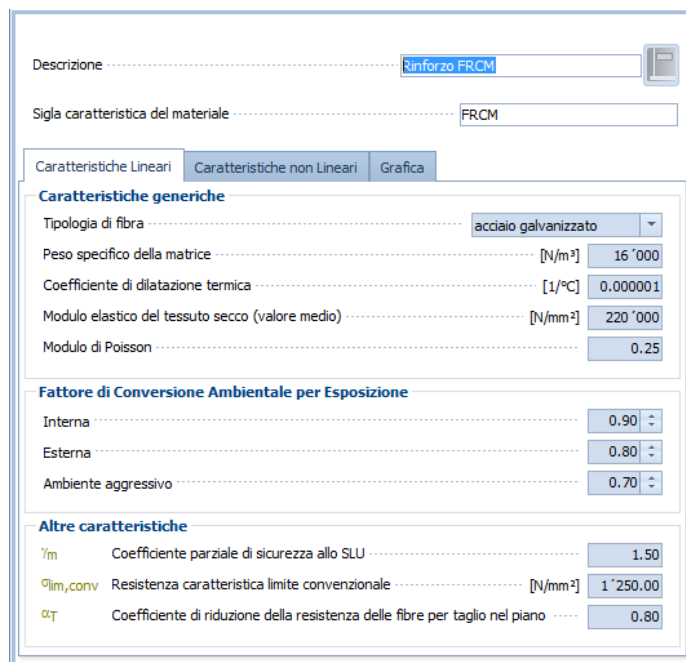
E' stato impiegato il solaio "LatCem Abitazione H20" che presenta le seguenti caratteristiche:

- Area ( $A_{Sl}$ ) =  $(L-2 \cdot t) \cdot (L-2 \cdot t) = (L-2 \cdot t)^2 = (5,00-2 \cdot 0,30)^2 = 4,40^2 = 19,36 \text{ m}^2$ ;
- Peso Proprio ( $Q_{PP}$ ) =  $2 \text{ 800 N/mm}^2$  (CC = Permanente);
- Sovraccarico Permanente ( $Q_{PNS}$ ) =  $2 \text{ 360 N/mm}^2$  (CC = Permanente Non Strutturale);
- Sovraccarico Variabile ( $Q_{VAR}$ ) =  $2 \text{ 000 N/mm}^2$  (CC = Abitazione);
- Ribaltamento Impedito: NO (proprietà del solaio -> Ammorsamento);
- Appoggio: 100% (proprietà del solaio -> Ammorsamento -> Profondità Appoggio ... i carichi del solaio sono applicati in asse al muro).

### - Fascia AntiRibaltamento (FAR) -

La fascia antiribaltamento utilizzata presenta le seguenti caratteristiche:

- Materiale = "Rinforzo FRCM", le cui caratteristiche sono riportate nella successiva *Figura 6.18*;
- Larghezza/Altezza ( $H_{FAR}$ ) = 300 mm;
- Spessore singolo strato ( $t_{FAR}$ ) = 0,100 mm;
- Numero strati ( $n_{str}$ ) = 1;
- Esposizione = Esterna ->  $\eta_a = 0,80$ ;
- Lunghezza risolto ( $L_{rsv,FAR}$ ) = 2500 mm;
- Presenza apparecchio ancoraggio = NO ->  $\alpha = 1,00$ .



Caratteristiche Lineari		Caratteristiche non Lineari		Grafica	
<b>Caratteristiche generiche</b>					
Tipologia di fibra	acciaio galvanizzato				
Peso specifico della matrice	[N/m³]	16'000			
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000001			
Modulo elastico del tessuto secco (valore medio)	[N/mm²]	220'000			
Modulo di Poisson		0.25			
<b>Fattore di Conversione Ambientale per Esposizione</b>					
Interna		0.90			
Esterna		0.80			
Ambiente aggressivo		0.70			
<b>Altre caratteristiche</b>					
$\gamma_m$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU		1.50		
$\sigma_{lim,conv}$	Resistenza caratteristica limite convenzionale	[N/mm²]	1'250.00		
$\alpha_T$	Coefficiente di riduzione della resistenza delle fibre per taglio nel piano		0.80		

Figura 6.18: caratteristiche materiale FAR

### - Facciata (sezione di calcolo) -

E' stata inserita una sola "Facciata (sezione di calcolo)" su cui è stato richiesto (*Figura 6.19*):

- Verifica a Ribaltamento = SI;
- Verifica a Spanciamento = NO;
- Angolo Cuneo ( $\alpha_{cn}$ ) =  $25^\circ$  (individua i cunei di distacco sui muri ortogonali alla facciata di verifica - *Figura 6.19*).

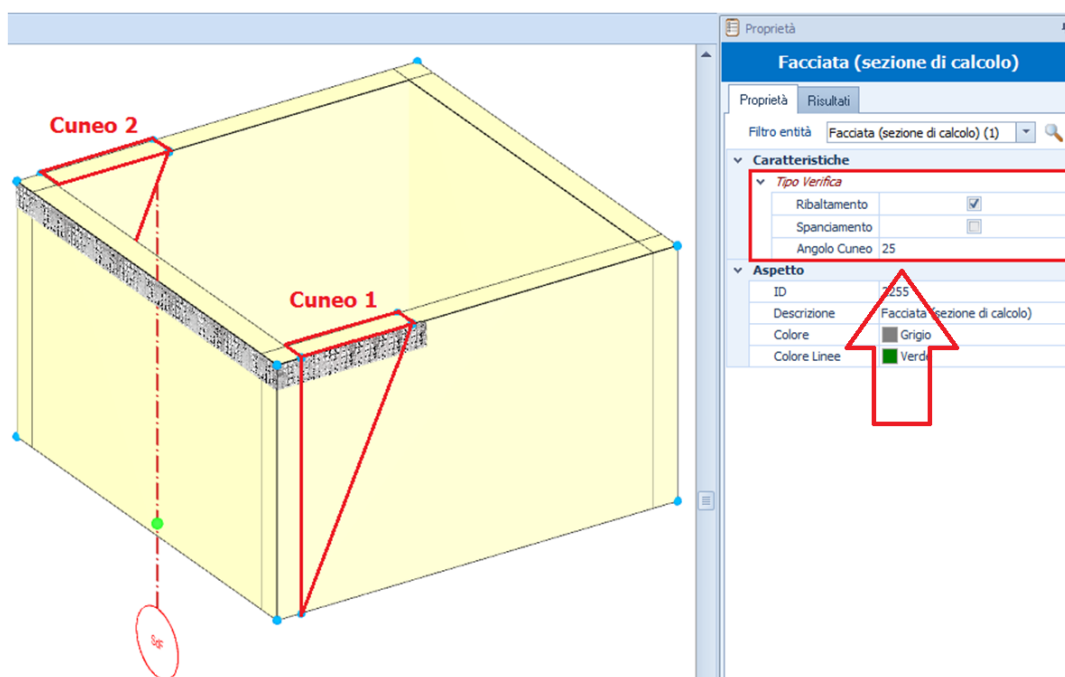


Figura 6.19: settaggi sulla "Facciata (sezione di calcolo)"

### - Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le **NTC 2018** in analisi sismica "**Statica Equivalente**", per i seguenti dati sismici:

Tab. 6.15: parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	A

Tab. 6.16: coordinate Geografiche (datum ED50)

Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	14.7925	40.9155555555556	348

Tab. 6.17: parametri Sismici

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$\xi$	$\eta$
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,282	1,000	1,000	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,310	1,000	1,000			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,368	1,000	1,000			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,378	1,000	1,000			

Legenda:

$T_r$ : periodo di ritorno dell'azione sismica;  
 $a_g/g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;  
 $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  
 $T_c^*$ : periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica;  
 $C_c$ : coefficiente di amplificazione di  $T_c$ ;  
 $S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica;  
 $\xi$ : coefficiente viscoso equivalente;  
 $\eta$ : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%.

### - Modellazione -

Di seguito si riporta lo schema di corpo rigido con le relative azioni utilizzato nel calcolo (Figura 6.20).

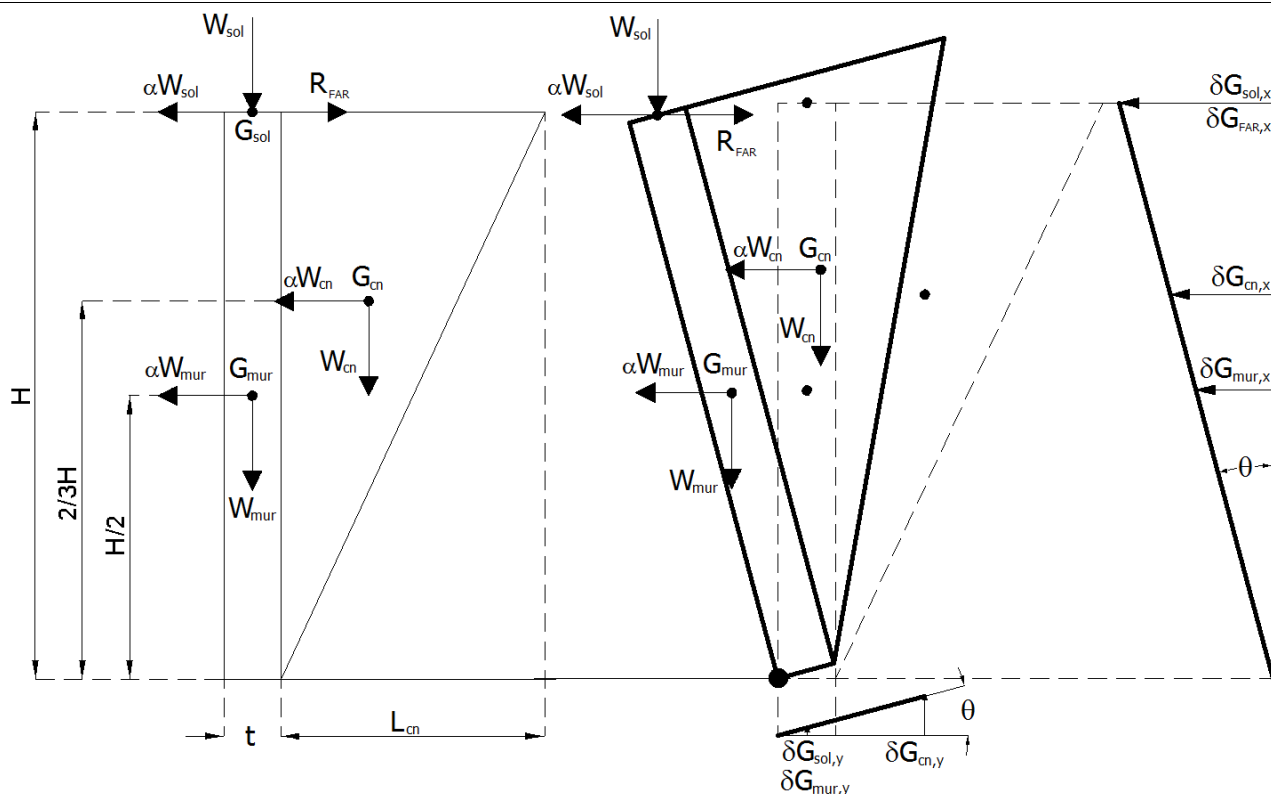


Figura 6.20: azioni in gioco e cinematici lungo X/Y

## Valutazioni Azioni

Con riferimento alla *Figura 6.20* si procede a determinare i vari contributi delle azioni che entrano in gioco nel cinematico del ribaltamento.

### - Solaio ( $W_{sol}$ ) -

Facendo un calcolo mediante area di influenza, il contributo del solaio in testa al muro della facciata oggetto di verifica è dato da:

Contributo area  $A_{sl}$  (Figura 6.21)

Peso Proprio ( $W_{PP}$ ) =  $(A_{sl}/2) \cdot Q_{PP} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 800 \text{ N/m}^2 = \mathbf{27\ 104 \text{ N}}$ ;

Sovraccarico Permanente ( $W_{PNS,1}$ ) =  $(A_{sl}/2) \cdot Q_{PNS} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 360 \text{ N/m}^2 = \mathbf{22\ 844 \text{ N}}$ ;

Variabile ( $W_{VAR,1}$ ) =  $(A_{sl}/2) \cdot Q_{VAR} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 000 \text{ N/m}^2 = \mathbf{19\ 360 \text{ N}}$ .

Contributo area  $A_{sl,2}$  (Figura 6.21)

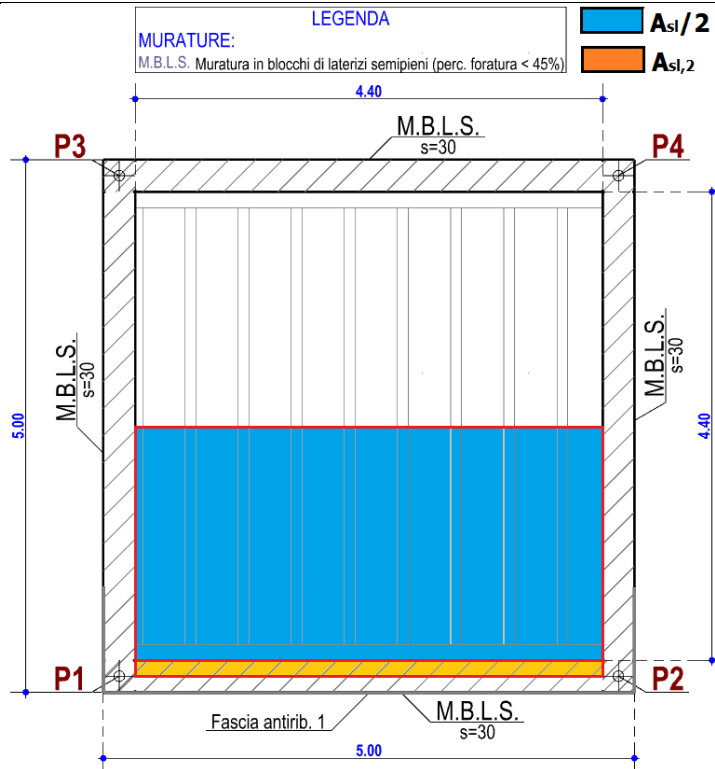
Ipotizzando la presenza del sovraccarico permanente e del variabile anche su metà dello spessore del muro oggetto di verifica, alle aliquote di  $W_{PNS,1}$  e  $W_{VAR,1}$  precedentemente calcolate vanno aggiunti i seguenti ulteriori contributi:

Sovraccarico Permanente ( $W_{PNS,2}$ ) =  $(A_{sl,2}) \cdot Q_{PNS} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 360 \text{ N/m}^2 = \mathbf{1\ 558 \text{ N}}$ ;

Variabile ( $W_{VAR,2}$ ) =  $(A_{sl,2}) \cdot Q_{VAR} = 19,36/2 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 000 \text{ N/m}^2 = \mathbf{1\ 320 \text{ N}}$ ;

con:

$$A_{sl,2} = (L - 2 \cdot t) \cdot t / 2 = (5,00 - 2 \cdot 0,30) \cdot 0,30 / 2 = 4,40 \cdot 0,15 = 0,66 \text{ m}^2.$$



Pertanto, i contributi del solaio sono:

$$W_{PP} = \mathbf{27\ 104\ N};$$

$$W_{PNS} = W_{PNS,1} + W_{PNS,2} = 22844 + 1558 = \mathbf{24\ 402\ N};$$

$$W_{VAR} = W_{VAR,1} + W_{VAR,2} = 19360 + 1320 = \mathbf{20\ 680\ N}.$$

Avendo considerato il PNS associato al permanente abbiamo:

$$W_{sol,PERM} = W_{PP} + W_{PNS} = 27104 + 24402 = \mathbf{51\ 506\ N}.$$

$$W_{sol,VAR} = W_{VAR} = \mathbf{20\ 680\ N}.$$

Tale azione è applicata in asse al muro (proprietà del solaio -> Ammortamento -> Profondità Appoggio -> Appoggio = 100%).

### - Muro ( $W_{mur}$ ) -

Il peso del muro interessato dal cinematismo è pari a:

$$W_{mur} = L \cdot H \cdot t \cdot \gamma_{mur} = 4,70 \cdot 3,00 \cdot 0,30 \cdot 12000 = \mathbf{50\ 760\ N}.$$

con:

$L = 4,70$  m (lunghezza del muro);

$H = 3,00$  m (altezza del muro);

$t = 0,30$  m (spessore del muro);

$\gamma_{mur} = 12000$  N/m<sup>3</sup> (peso specifico della muratura del muro).

### - Cuneo di distacco ( $W_{cn}$ ) -

Il peso del singolo cuneo che può distaccarsi durante il cinematismo è dato da:

$$W_{cn} = L_{cn} \cdot H_{cn} \cdot t_{cn} \cdot \gamma_{mur,cn} / 2 = 1,399 \cdot 3,00 \cdot 0,30 \cdot 12000 / 2 = \mathbf{7\ 554\ N}.$$

con:

$L_{cn} = H_{cn} \cdot \tan(\alpha_{cn}) = 3,00 \cdot \tan(25^\circ) = 1,399$  m (lunghezza del cuneo di distacco);

$\alpha_{cn} = 25^\circ$  [angolo del cuneo di distacco - settato sulla "Facciata (sezione di calcolo)"].

$H_{cn} = H = 3,00$  m (altezza del muro);

$t_{cn} = t = 0,30$  m (spessore del muro);

$\gamma_{mur,cn} = \gamma_{mur} = 12\ 000$  N/m<sup>3</sup> (peso specifico della muratura del muro).

## - Fascia Antiribaltamento ( $R_{FAR}$ ) -

La Fascia Antiribaltamento esercita, nel singolo "punto" di ancoraggio, la seguente azione (applicata all'estremità superiore della FAR - *Figura 6.20*):

$$R_{FAR} = \alpha \cdot \eta_a \cdot n_{str} \cdot t_{FAR} \cdot L_{gFAR} \cdot \sigma_{lim,conv} = 1 \cdot 0,80 \cdot 1 \cdot 0,100 \cdot 300 \cdot 1250 = \mathbf{30\,000\,N}$$

con:

- $\alpha = 1,0$  (coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'ancoraggio garantito - non presente nel caso in esame);
- $\eta_a = 0,80$  (fattore di esposizione = esterna);
- $n_{str} = 1$  (numero strati);
- $t_{FAR} = 0,100$  mm (spessore del singolo strato del materiale che costituisce la FAR);
- $L_{gFAR} = 300$  mm (larghezza della fascia);
- $\sigma_{lim,conv} = 1250$  N/m<sup>2</sup> (sigma limite convenzionale del materiale del rinforzo).

## Moltiplicatore di collasso ( $\alpha_0$ )

Applicando il teorema dei lavori virtuali sul muro in esame, risulta:

$$L = 0.$$

Da cui, il lavoro generato in seguito ad una rotazione infinitesima " $\theta$ " dalle azioni presenti nella *Figura 6.20*, risulta:

$$L = -(W_{sol,PERM} + W_{sol,VAR}) \cdot \delta G_{sol,Y} - W_{mur} \cdot \delta G_{mur,Y} - 2 \cdot W_{cn} \cdot \delta G_{cn,Y} - 2 \cdot R_{FAR} \cdot \delta G_{FAR,X} + \alpha_0 \cdot (W_{sol,PERM} + W_{sol,VAR}) \cdot \delta G_{sol,X} + \alpha_0 \cdot W_{mur} \cdot \delta G_{mur,X} + \alpha_0 \cdot 2 \cdot W_{cn} \cdot \delta G_{cn,X} = 0$$

con:

- $\delta G_{sol,Y} = (t/2) \cdot \theta$  (spostamento in Y del punto di applicazione della risultante dei carichi del solaio);
- $\delta G_{mur,Y} = (t/2) \cdot \theta$  (spostamento in Y del baricentro del muro);
- $\delta G_{cn,Y} = [t + L_{cn}/3] \cdot \theta$  (spostamento in Y del baricentro del cuneo);
- $\delta G_{FAR,X} = H \cdot \theta$  (spostamento in X del punto di applicazione dell'azione della FAR);
- $\delta G_{sol,X} = H \cdot \theta$  (spostamento in X del punto di applicazione della risultante dei carichi del solaio);
- $\delta G_{mur,X} = (H/2) \cdot \theta$  (spostamento in X del baricentro del muro);
- $\delta G_{cn,X} = (2/3) \cdot H \cdot \theta$  (spostamento in X del baricentro del cuneo).

Le azioni della precedente relazione vengono considerate moltiplicate per i seguenti fattori ( $\psi_{2i}$ ) della combinazione sismica:

$W_{sol,PERM}$ , $W_{cn}$ e $W_{mur}$	$W_{sol,VAR}$	$R_{FAR}$
Permanente	Abitazione	Permanente
1,00	0,30	1,00

Pertanto, considerando i suddetti fattori di combinazione si ottiene:

$$L = -(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (t/2) \cdot \theta - W_{mur} \cdot (t/2) \cdot \theta - 2 \cdot W_{cn} \cdot [t + L_{cn}/3] \cdot \theta - 2 \cdot R_{FAR} \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot (1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H \cdot \theta + \alpha_0 \cdot W_{mur} \cdot (H/2) \cdot \theta + \alpha_0 \cdot 2 \cdot W_{cn} \cdot (2/3) \cdot H \cdot \theta = 0.$$

Quindi:

$$\alpha_0 \cdot [(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H \cdot \theta + W_{mur} \cdot (H/2) \cdot \theta + 2 \cdot W_{cn} \cdot (2/3) \cdot H \cdot \theta] = (1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (t/2) \cdot \theta + W_{mur} \cdot (t/2) \cdot \theta + 2 \cdot W_{cn} \cdot [t + L_{cn}/3] \cdot \theta + 2 \cdot R_{FAR} \cdot H \cdot \theta.$$

da cui:

$$\alpha_0 = \frac{(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot \frac{t}{2} + W_{mur} \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left(t + \frac{L_{cn}}{3}\right) + 2 \cdot R_{FAR} \cdot H}{(1,00 \cdot W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + W_{mur} \cdot \frac{H}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2}{3} \cdot H} = \frac{M_{stbl}}{M_{Ed}}$$

$$= \frac{(51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot \frac{0,30}{2} + 50760 \cdot \frac{0,30}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \left(0,30 + \frac{1,399}{3}\right) + 2 \cdot 30000 \cdot 3,00}{(51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00}$$

$$= \frac{8657 + 7614 + 11578 + 180000}{173131 + 76140 + 30217} = \frac{210020}{322916} = 207848/279488 = \mathbf{0,7437}.$$

**N.B. 6.9**

Il momento stabilizzante ( $M_{stbl}$ ) e quello ribaltante/sollecitante ( $M_{Ed}$ ) sono pari a:

$$M_{stbl} = 207\,848 \text{ Nm};$$

$$M_{Rib} = M_{Ed} = 279\,488 \text{ Nm}.$$

**Massa Partecipante ( $M^*$ )**

La massa partecipante è data da:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2}.$$

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{\sum (W_i \cdot \delta G_{x,i})^2}{g \cdot \sum W_i \cdot (\delta G_{x,i})^2} = \frac{\left[ (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2}{3} \cdot H + W_{mur} \cdot \frac{H}{2} \right]^2}{g \cdot \left[ (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot (H)^2 + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot H \right)^2 + W_{mur} \cdot \left( \frac{H}{2} \right)^2 \right]} =$$

$$= \frac{\left[ (51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot 3,00 + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2} \right]^2}{g \cdot \left[ (51506 + 0,30 \cdot 20680) \cdot (3,00)^2 + 2 \cdot 7554 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 3,00 \right)^2 + 50760 \cdot \left( \frac{3,00}{2} \right)^2 \right]} =$$

$$= \frac{(173131 + 30217 + 76140)^2}{g \cdot (519394 + 60433 + 114210)} = \frac{(279488)^2}{g \cdot 694037} = 11\,473 \text{ Ns}^2/\text{m}.$$

**Frazione di Massa Partecipante ( $e^*$ )**

La frazione di massa partecipante è data da:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i}.$$

Nel caso in esame:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum W_i} = \frac{g \cdot M^*}{W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR} + 2 \cdot W_{cn} + W_{mur}} = \frac{g \cdot 11473}{57710 + 2 \cdot 7554 + 50760} = 112549/123579 =$$

$$= 0,9108.$$

**Accelerazione spettrale di Attivazione del Meccanismo ( $a^*_0$ )**

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è data da:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_o \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC}.$$

Nel caso in esame:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_o \cdot \sum W_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_o \cdot (W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR} + 2 \cdot W_{cn} + W_{mur})}{M^* \cdot 1,35} = \frac{0,7437 \cdot (57710 + 2 \cdot 7554 + 50760)}{11473 \cdot 1,35} =$$

$$\frac{0,7437 \cdot 123579}{15488} = 91902/15489 = 5,934 \text{ m/s}^2.$$

**N.B. 6.10**

Il valore di FC è assunto sempre pari a 1,35 (§ C8.7.1.2.1.3 circolare del 21 gennaio 2019 n. 7).

## Accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ )

L'accelerazione assoluta alla quota di attivazione del meccanismo viene determinata attraverso gli spettri di piano introdotti nel capitolo 7 della circolare del 21 gennaio 2019 n. 7.

In particolare in EdiLus, per definire l'accelerazione in funzione della quota, viene adoperata la formulazione semplificata del paragrafo C7.2.3, data dalla relazione (C7.2.8):

$$a_z(Z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2};$$

nella quale  $a_{z,k}(z)$  è il contributo del K-esimo modo alla accelerazione massima di piano, dato dalla relazione (C7.2.7):

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

dove:

K è il generico modo di vibrazione;

$S_e(T_k, \xi_k)$  è l'ordinata spettrale (per lo stato limite considerato) per il K-esimo modo, con uno smorzamento ( $\xi$ ) del 5%;

$\gamma_k$  è il K-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della K-esima forma modale alla quota z.

### - Periodo di riferimento ( $T_k = T_1$ ) -

Essendo il calcolo in analisi sismica "Statica Equivalente" ( $K = 1$ ) il periodo fondamentale proprio di vibrazione è dato dalla relazione (C7.3.2).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot (3,00\text{m})^{3/4} = \mathbf{0,114\text{ s}}$$

Con:

H = 3,00 m (altezza della costruzione dal piano di fondazione);

$C_1 = 0,050$  (per costruzioni in muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura).

### - Calcolo $S_e(T_k, \xi_k) = S_e(T_1, 5\%)$ -

Essendo:

Tab. 6.18: periodi allo SLD/SLV

SL	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	0,103	0,310	1,877
SLV	0,123	0,368	2,374

da cui, considerando:

$$\xi = 5\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1.$$

Si ha:

Tab. 6.19: calcolo  $S_e(T_1, \xi)$  allo SLD/SLV

SLD	SLV
Essendo $T_B < T_1 < T_C$ , si ha: $S_e^{(SLD)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLD)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLD)} = 0,0694 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,321 =$ $= \mathbf{1,580\text{ m/s}^2}$ .	Essendo $T_1 < T_B$ , si ha: $S_e^{(SLV)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLV)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLV)} \cdot \left[ \frac{T_1}{T_B^{SLV}} + \frac{1}{\eta \cdot F_0^{(SLV)}} \cdot \left( 1 - \frac{T_1}{T_B^{SLV}} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot \left[ \frac{0,114}{0,123} + \frac{1}{1 \cdot 2,374} \cdot \left( 1 - \frac{0,114}{0,123} \right) \right] =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,372 \cdot [0,9268 + 0,03085] = \mathbf{4,309\text{ m/s}^2}$ ;

### - Calcolo $\gamma_k$ -

Essendo il calcolo di tipo "Statico Equivalente" si può utilizzare la seguente relazione (C7.2.10):

$$\gamma = 3 \cdot n / (2 \cdot n + 1) = 3 \cdot 1 / (2 \cdot 1 + 1) = \mathbf{1,00}$$

Dove n (= 1) è il numero di piani.

## - Calcolo $\psi_k(Z)$ -

Tale valore viene calcolato dal seguente rapporto:

$$\psi_k(Z) = d_{k,G}/d_{k,max};$$

dove:

$d_{k,G}$  = spostamento (in valore assoluto), nel k-esimo modo e nella direzione esaminata (X o Y), del nodo più vicino al baricentro della massa che si sta movimentando;

$d_{k,max}$  = spostamento massimo (in valore assoluto) del k-esimo modo.

Le coordinate del baricentro delle masse  $G_m \equiv (X_{Gm}, Z_{Gm})$  sono:

$$X_{Gm} = \frac{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot \frac{t}{2} + W_{mur} \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \left(t + \frac{L_{cn}}{3}\right)}{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) + W_{mur} + 2 \cdot W_{cn}} = =$$

$$= \frac{57710 \cdot \frac{0,30}{2} + 50760 \cdot \frac{0,30}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \left(0,30 + \frac{1,399}{3}\right)}{57710 + 50760 + 2 \cdot 7554} = \frac{8657 + 7614 + 11578}{57710 + 50760 + 15108} = \frac{27848}{123579} =$$

$$= \mathbf{0,225 \text{ m.}}$$

$$Z_{Gm} = \frac{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) \cdot H + W_{mur} \cdot \frac{H}{2} + 2 \cdot W_{cn} \cdot \frac{2}{3} \cdot H}{(W_{sol,PERM} + 0,30 \cdot W_{sol,VAR}) + W_{mur} + 2 \cdot W_{cn}} = =$$

$$= \frac{57710 \cdot 3,00 + 50760 \cdot \frac{3,00}{2} + 2 \cdot 7554 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,00}{57710 + 50760 + 2 \cdot 7554} = \frac{173131 + 76140 + 30217}{57710 + 50760 + 15108} = \frac{279488}{123579} =$$

$$= \mathbf{2,262 \text{ m.}}$$

Ricordando che nel caso in esame si sta eseguendo un'analisi sismica "Statica Equivalente", con riferimento alle *Figure 6.22* nella successiva tabella si riportano, allo SLD e allo SLV, lo spostamento del nodo più vicino al baricentro delle masse ( $d_{k,G}$ ) e quello in cui si ha lo spostamento massimo ( $d_{k,max}$ ):

Tab. 6.20: valori di  $\psi_k(Z)$  allo SLD/SLV

SL	$d_{k,G}$ [cm]	$d_{k,max}$ [cm]	$\psi_k(Z)$ [-]
SLD	0,0065 (nodo 192)	0,0066 (nodo 139)	0,9848
SLV	0,0806 (nodo 192)	0,0818 (nodo 139)	0,9853

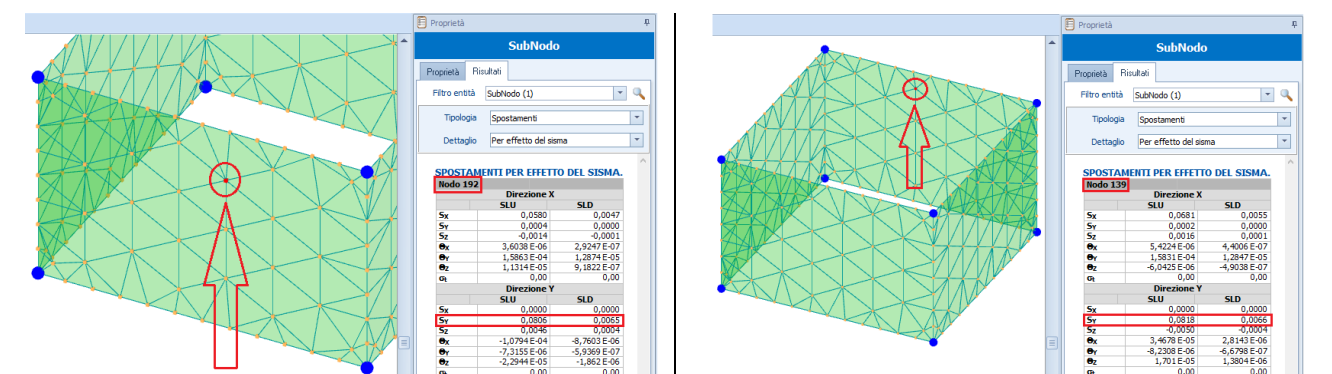


Figura 6.22: valutazione spostamenti  $d_{k,G}$  e  $d_{k,max}$

## - Accelerazione di picco ( $a_0$ ) -

Per cui, il valore dell'accelerazione di picco allo SLD/SLV vale:

$$a_0 = a_z(Z)/q;$$

dove:

$q$  = fattore di comportamento (*assunto pari a 1 allo SLD e 2 allo SLV*).

### N.B. 6.11

Il fattore di comportamento sarebbe dovuto essere pari a 1 essendo il muro libero in testa, ma questo caso nella realtà non si presenta mai essendoci sempre un solaio per cui il valore 2 è fisso.

Ricordando che:

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

nella successiva tabella si riassume il calcolo della  $a_0$  allo SLD e SLV.

Tab. 6.21: valori dell'accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) allo SLD/SLV

SL	$S_e(T_k, \xi_k)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [s]	$\psi_k(Z)$ [s]	$a_z(Z)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\xi$ [%]	q	$a_{0,SL}$ [m/s <sup>2</sup> ]
SLD	1,580	1,00	0,9848	1,564	5	1	1,564
SLV	4,309		0,9853	4,267		2	2,134

### Coefficiente di Sicurezza ( $CS_{SLV}$ e $CS_{SLD}$ )

Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza allo SLD e SLV.

SLD	SLV
Il coefficiente di sicurezza allo SLD è dato da: $CS_{SLD} = a^*_0/a_{0,SLD} = 5,934/1,564 = \mathbf{3,764}$ . Con: $a^*_0 = 5,934 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLD} = 1,564 \text{ m/s}^2$ .	Il coefficiente di sicurezza allo SLV è dato da: $CS_{SLV} = a^*_0/a_{0,SLV} = 5,934/2,134 = \mathbf{2,781}$ . Con: $a^*_0 = 5,934 \text{ m/s}^2$ ; $a_{0,SLV} = 2,134 \text{ m/s}^2$ .

### Angolo Ultimo ( $\theta_u$ )

L'angolo oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO, si ottiene ragionando sulle componenti dello spostamento risultante ( $\delta R_G$ ) del baricentro della Facciata/Muro su cui si attiva il cinematiso (vedi *Figura*):

$$\theta = \arctg(\delta V_G / \delta O_G).$$

Nel caso in esame:

$$\delta V_G = X_{Gm} \cdot \theta = 0,225 \cdot \theta;$$

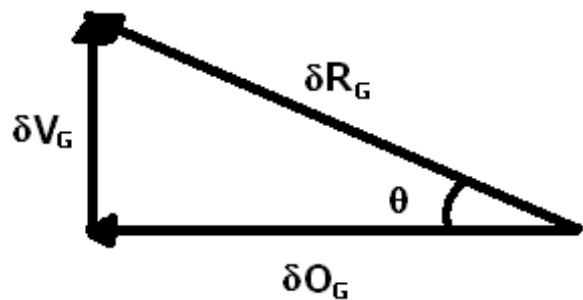
$$\delta O_G = Z_{Gm} \cdot \theta = 2,262 \cdot \theta.$$

Per cui:

$$\begin{aligned} \theta_u &= \arctg(\delta V_G / \delta O_G) = \arctg(X_{Gm} \cdot \theta / Z_{Gm} \cdot \theta) = \\ &= \arctg(X_{Gm} / Z_{Gm}) = \arctg(0,225 / 2,262) = \\ &= \mathbf{5^\circ,69}. \end{aligned}$$

Con:

$$\begin{aligned} X_{Gm} &= 0,225 \text{ m (ascissa del baricentro della masse);} \\ Z_{Gm} &= 2,262 \text{ m (ordinata del baricentro della masse).} \end{aligned}$$



### Spostamento Ultimo ( $\delta_u$ )

Lo spostamento ( $\delta_u$ ) oltre il quale si attiva il meccanismo di RIBALTAMENTO è dato da:

$$\delta_u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u).$$

Nel caso in esame:

$$\delta_u = Z_{Gm} \cdot \tan(\theta_u) = 2,262 \cdot \tan(5^\circ,69) = \mathbf{0,225 \text{ m}}.$$

Con:

$$\begin{aligned} Z_{Gm} &= 2,262 \text{ m (ordinata del baricentro della masse);} \\ \theta_u &= 5^\circ,69 \text{ (angolo ultimo).} \end{aligned}$$

### Confronto verifica a ribaltamento

Di seguito, per la verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di Edilus.

Facciata 1		Piano Terra	
Verifica 1			
Dis <sub>0</sub>		0,00	
CS <sub>SLV</sub>		2,781	
CS <sub>SLD</sub>		3,794	
M <sub>Ed</sub>		279.488	
M <sub>Stbl</sub>		207.848	
α <sub>0</sub>		0,74	
a <sub>0,SLV</sub>		2,134	
a <sub>0,SLD</sub>		1,564	
a* <sub>0</sub>		5,934	
e*		0,9108	
M*		11.473	
d <sub>G</sub>		X: 0,225	
		Y: 2,262	
θ <sub>u</sub>		5,69	
δ <sub>u</sub>		0,225	

Facciata 1		Piano Terra	
Verifica 1			
Dis <sub>0</sub>		0,00	
CS <sub>SLV</sub>		2,71	
CS <sub>SLD</sub>		3,46	
M <sub>Ed</sub>		279.366	
M <sub>Stbl</sub>		207.837	
α <sub>0</sub>		0,74	
a <sub>0,SLV</sub>		2,32	
a <sub>0,SLD</sub>		1,81	
a* <sub>0</sub>		6,29	
e*		0,860	
M*		10.826	
d <sub>G</sub>		X: 0,23	
		Y: 2,26	
θ <sub>u</sub>		6,00	
δ <sub>u</sub>		0,23	

Manuale	EdiLus
---------	--------

**N.B. 6.12**

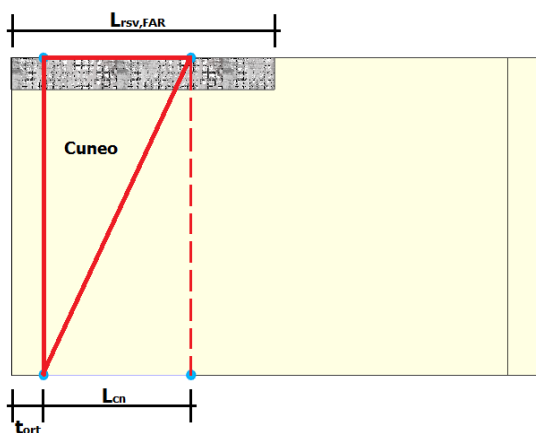
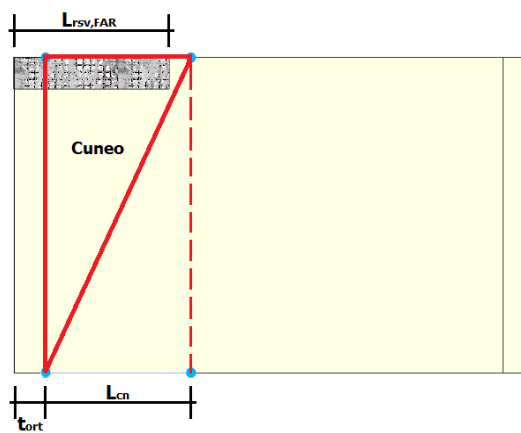
Si fa presente, anche in riferimento all'esempio riportato, che i risultati sono comunque affetti da una certa "imprecisione" funzione della discretizzazione ad elementi finiti impiegata dal codice di calcolo.

## Efficacia e Verifica della FAR

### - Efficacia della FAR -

Affinché la FAR sia efficace occorre che sia ancorata al di fuori del cuneo di distacco (*Figure 6.23 e 6.24*). Questo significa che la lunghezza di ancoraggio/risvolto ( $L_{rsv,FAR}$ ) deve essere maggiore della lunghezza del cuneo ( $L_{cn}$ ) più lo spessore del muro della facciata da verificare ( $t_{ort}$ ), cioè:

$$L_{rsv,FAR} > L_{cn} + t_{ort}$$


 Figura 6.23: FAR efficace ( $L_{rsv,FAR} > t_{ort} + L_{cn}$ )

 Figura 6.24: FAR NON efficace ( $L_{rsv,FAR} < t_{ort} + L_{cn}$ )

Tale condizione diventa più gravosa per i livelli superiori al primo.

Ad esempio, nel caso di cinematicismo rispetto ad una cerniera posizionata alla base della struttura si ha la situazione riportata nella *Figura 6.25*.

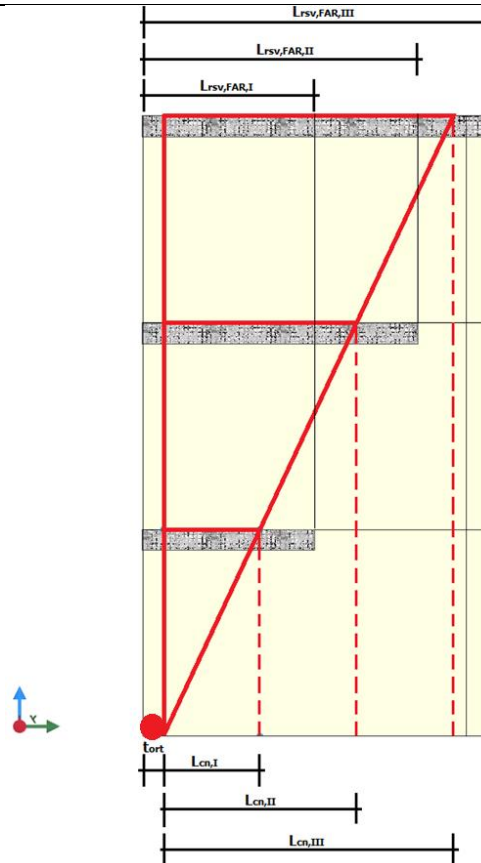


Figura 6.25: FAR efficace su più livelli ( $L_{rsv,FAR,i} > L_{cn,i} + t_{ort,i}$ )

Per il caso in esame l'efficacia della FAR è garantita, infatti:

$$L_{rsv,FAR} = 2,500 \text{ m} > L_{cn} + t_{ort} = 1,399 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 1,699 \text{ m}.$$

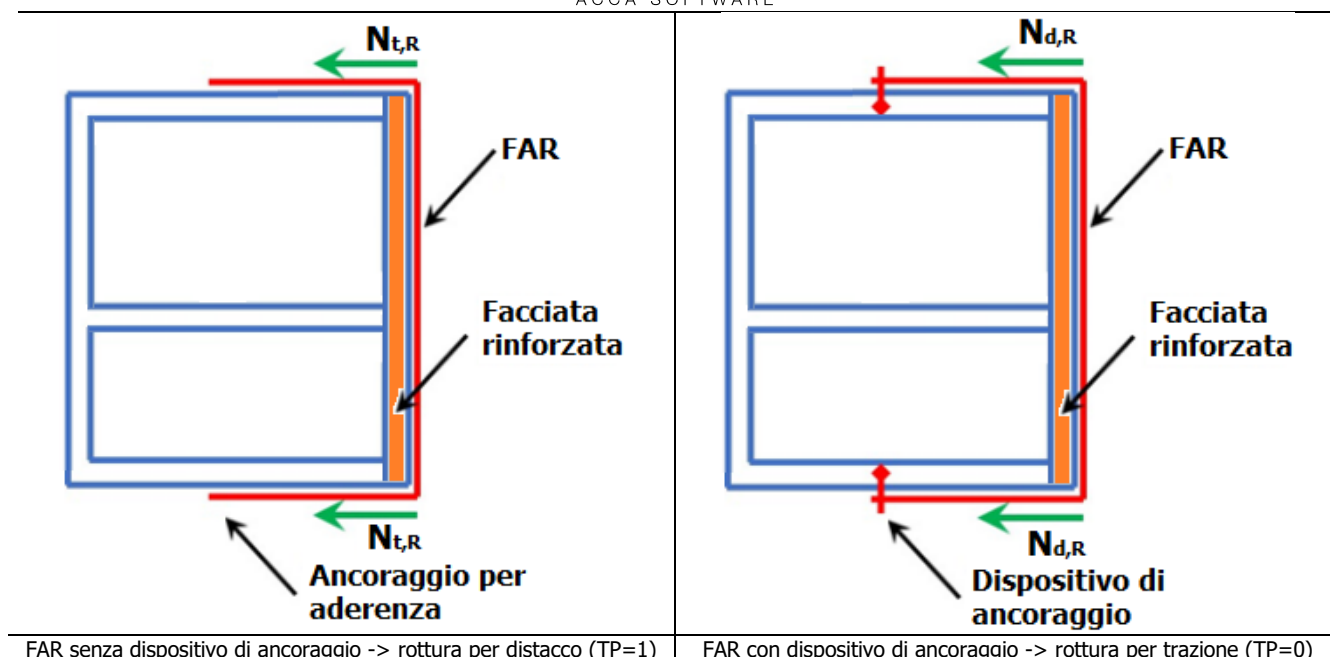
Con:

- $L_{rsv,FAR} = 2\,500 \text{ mm} = 250,0 \text{ cm} = 2,50 \text{ m}$  (lunghezza di ancoraggio/risvolto della FAR);
- $L_{cn} = L_f = 1,339 \text{ m}$  (lunghezza del cuneo; indicata con  $L_f$  in EdiLus);
- $t_{ort} = 0,30 \text{ m}$  (spessore del muro della facciata oggetto di verifica).

### - Verifica della FAR -

La verifica della FAR viene fatta in funzione dei seguenti meccanismi di rottura (*Figura 6.26*):

- **Distacco (TP = 1)**: quando la FAR **NON presenta** dispositivi di ancoraggio. La verifica viene fatta sulla resistenza al distacco data dalla sigma limite convenzionale.
- **Trazione (TP = 0)**: quando la FAR **presenta** dispositivi di ancoraggio. La verifica viene fatta sulla sigma a trazione data dalla sigma limite convenzionale amplificata del "coefficiente di amplificazione".



FAR senza dispositivo di ancoraggio -> rottura per distacco (TP=1)

FAR con dispositivo di ancoraggio -> rottura per trazione (TP=0)

Figura 6.26: Tipi di Rottura FAR

Nel caso in esame non essendo previsti dispositivi di ancoraggio la verifica della FAR viene fatta in funzione del meccanismo di rottura per "distacco" (TP = 1).

La verifica consiste nel controllare che l'azione resistente della FAR ( $N_R$ ) sia maggiore o uguale di quella sollecitante ( $N_{Ed}$ ).

Per cui, per il caso in esame si ha:

$$N_{Ed} = 8\,400\text{ N};$$

$$N_R = R_{FAR} = 30\,000\text{ N}.$$

Con:

$$N_{Ed} = 9969\text{ N (azione di progetto);}$$

$$R_{FAR} = 30\,000\text{ N [azione resistente esercitata della FAR, § "Valutazione Azioni -> Fascia Antiribaltamento ( $R_{FAR}$ )"].}$$

Da cui:

$$CS = N_R / N_{Ed} = 30\,000\text{ N} / 8\,400\text{ N} = 3,57.$$

## Confronto efficacia/verifica FAR

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Piano Terra	
Id <sub>rf</sub>	0001
Verifica1	
Id <sub>fc</sub>	Facciata 1
L <sub>rsv</sub>	5.000
L <sub>f</sub>	1.399
N <sub>Ed</sub>	8.400
TP	1
N <sub>R</sub>	30.000
CS	3,57

Manuale

Piano Terra	
Id <sub>rf</sub>	0001
Verifica1	
Id <sub>fc</sub>	Facciata 1
L <sub>rsv</sub>	5.000
L <sub>f</sub>	1.399
N <sub>Ed</sub>	8.400
TP	1
N <sub>R</sub>	30.000
CS	3,57

EdiLus

## 7 (MU) - Test di Validazione n.07 (Spanciamento ed azioni sulle Catene)

Titolo: **Verifica a SPANCIAMENTO**

Il file di EdiLus (MU) è: **MU\_Validazione\_spnc.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica "LOCALE" a **SPANCIAMENTO** della facciata individuata nella *Figura 7.1* e *Figura 7.2*.

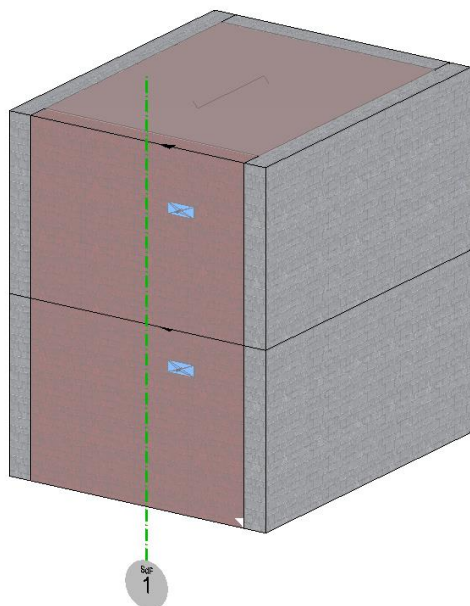


Figura 7.1: vista -"Editor 3D"

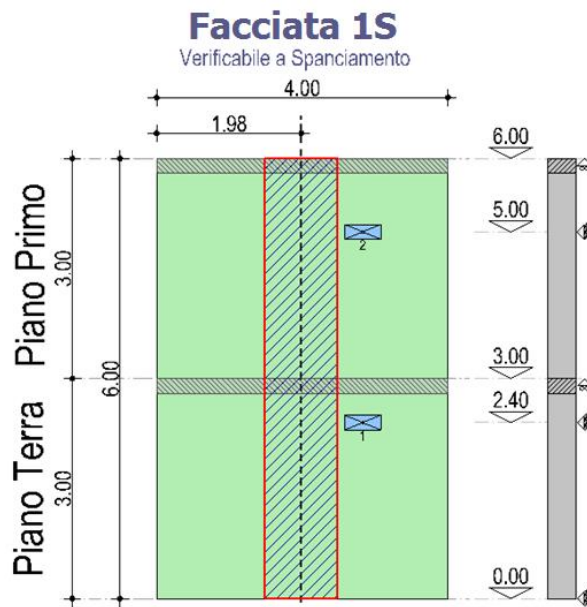


Figura 7.2: vista - "Facciate"

### Dati

#### - Facciata -

La facciata in esame interessa due Piani/Livelli e presenta le caratteristiche riportate nella Tab. 7.1:

Tab. 7.1: caratteristiche facciata

Piano/Livello	$H_m$ [m]	$t_m$ [m]	$\gamma_{mur}$ [N/m <sup>3</sup> ]	$Z_{catene}$ [m]	$L_{Fac}$ [m]
Piano I	3,00	0,40	16 000	2,40	1,00
Piano II	3,00	0,40	16 000	5,00	1,00

Legenda:

$H_m$ : altezza del muro presente al piano i-esimo;  
 $t_m$ : spessore del muro presente al piano i-esimo;  
 $\gamma_{mur}$ : peso specifico della muratura presente al piano;

$Z_{catene}$ : quota, rispetto alle fondazioni, delle catene;  
 $L_{Fac}$ : larghezza della striscia di facciata (*N.B. 7.1*).

#### - Solai -

La facciata ai vari piani/livelli, è caricata (*direttamente*) dai solai aventi le caratteristiche riportate nella Tab. 7.2:

Tab. 7.2: caratteristiche solai

Piano/Livello	$L_{sol}$ [m]	$Q_{Perm}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$Q_{PNS}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$Q_{Var}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$Q_{Neve}$ [N/m <sup>2</sup> ]	Amm [SI/NO]
Piano I	4,90	2 800	2 360	2 000	0	NO
Piano II	4,90	2 800	2 360	2 000	0	NO

Legenda:

$L_{sol}$ : lunghezza del solaio (interno-interno muri) all'i-esimo piano;  
 $Q_{Perm}$ : aliquota dei carichi Permanenti all'i-esimo piano;  
 $Q_{PNS}$ : aliquota dei carichi Permanenti NON Strutturali all'i-esimo piano;

$Q_{Var}$ : aliquota dei carichi Variabili all'i-esimo piano;  
 $Q_{Neve}$ : aliquota del carico da Neve all'i-esimo piano;  
 Amm: indica solaio ammortato (SI) o NON ammortato (NO).

## - Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le **NTC 2018** (circolare n°7 del 21-01-2019 - § C8.7.1.2.1.4) in analisi sismica "Statica Equivalente", per i seguenti dati sismici:

Tab. 7.3: parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	C

Tab. 7.4: coordinate Geografiche (*datum ED50*)

Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	14.7925	40.9155555555556	348

Tab. 7.5: parametri Sismici

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$\xi$	$\eta$
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,280	1,500	1,602	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,309	1,500	1,551			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,402	1,425	1,465			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,423	1,336	1,452			

Legenda:

$T_r$ : periodo di ritorno dell'azione sismica;

$a_g/g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$ : periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$C_c$ : coefficiente di amplificazione di  $T_c$ ;

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica;

$\xi$ : coefficiente viscoso equivalente;

$\eta$ : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%.

## Schema di Calcolo

Nella verifica a spanciamento (*rottura interna*) si ipotizza la formazione, ad una data quota, di una cerniera orizzontale e si calcola l'accelerazione orizzontale ( $a^*_0$ ) che attiva il meccanismo.

La cerniera può formarsi, tra due vincoli, ad una quota *indefinita*, per cui occorre procedere per tentativi.

Nel caso in esame, *non essendo i solai ammorsati (carrelli ad asse verticale nei punti C ed E - Figura 7.3)*, i vincoli sono rappresentati dalle catene (*incastrati nei punti B ed D - Figura 7.3*), e lo schema di calcolo esaminato è quello riportato nella *Figura 7.4*.

Praticamente, si individuano due tratti della muratura (*Tratto I = A-B e Tratto II = B-D - Figura 7.3*) in cui è possibile il formarsi del meccanismo (*formazione di cerniere*).

### N.B. 7.1

I calcoli sono riferiti a una larghezza (*striscia*) unitaria in senso ortogonale al foglio - (*Figura 7.2*).

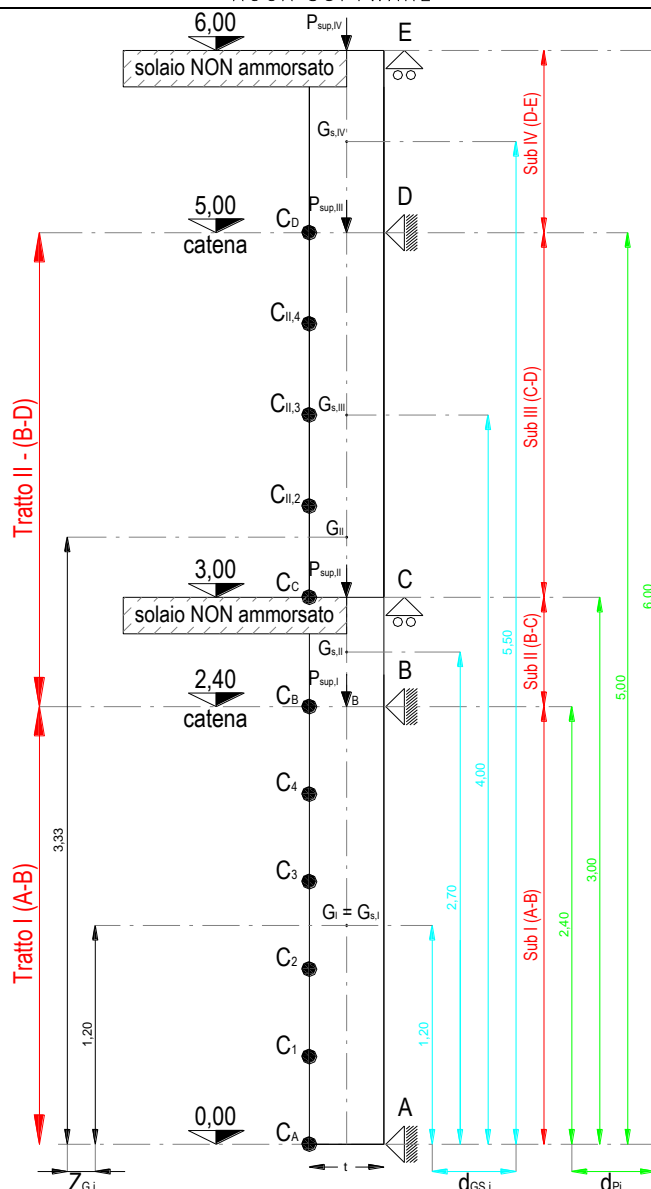


Figura 7.3: schema di calcolo della facciata

## Carichi

Con riferimento alla *Figura 7.3*, procedendo dal basso verso l'alto, lo schema di calcolo può essere suddiviso nei quattro "Sub Trattati" che presentano i carichi riportati nelle successive tabelle:

### - Muri Sub Trattati -

I muri che costituiscono i vari tratti presentano i seguenti pesi (CC Permanente):

Tab. 7.6: pesi muri dei Sub Trattati della facciata

Sub Tratto	$h_{m,sub}$ [m]	$t_{m,sub}$ [m]	$L_{Fac}$ [m]	$\gamma_{mur}$ [N/m <sup>3</sup> ]	$P_{sub,i} = P_{sub,PERM,i} = h_{m,sub} \cdot t_{m,sub} \cdot L_{Fac} \cdot \gamma_{mur}$ [N]
I	2,40	0,40	1,00	16 000	$2,40 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 16000 = 15\ 360$
II	0,60	0,40	1,00	16 000	$0,60 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 16000 = 3\ 840$
III	2,00	0,40	1,00	16 000	$2,60 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 16000 = 12\ 800$
IV	1,00	0,40	1,00	16 000	$1,00 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 16000 = 6\ 400$

Legenda:

$h_{m,sub}$ : altezza muro del Sub Tratto i-esimo;  
 $t_{m,sub}$ : spessore muro del Sub Tratto i-esimo;  
 $L_{Fac}$ : larghezza della striscia di facciata;

$\gamma_{mur}$ : peso specifico muratura del Sub Tratto i-esimo;  
 $P_{sub,i}$ : peso del muro del Sub Tratto i-esimo.

## - Solai -

I solai ai vari livelli determinano, sulla facciata, i seguenti carichi:

Tab. 7.7: aliquote dei carichi dei solai

Piano/ Livello	$P_{Sol,PERM} = \frac{L_{sol}}{2} \cdot L_{Fac} \cdot Q_{PERM}$ [N]	$P_{Sol,PNS} = \left( \frac{L_{sol}}{2} + \frac{t_m}{2} \right) \cdot L_{Fac} \cdot Q_{PNS}$ [N]	$P_{Sol,VAR} = \left( \frac{L_{sol}}{2} + \frac{t_m}{2} \right) \cdot L_{Fac} \cdot Q_{Var}$ [N]
I	$\frac{4,90}{2} \cdot 1,00 \cdot 2800 = 6\ 860$	$\left( \frac{4,90}{2} + \frac{0,40}{2} \right) \cdot 1,00 \cdot 2360 = 6\ 254$	$\left( \frac{4,90}{2} + \frac{0,40}{2} \right) \cdot 1,00 \cdot 2000 = 5\ 300$
II	$\frac{4,90}{2} \cdot 1,00 \cdot 2800 = 6\ 860$	$\left( \frac{4,90}{2} + \frac{0,40}{2} \right) \cdot 1,00 \cdot 2360 = 6\ 254$	$\left( \frac{4,90}{2} + \frac{0,40}{2} \right) \cdot 1,00 \cdot 2000 = 5\ 300$

Legenda:

$P_{Sol,Perm}$ : aliquota dei carichi Permanenti;

$P_{Sol,Var}$ : aliquota dei carichi Variabili.

$P_{Sol,PNS}$ : aliquota dei carichi Permanenti Non Strutturali (PNS);

## - Carichi Sub Trattati -

Quindi, in sommità ad ogni singolo "Sub Tratto" agiscono i seguenti carichi:

Tab. 7.8: aliquota dei carichi in **TESTA** ai "Sub Trattati" della facciata

Sub Tratto	$P_{Sup,i}$		
	PERM [N]	PNS [N]	VAR [N]
I	$P_{Sup,PERM,I} = P_{sol,PERM,II} + P_{sub,IV} + P_{sub,III} + P_{sol,PERM,I} + P_{sub,II} = 6860 + 6400 + 12800 + 6860 + 3840 = 36\ 760$	$P_{Sup,PNS,I} = P_{sol,PNS,II} + P_{sol,PNS,I} = 6254 + 6254 = 12\ 508$	$P_{Sup,VAR,I} = P_{sol,VAR,II} + P_{sol,VAR,I} = 5300 + 5300 = 10\ 600$
II	$P_{Sup,PERM,II} = P_{sol,PERM,II} + P_{sub,IV} + P_{sub,III} + P_{sol,PERM,I} = 6860 + 6400 + 12800 + 6860 = 32\ 920$	$P_{Sup,PNS,II} = P_{sol,PNS,II} + P_{sol,PNS,I} = 6254 + 6254 = 12\ 508$	$P_{Sup,VAR,II} = P_{sol,VAR,II} + P_{sol,VAR,I} = 5300 + 5300 = 10\ 600$
III	$P_{Sup,PERM,III} = P_{sol,PERM,II} + P_{sub,IV} = 6860 + 6400 = 13\ 260$	$P_{Sup,PNS,III} = P_{sol,PNS,II} = 6\ 254$	$P_{Sup,VAR,III} = P_{sol,VAR,II} = 5\ 300$
IV	$P_{Sup,PERM,IV} = P_{sol,PERM,II} = 6\ 860$	$P_{Sup,PNS,IV} = P_{sol,PNS,II} = 6\ 254$	$P_{Sup,VAR,IV} = P_{sol,VAR,II} = 5\ 300$

Legenda:

$P_{sub,i}$ : peso del muro del Sub Tratto i-esimo;

$P_{sol,i}$ : aliquota (PERM, PNS E VAR) carichi solaio all'i-esimo piano;

$P_{Sup,i}$ : aliquota del carico complessivo in **TESTA** al Sub Tratto i-esimo (*comprensivo anche dei carichi dei Sub Trattati superiori*).

## Verifica Tratto I (A-B)

Assumendo i blocchi perfettamente rigidi, si ipotizza:

- la formazione di una cerniera cilindrica (*le cerniere sono puntuali*) ad una data quota  $h_1^I$  (*Figura 7.4*), compresa tra quota 0,00 m (A) e quota 2,40 m (B);
- una rotazione virtuale unitaria  $\psi$  al tratto di muro inferiore, con il tratto di muro superiore, di altezza  $h_2^I$ , che subirà una rotazione  $\phi_I$  data da (*Figura 7.5*):

$$\phi_I = \frac{h_1^I}{h_2^I} \cdot \psi$$

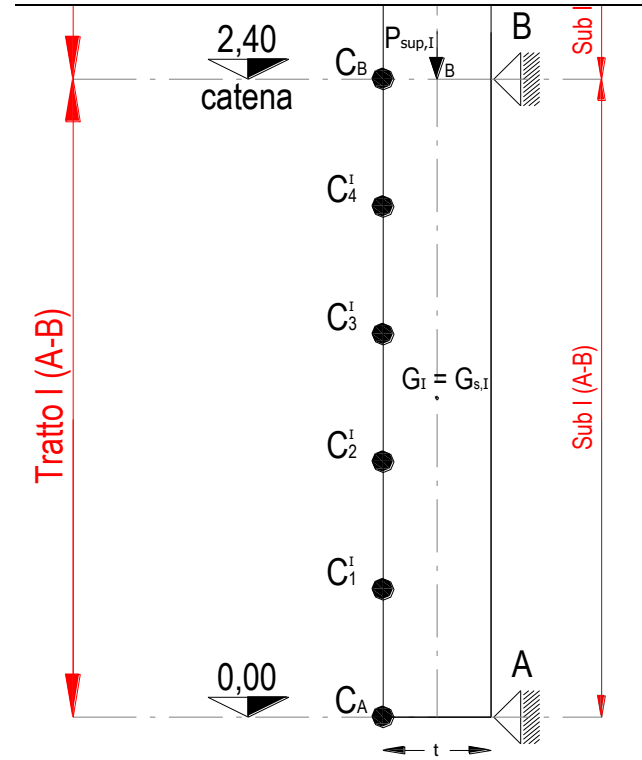


Figura 7.4: formazione cerniere Tratto I

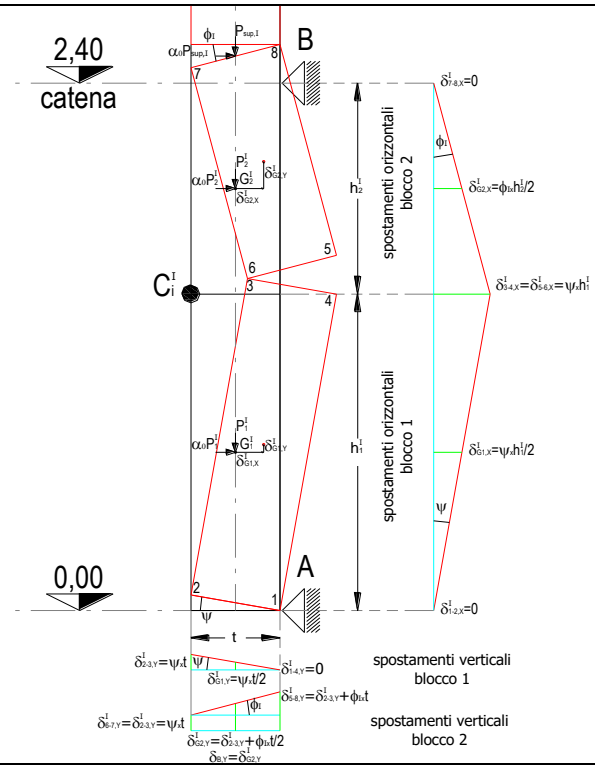


Figura 7.5: generico cinematismo lungo il Tratto I

### - Spostamenti -

Gli spostamenti subiti dai punti (*più significativi*) dei blocchi a causa della rotazione impressa ( $\psi$ ) sono (Figura 7.5):

$\delta_{2-3,Y}^I = \psi \cdot t$	spostamento lungo Y ( <i>verticale</i> ) lato 2-3 del blocco 1 = spostamento lato 6-7 del blocco 2
$\delta_{G1,X}^I = \psi \cdot \frac{h_1^I}{2}$	spostamento lungo X ( <i>orizzontale</i> ) del baricentro del blocco 1
$\delta_{G1,Y}^I = \psi \cdot \frac{t}{2}$	spostamento lungo Y ( <i>verticale</i> ) del baricentro del blocco 1
$\delta_{G2,X}^I = \phi_1 \cdot \frac{h_2^I}{2}$	spostamento lungo X ( <i>orizzontale</i> ) del baricentro del blocco 2
$\delta_{G2,Y}^I = \delta_{2-3,Y}^I + \phi_1 \cdot \frac{t}{2}$	spostamento lungo Y ( <i>verticale</i> ) del baricentro del blocco 2
$\delta_{B,Y} = \delta_{G2,Y}^I$	spostamento lungo Y ( <i>verticale</i> ) della forza ( $P_{sup,I}$ ) in testa al Tratto I

Ipotizzando la formazione, tra i vincoli A e B (Tratto I), di 4 cerniere ( $C_1 - C_2 - C_3 - C_4$ ) si ha:

Tab. 7.9: spostamenti cinatismi Tratto I

Tratto	cerniera	Dis0 [m]	$h_1^I$ [m]	$h_2^I$ [m]	t [m]	$\psi$ [-]	$\phi_1$ [-]	Blocco inf.			Blocco sup.		
								$\delta_{2-3,Y}^I$ [m]	$\delta_{G1,X}^I$ [m]	$\delta_{G1,Y}^I$ [m]	$\delta_{G2,X}^I$ [m]	$\delta_{G2,Y}^I$ [m]	$\delta_{B,Y}$ [m]
I	$C_A$	0,00	0,00	2,40	0,40	1,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$C_1^I$	0,48	0,48	1,92	0,40	1,00	0,25	0,40	0,24	0,20	0,24	0,45	0,45
	$C_2^I$	0,96	0,96	1,44	0,40	1,00	0,67	0,40	0,48	0,20	0,48	0,53	0,53
	$C_3^I$	1,44	1,44	0,96	0,40	1,00	1,50	0,40	0,72	0,20	0,72	0,70	0,70
	$C_4^I$	1,92	1,92	0,48	0,40	1,00	4,00	0,40	0,96	0,20	0,96	1,20	1,20
	$C_B$	2,40	2,40	0,00	0,40	1,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Legenda:

Dis0: distanza dalla base della cerniera  $i$ -esima ( $C_i$ );  
 $h_1^I$ : altezza del blocco 1 sotto l' $i$ -esima cerniera;  
 $h_2^I$ : altezza del blocco 2 sopra l' $i$ -esima cerniera;  
 t: spessori blocchi Tratto I;  
 $\psi$ : rotazione virtuale blocco 1;  
 $\phi_1$ : rotazione subita dal blocco 2 in seguito alla rotazione  $\psi$ ;

$\delta_{2-3,Y}^I$ : spostamento lungo Y lato 2-3 blocco 1;  
 $\delta_{G1,X}^I$ : spostamento lungo X baricentro blocco 1;  
 $\delta_{G1,Y}^I$ : spostamento lungo Y baricentro blocco 1;  
 $\delta_{G2,X}^I$ : spostamento lungo X baricentro blocco 2;  
 $\delta_{G2,Y}^I$ : spostamento lungo Y baricentro blocco 2;  
 $\delta_{B,Y}$ : spostamento lungo Y del punto di applicazione della forza  $P_{sup,I}$ .

### - Moltiplicatore di Collasso -

Applicando il PRINCIPIO dei LAVORI VIRTUALI si ha:

$$L_{rib} + L_{stab} = 0,$$

dove:

$L_{rib}$ : lavoro delle forze **RIBALTANTI**, dato da:

$$L_{rib} = \alpha_0 \cdot P_1^I \cdot \delta_{G1,X}^I + \alpha_0 \cdot P_2^I \cdot \delta_{G2,X}^I = \alpha_0 \cdot (P_1^I \cdot \delta_{G1,X}^I + P_2^I \cdot \delta_{G2,X}^I) = \alpha_0 \cdot \left( P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \phi_I \cdot \frac{h_2^I}{2} \right) = \alpha_0 \cdot L_{rib}^*,$$

con:

$\alpha_0$ : moltiplicatore di collasso (per la cerniera i-esima);

$P_1^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_1^I \cdot L_{Fac}$ : peso del blocco 1 sotto la cerniera i-esima;

$P_2^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_2^I \cdot L_{Fac}$ : peso del blocco 2 sopra la cerniera i-esima;

$\delta_{G1,X}^I$ : spostamento lungo X del baricentro del blocco 1 (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9);

$\delta_{G2,X}^I$ : spostamento lungo X del baricentro del blocco 2 (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9).

$L_{stab} = L_{stab,1} + L_{stab,2}$ : lavoro delle forze **STABILIZZANTI**, dove:

▪  $L_{stab,1}$ : lavoro delle forze esterne, dato da:

$$L_{stab,1} = P_{sup,I} \cdot \delta_{B,Y} = P_{sup,I} \cdot \delta_{G2,Y}^I = P_{sup,I} \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right);$$

con:

$P_{sup,I}$ : aliquota (PERM, PNS e VAR) dei carichi verticali che agiscono in testa al Tratto I (Tab. 7.8);

$\delta_{B,Y}$ : spostamento lungo Y del punto di applicazione della forza  $P_{sup,I}$  (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9);

$\delta_{G2,Y}^I$ : spostamento lungo Y del baricentro del blocco 2 (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9).

▪  $L_{stab,2}$ : lavoro delle forze interne (lavoro dei "tronchi rigidi" di muratura che fanno parte del Tratto I), dato da:

$$L_{stab,2} = P_1^I \cdot \delta_{G1,Y}^I + P_2^I \cdot \delta_{G2,Y}^I = P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right);$$

con:

$P_1^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_1^I \cdot L_{Fac}$ : peso del blocco 1 sotto la cerniera i-esima;

$P_2^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_2^I \cdot L_{Fac}$ : peso del blocco 2 sopra la cerniera i-esima;

$\delta_{G1,Y}^I$ : spostamento lungo Y del baricentro del blocco 1 (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9);

$\delta_{G2,Y}^I$ : spostamento lungo Y del baricentro del blocco 2 (per la cerniera i-esima - Tab. 7.9).

Pertanto, il lavoro delle forze **STABILIZZANTI** è dato da:

$$L_{stab} = L_{stab,1} + L_{stab,2} = \left[ P_{sup,I} \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right] + \left[ P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right].$$

Quindi, l'espressione del PRINCIPIO dei LAVORI VIRTUALI diventa:

$$L_{rib} + L_{stab} = \left[ \alpha_0 \cdot \left( P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \phi_I \cdot \frac{h_2^I}{2} \right) \right] + \left[ P_{sup,I} \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right] + \left[ P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right] = 0.$$

Da cui possiamo ricavare il **MOLTIPLICATORE DI COLLASSO** ( $\alpha_0$ ):

$$\alpha_0 = \frac{\left[ P_{sup,I} \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right] + \left[ P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right]}{\left( P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \phi_I \cdot \frac{h_2^I}{2} \right)} = \frac{L_{stab}}{L_{rib}^*}.$$

Le azioni della precedente relazione vengono considerate moltiplicate per i seguenti fattori ( $\psi_{2i}$ ) della combinazione sismica:

$P_1^I, P_2^I, P_{Sup,PERM,I}$ e $P_{Sup,PNS,I}$	$P_{Sup,VAR,I}$	$R_{FAR}$
Permanente	Abitazione	Permanente
1,00	0,30	1,00

Pertanto, considerando i suddetti fattori di combinazione si ottiene:

$$\alpha_0 = \frac{\left[ (P_{Sup,PERM,I} + P_{Sup,PNS,I} + 0,3 \cdot P_{Sup,VAR,I}) \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right] + \left[ P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \left( \delta_{2-3,Y}^I + \phi_I \cdot \frac{t}{2} \right) \right]}{\left( P_1^I \cdot \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} + P_2^I \cdot \phi_I \cdot \frac{h_2^I}{2} \right)} = \frac{L_{stab,1} + L_{stab,2}}{L_{rib}^*}$$

Con riferimento alla Tab. 7.8 e Tab. 7.9, per il caso in esame nelle successive tabelle si riportano, rispettivamente, i valori di  $L_{rib}^*$ ,  $L_{stab,1}$  e  $L_{stab,2}$ :

Tab. 7.10: calcolo  $L_{rib}^*$  per il Tratto I

Tratto	cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	$P_1^I$ [N]	$P_2^I$ [N]	$\delta_{G1,X}^I$ [m]	$\delta_{G2,X}^I$ [m]	$L_{rib}^*$ [Nm]
I	C <sub>A</sub>	0,00	0	15 360	0,00	0,00	0
	C <sub>1</sub> <sup>I</sup>	0,48	3 072	12288	0,24	0,24	3 686
	C <sub>2</sub> <sup>I</sup>	0,96	6 144	9 216	0,48	0,48	7 373
	C <sub>3</sub> <sup>I</sup>	1,44	9 216	6 144	0,72	0,72	11 059
	C <sub>4</sub> <sup>I</sup>	1,92	12288	3 072	0,96	0,96	14 746
	C <sub>B</sub>	2,40	15 360	0	0,00	0,00	0

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub><sup>I</sup>);  
 $P_1^I$ : peso del blocco 1 sotto la cerniera i-esima;  
 $P_2^I$ : peso del blocco 2 sopra la cerniera i-esima;

$\delta_{G1,X}^I$ : spostamento lungo X baricentro blocco 1;  
 $\delta_{G2,X}^I$ : spostamento lungo X baricentro blocco 2;  
 $L_{rib}^*$ : lavoro delle forze ribaltanti (*a meno di*  $\alpha_0$ ).

Tab. 7.11: calcolo  $L_{stab,1}$  per il Tratto I

Tratto	cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	$P_{Sup,PERM,I}$ [N]	$P_{Sup,PNS,I}$ [N]	$P_{Sup,VAR,I}$ [N]	$\delta_{B,Y}$ [m]	$L_{stab,1}$ [Nm]
I	C <sub>A</sub>	0,00	36 760	12 508	10 600	0,00	0
	C <sub>1</sub> <sup>I</sup>	0,48				0,45	23 602
	C <sub>2</sub> <sup>I</sup>	0,96				0,53	27 972
	C <sub>3</sub> <sup>I</sup>	1,44				0,70	36 714
	C <sub>4</sub> <sup>I</sup>	1,92				1,20	62 938
	C <sub>B</sub>	2,40				0,00	0

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub><sup>I</sup>);

$P_{Sup,VAR,I}$ : aliquota dei carichi verticali Variabili che agiscono in testa al Tratto I;

$P_{Sup,PERM,I}$ : aliquota dei carichi verticali permanenti che agiscono in testa al Tratto I;

$\delta_{B,Y}$ : spostamento lungo Y del punto di applicazione della forza  $P_{Sup,I}$ ;

$P_{Sup,PNS,I}$ : aliquota dei carichi verticali Permanenti Non Strutturali che agiscono in testa al Tratto I;

$L_{stab,1}$ : I contributo delle forze stabilizzanti.

Tab. 7.12: calcolo  $L_{stab,2}$  per il Tratto I

Tratto	cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	$P_1^I$ [N]	$P_2^I$ [N]	$\delta_{G1,Y}^I$ [m]	$\delta_{G2,Y}^I$ [m]	$L_{stab,2}$ [Nm]
I	C <sub>A</sub>	0,00	0	15 360	0,00	0,00	0
	C <sub>1</sub> <sup>I</sup>	0,48	3 072	12288	0,20	0,45	6 144
	C <sub>2</sub> <sup>I</sup>	0,96	6 144	9 216	0,20	0,53	6 144
	C <sub>3</sub> <sup>I</sup>	1,44	9 216	6 144	0,20	0,70	6 144
	C <sub>4</sub> <sup>I</sup>	1,92	12288	3 072	0,20	1,20	6 144
	C <sub>B</sub>	2,40	15 360	0	0,00	0,00	0

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub><sup>I</sup>);

$\delta_{G1,Y}^I$ : spostamento lungo Y baricentro blocco 1;

$P_1^I$ : peso del blocco 1 sotto la cerniera i-esima;

$\delta_{G2,Y}^I$ : spostamento lungo Y baricentro blocco 2;

$P_2^I$ : peso del blocco 2 sopra la cerniera i-esima;

$L_{stab,2}$ : II contributo delle forze stabilizzanti.

Per cui il **MOLTIPLICATORE DI COLLASSO** ( $\alpha_0$ ) vale:

Tab. 7.13: moltiplicatori di collasso per i cinematicismi del Tratto I

Tratto	cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	L <sup>*</sup> <sub>rib</sub> (M <sub>Ed</sub> ) [Nm]	L <sub>stab,1</sub> [Nm]	L <sub>stab,2</sub> [Nm]	L <sub>stab</sub> (M <sub>Stbl</sub> ) [Nm]	$\alpha_0$ [-]
I	C <sub>A</sub>	0,00	0	0	0	0	0,00
	C <sub>1</sub> <sup>I</sup>	0,48	3 686	23 602	6 144	29 746	8,07
	C <sub>2</sub> <sup>I</sup>	0,96	7 373	27 972	6 144	34 116	4,63
	C <sub>3</sub> <sup>I</sup>	1,44	11 059	36 714	6 144	42 858	3,88
	C <sub>4</sub> <sup>I</sup>	1,92	14 746	62 938	6 144	69 082	4,68
	C <sub>B</sub>	2,40	0	0	0	0	0,00

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub><sup>I</sup>);

L<sup>\*</sup><sub>rib</sub>: lavoro delle forze ribaltanti (a meno di  $\alpha_0$ );

L<sub>stab,1</sub>: I contributo delle forze stabilizzanti;

L<sub>stab,2</sub>: II contributo delle forze stabilizzanti;

L<sub>stab</sub>: lavoro delle forze stabilizzanti;

$\alpha_0$ : moltiplicatore di collasso.

### - Accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) -

L'accelerazione assoluta alla quota di attivazione del meccanismo viene determinata attraverso gli spettri di piano introdotti nel capitolo 7 della circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

In particolare in Edilus, per definire l'accelerazione in funzione della quota, viene adoperata la formulazione semplificata del paragrafo C7.2.3, data dalla relazione (C7.2.8):

$$a_z(Z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2}$$

nella quale  $a_{z,k}(z)$  è il contributo del K-esimo modo alla accelerazione massima di piano, dato dalla relazione (C7.2.7):

$$a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

dove:

K è il generico modo di vibrazione;

$S_e(T_k, \xi_k)$  è l'ordinata spettrale (per lo stato limite considerato) per il K-esimo modo, con uno smorzamento ( $\xi$ ) del 5%;

$\gamma_k$  è il K-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della K-esima forma modale alla quota z.

Noto  $a_z(Z)$  possiamo ricavare l'accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) dalla seguente relazione:

$$a_0 = \frac{a_z(Z)}{q};$$

dove:

q = fattore di comportamento (*assunto pari a 2 allo SLV ed 1 allo SLD*).

Di seguito si riporta il calcolo delle varie grandezze necessarie per la valutazione di  $a_0$ .

### -- Periodo di riferimento ( $T_k = T_1$ ) --

Essendo il calcolo in analisi sismica "Statica Equivalente" (K = 1) il periodo fondamentale proprio di vibrazione è dato dalla relazione (C7.3.2).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot (6,00\text{m})^{3/4} = 0,192 \text{ s.}$$

Con:

H = 6,00 m (altezza della costruzione dal piano di fondazione);

C<sub>1</sub> = 0,050 (per costruzioni in muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura).

### -- Calcolo $S_e(T_k, \xi_k) = S_e(T_1, 5\%)$ --

Essendo:

Tab. 7.14: periodi allo SLV/SLD

SL	T <sub>B</sub> [s]	T <sub>C</sub> [s]	T <sub>D</sub> [s]
SLV	0,179	0,537	2,374
SLD	0,160	0,479	1,878

da cui, considerando:

$$\xi = 5\% \rightarrow n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1.$$

Si ha:

Tab. 7.15: calcolo  $S_e(T_1, \xi)$  allo SLV/SLD

SLV	SLD
Essendo $T_B < T_1 < T_C$ , si ha: $S_e^{(SLV)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLV)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLV)} =$ $= 0,1934 \cdot g \cdot 1,425 \cdot 1 \cdot 2,372 = \mathbf{6,4129 \text{ m/s}^2}$	Essendo $T_B < T_1 < T_C$ , si ha: $S_e^{(SLD)}(T_1, \xi) = a_g^{(SLD)} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0^{(SLD)} =$ $= 0,0694 \cdot g \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2,321 = \mathbf{2,3703 \text{ m/s}^2}$

### -- Calcolo $\gamma_k$ --

Essendo il calcolo di tipo "Statico Equivalente" si può utilizzare la seguente relazione (C7.2.10):

$$\gamma = \frac{3 \cdot n}{(2 \cdot n + 1)} = \frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 2 + 1} = \mathbf{1,20}.$$

Dove  $n (= 2)$  è il numero di piani.

### -- Calcolo $\psi_k(Z)$ --

Tale valore viene calcolato dal seguente rapporto:

$$\psi_k(Z) = d_{k,G}/d_{k,max};$$

dove:

$d_{k,G}$  = spostamento (in valore assoluto), nel k-esimo modo e nella direzione esaminata (X o Y), del nodo più vicino al baricentro della massa che si sta movimentando;

$d_{k,max}$  = spostamento massimo (in valore assoluto) del k-esimo modo.

Ricordando che nel caso in esame si sta eseguendo un'analisi sismica "Statica Equivalente", si procede di seguito alla valutazione di  $d_{k,G}$  e  $d_{k,max}$  per il tratto in esame.

### - Valutazione $d_{k,G}$

La valutazione di  $d_{k,G}$  viene eseguita utilizzando il concetto di "fascia" (N.B. 7.2), ovvero si esegue una media pesata sulla massa degli spostamenti di tutti quei nodi che si mantengono all'interno di una fascia di semiampiezza di 1,0 m centrata alla quota del punto di applicazione dell'accelerazione (G: baricentro del tratto in esame - "quota di interesse").

#### N.B. 7.2

Per i meccanismi di collasso, valutati per le sezioni di facciata, si fa l'ipotesi di un comportamento a corpo rigido della parete.

Tuttavia, quando si valuta lo spettro di piano si passa dalle forme modali e quindi dagli spostamenti di tutti i nodi degli shell che appartengono alla parete. In generale una deformata modale di una parete assume una forma ben lontana da quella di un corpo rigido, per cui fare riferimento ad un unico punto della parete (o ad un nodo ad esso prossimo) per calcolare l'accelerazione significherebbe sovrastimare lo spostamento della parete stessa.

Pertanto, per il calcolo dell'accelerazione si è deciso di non appoggiarsi ad un nodo, ma di coinvolgere un insieme di nodi posti alla "quota di interesse". Ovviamente, poiché ad una determinata quota non è garantito che ci siano dei punti allineati, è stata considerata una fascia orizzontale rispetto alla "quota di interesse" entro la quale ricadano i punti rappresentativi dello spostamento complessivo della parete.

Da prove effettuate si è riscontrato che una fascia di ampiezza pari a 2 metri, ovvero una fascia che coinvolga tutti i nodi che si trovano ad una quota  $Z \pm 1$  metro ( $Z$  = "quota di interesse"), conduce ad una "buona" stima dell'accelerazione.

Poiché nel calcolo degli spettri di piano si ha la necessità di riferirci ad un unico spostamento ( $d_{k,G}$ ), avendo individuato un insieme di nodi appartenenti alla fascia si considera una media pesata sulla massa degli spostamenti nodali.

In questo modo vengono mitigati eventuali contributi di grossi spostamenti di nodi con piccole masse (poco rappresentativi del comportamento della struttura).

Infine, poiché nella valutazione dello spettro vengono sommati i contributi delle varie forme modali moltiplicate per i loro coefficienti di partecipazione, è necessario fare anche un'opportuna scelta dei modi da adoperare.

Pertanto, è opportuno scartare quei modi che mobilitano una scarsa percentuale di massa della struttura, onde evitare di coinvolgere modi spuri con spostamenti non significativi per il nostro calcolo. A tal proposito, si è scelto di scartare tutti quei modi che non mobilitano almeno il 2% della massa dell'intera struttura.

I nodi presi in esame nel concetto di "fascia" dei vari tratti di verifica, sono tra quelli che appartengono alle shell intersecate dalla "Facciata (sezione di calcolo)". Per il caso in esame le shell intercettate dalla "Facciata (sezione di calcolo)", con i relativi nodi, sono illustrate nella *Figura 7.6*.

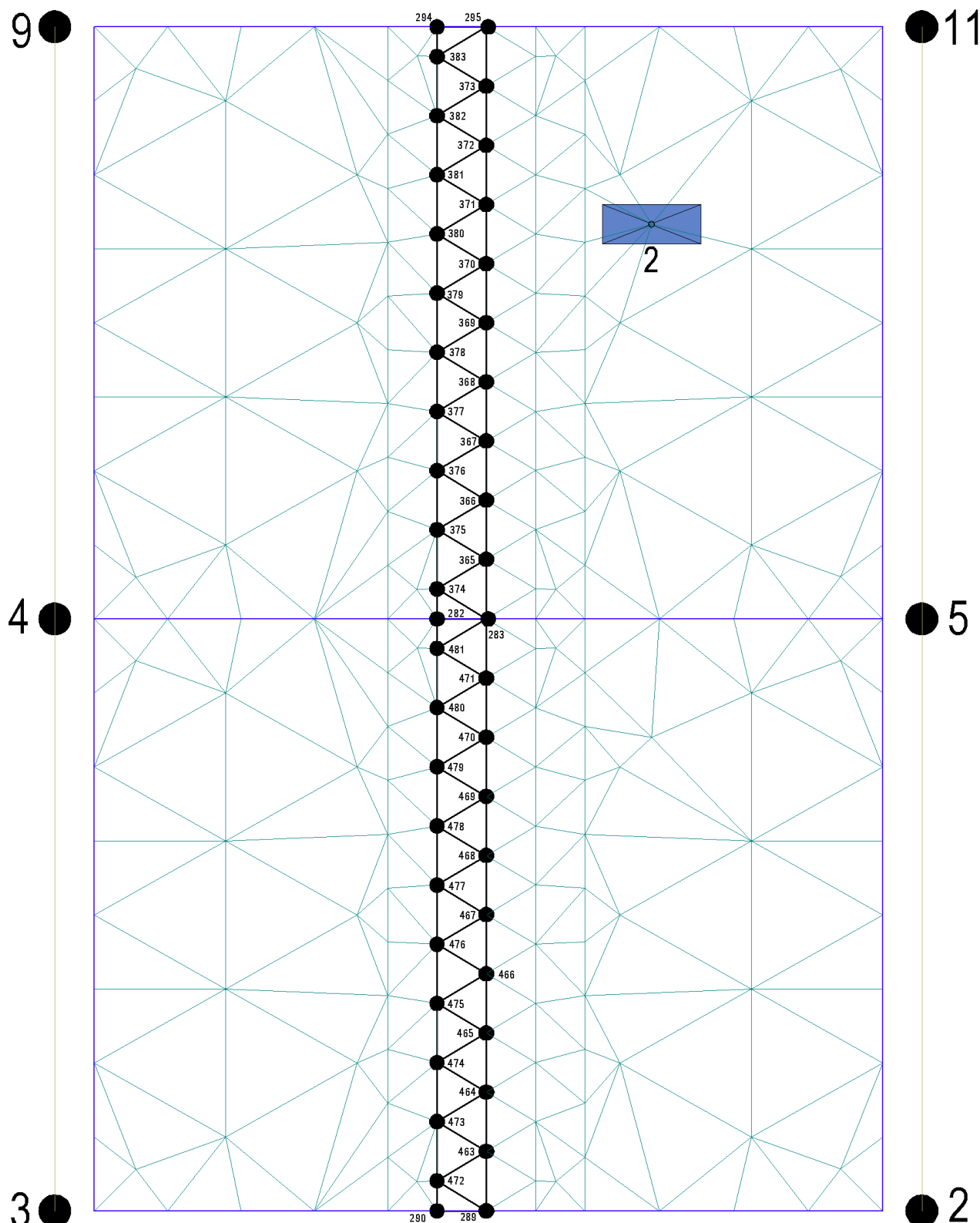


Figura 7.6: shell intercettate dalla "Facciata (sezione di calcolo)" con i relativi nodi

Ora, per calcolare  $d_{k,G}$  del tratto in esame, procediamo con le seguenti fasi:

### FASE 1

Si determina la posizione in "Z" del baricentro delle masse del tratto oggetto di studio (quota di interesse).

Per il caso in esame, la quota del baricentro delle masse del Tratto I (tra la fondazione e la prima catena) è pari a:

$$Z_{G,I} = d_{G_s,I} \cdot P_{sub,I} / P_{sub,I} = d_{G_s,I} = 1,20 \text{ m.}$$

dove:

$d_{G_s,I}$ : distanza dalle fondazioni del baricentro geometrico del TRATTO I (Figura 7.3);

$P_{sub,I}$ : peso del tratto di muro del SUB TRATTO I (Tab. 7.6).

ed è rappresentato dal nodo n. 466 (Figura 7.7).

### FASE 2

Individuato il baricentro del tratto, andiamo ad esaminare tutti quei nodi che hanno una Z compresa tra  $Z_{G_s,i} - 1,0 \text{ m}$  e  $Z_{G_s,i} + 1,0 \text{ m}$ , ovvero tutti quei nodi che rientrano nella fascia orizzontale di ampiezza di 2 metri.

Per il caso in esame si considera la fascia orizzontale compresa tra  $Z = 0,20 \text{ m}$  ( $1,2 \text{ m} - 1,0 \text{ m}$ ) e  $Z = 2,20 \text{ m}$  ( $1,2 \text{ m} + 1,0 \text{ m}$ ), che comprende i **13** nodi evidenziati nella Figura 7.7.

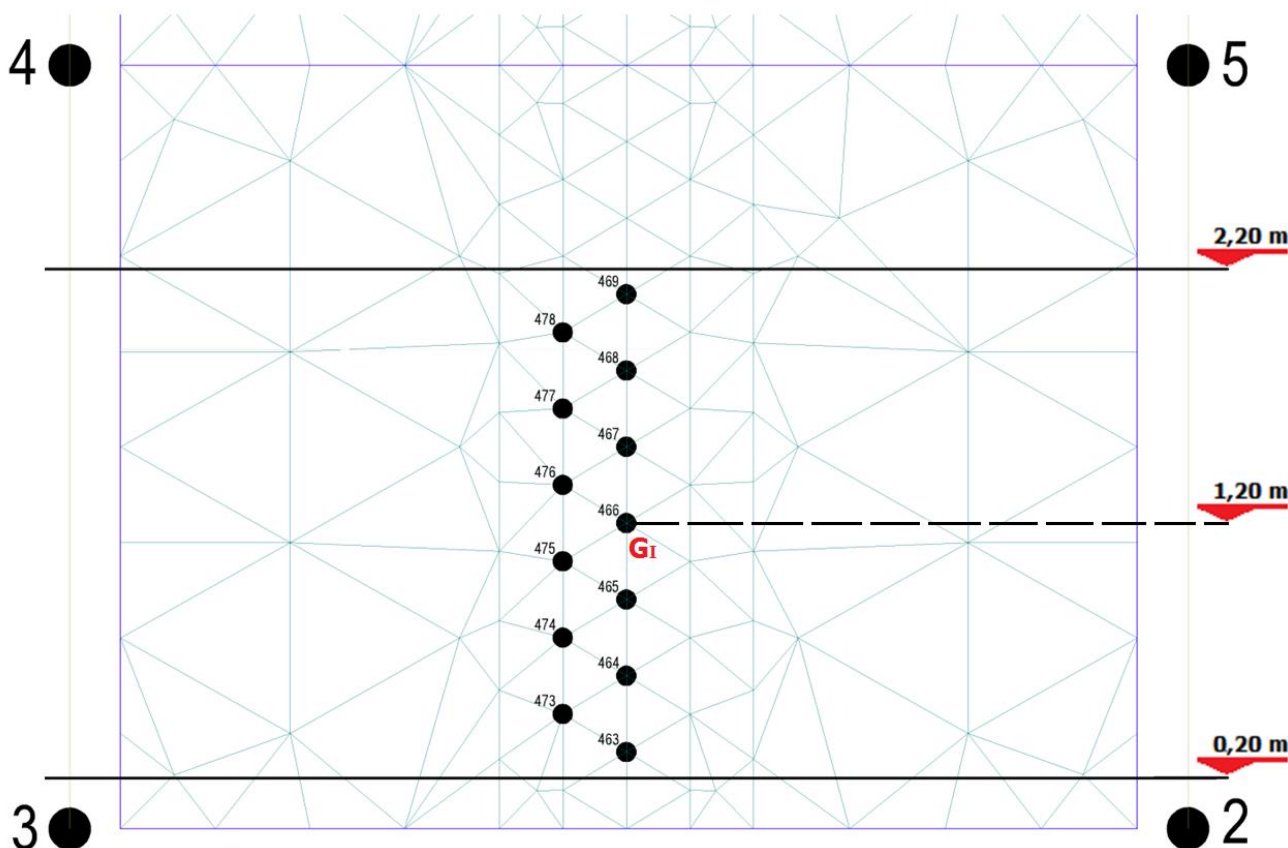


Figura 7.7: individuazione "FASCIA" con relativi nodi

### FASE 3

Per tutti i nodi della fascia si determina la sommatoria delle masse.

Per il caso in esame, considerando un criterio di area di influenza (Figura 7.8), si valuta il peso e quindi la massa che compete ad ogni singolo nodo della FASCIA.

Tab. 7.16: valutazione masse nodali

Numero	Num. Nodo [-]	$A_{inf,i}$ [cm]	$P_{Nd,i}$ [N]	$M_{Nd,i}$ [N/m/s <sup>2</sup> ]
1	463	751,09	480,70	49,00
2	464	749,49	479,68	48,90
3	465	749,49	479,68	48,90
4	466	749,49	479,68	48,90
5	467	749,49	479,68	48,90
6	468	749,49	479,68	48,90
7	469	749,49	479,68	48,90
8	473	737,83	472,21	48,14
9	474	741,05	474,27	48,35
10	475	743,49	475,84	48,51
11	476	746,72	477,90	48,72
12	477	746,46	477,73	48,70
13	478	743,29	475,70	48,49
<b>Somma masse</b>				<b>633,27</b>

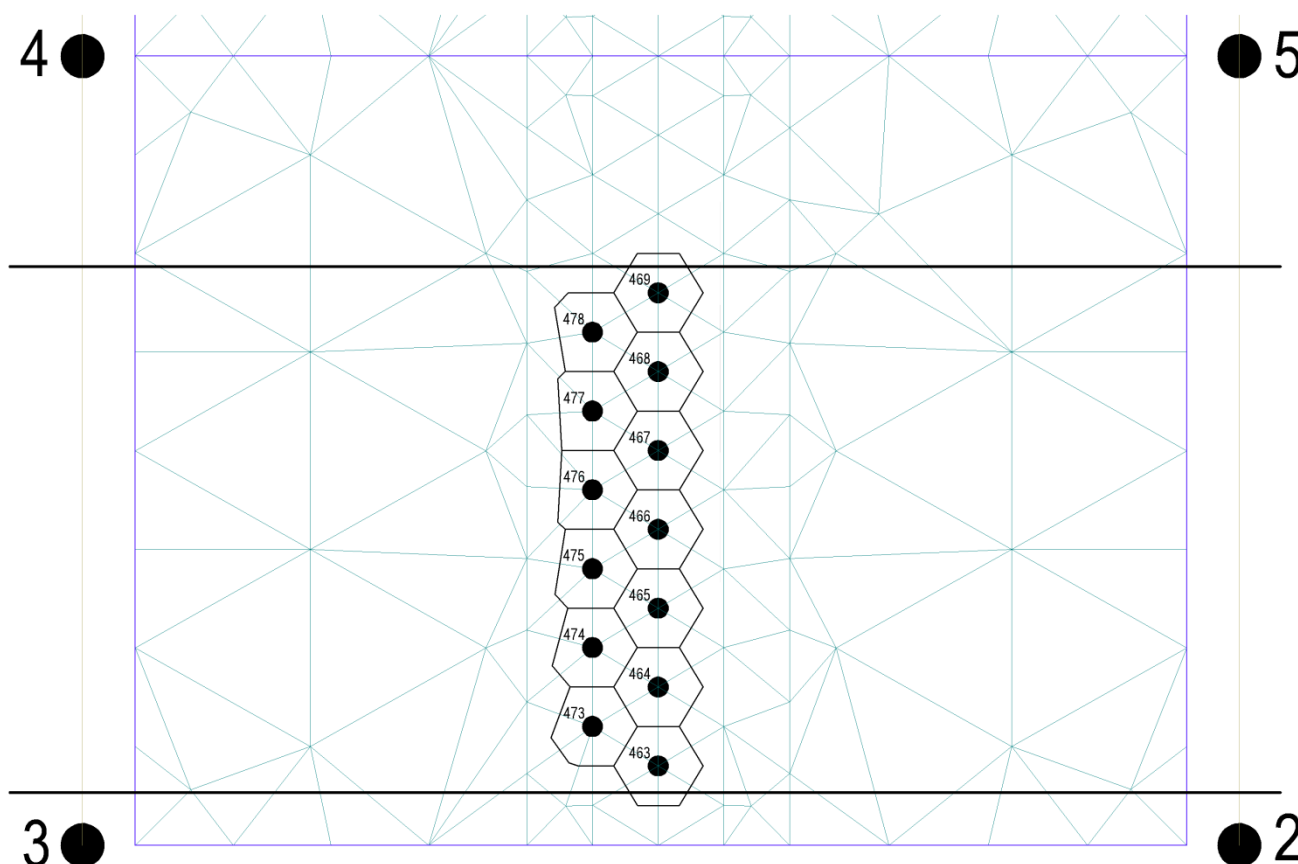


Figura 7.8: area d'influenza dei nodi compresi nella fascia

Per cui, con riferimento alla precedente tabella, la somma delle masse dei nodi coinvolti nella fascia è pari a:

$$M_{Nd} = \sum_i M_{Nd,i} = \mathbf{633,27 \text{ N/m/s}^2} \text{ (con } i = 1, \dots, 13).$$

#### FASE 4

Per i nodi della fascia si calcola la sommatoria del prodotto delle masse per lo spostamento nella direzione del sisma in esame ( $M_s$ ).

Per il caso in esame, consideriamo la sommatoria del prodotto delle masse nodali ( $M_{Nd,i}$ ) per gli spostamenti in direzione Y del sisma in Y ( $S_{Y,i}$ ), ed il tutto viene riassunto (allo SLV e SLD) nella successiva tabella.

Tab. 7.17: valutazione della sommatoria del prodotto delle masse nodali per gli spostamenti allo SLV/SLD

Numero	Num. Nodo [-]	$S_{Y,i,SLV}$ [cm]	$S_{Y,i,SLD}$ [cm]	$M_{Nd,i}$ [N/m/s <sup>2</sup> ]	$M_{Nd,i} \cdot S_{Y,i,SLV}$ [N·s <sup>2</sup> ]	$M_{Nd,i} \cdot S_{Y,i,SLD}$ [N·s <sup>2</sup> ]
1	463	0,0086	0,0017	49,00	0,0042	0,0008
2	464	0,0312	0,0063	48,90	0,0153	0,0031
3	465	0,0640	0,0128	48,90	0,0313	0,0063
4	466	0,1032	0,0207	48,90	0,0505	0,0101
5	467	0,1460	0,0293	48,90	0,0714	0,0143
6	468	0,1902	0,0382	48,90	0,0930	0,0187
7	469	0,2348	0,0471	48,90	0,1148	0,0230
8	473	0,0185	0,0037	48,14	0,0089	0,0018
9	474	0,0470	0,0094	48,35	0,0227	0,0045
10	475	0,0835	0,0168	48,51	0,0405	0,0081
11	476	0,1249	0,0251	48,72	0,0608	0,0122
12	477	0,1686	0,0338	48,70	0,0821	0,0165
13	478	0,2131	0,0428	48,49	0,1033	0,0208
				<b>Somme</b>	<b>0,6988</b>	<b>0,1402</b>

Per cui, con riferimento alla precedente tabella, la sommatoria del prodotto delle masse nodali ( $M_{Nd}$ ) per gli spostamenti in direzione Y del sisma in Y ( $S_Y$ ), rispettivamente allo SLV/SLD, è pari a:

$$M_{S,SLV} = \sum_i M_{Nd,i} \cdot S_{Y,i,SLV} = 0,6988 \text{ N/s}^2 \text{ (con } i = 1, \dots, 13).$$

$$M_{S,SLD} = \sum_i M_{Nd,i} \cdot S_{Y,i,SLD} = 0,1402 \text{ N/s}^2 \text{ (con } i = 1, \dots, 13).$$

## FASE 5

A questo punto possiamo calcolare  $d_{k,G}$ , del tratto in esame, come rapporto tra la quantità calcolata nella FASE 4 e quella calcolata nella FASE 3.

Per il caso in esame, allo SLV e SLD, si ha:

$$d_{k,G,I,SLV} = M_{S,SLV} / M_{Nd} = 0,6988 \text{ N/s}^2 / 633,27 \text{ N/m/s}^2 = 0,001104 \text{ m} = 0,1104 \text{ cm.}$$

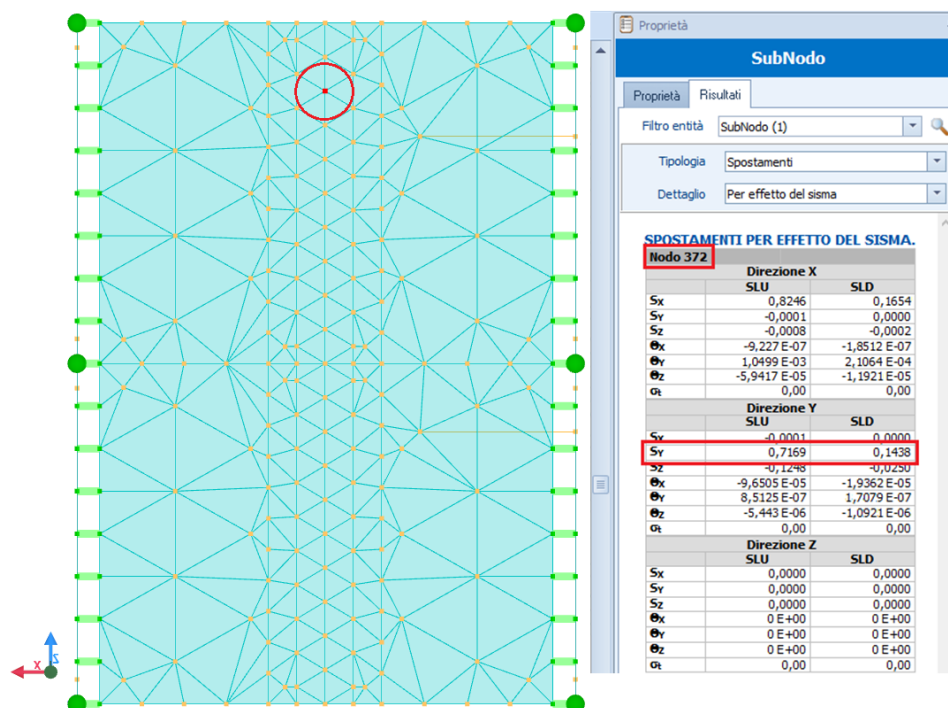
$$d_{k,G,I,SLD} = M_{S,SLD} / M_{Nd} = 0,1402 \text{ N/s}^2 / 633,27 \text{ N/m/s}^2 = 0,000221 \text{ m} = 0,0221 \text{ cm.}$$

## - Valutazione $d_{k,max}$

Questo è rappresentato dallo spostamento in direzione Y del nodo n. "372" (Figura 7.9), per cui:

$$d_{k,max}(SLV) = 0,007168 \text{ m} = 0,7168 \text{ cm.}$$

$$d_{k,max}(SLD) = 0,001438 \text{ m} = 0,1438 \text{ cm.}$$


 Figura 7.9: valutazione spostamento  $d_{k,max}$

A questo punto abbiamo tutti i dati per calcolare  $\psi_k(Z)$  ( $= d_{k,G}/d_{k,max}$ ) allo SLV/SLD. Tale calcolo viene riassunto nella successiva tabella.

Tab. 7.18: valori di  $\psi_k(Z)$  allo SLV/SLD

SL	$d_{k,G}$ [cm]	$d_{k,max}$ [cm]	$\psi_k(Z)$ [-]
<b>SLV</b>	0,1104	0,7169 (nodo 372)	<b>0,15395</b>
<b>SLD</b>	0,0221	0,1438 (nodo 372)	<b>0,15401</b>

### -- Accelerazione $a_z(Z)$ --

Ricordando che:

$$a_z(Z) = a_{z,k}(Z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \psi_k(Z)| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_k^2}$$

nella successiva tabella si riassume il calcolo  $a_z(Z)$ , allo SLV/SLD.

Tab. 7.19: valori di  $a_z(Z)$  allo SLV/SLD

SL	$S_e(T_k, \xi_k)$ [cm]	$\gamma_k$ [-]	$\psi_k$ [-]	$\xi_k$ [%]	$a_z(Z)$ [-]
<b>SLV</b>	6,4129	1,20	0,15395	5	<b>1,1847</b>
<b>SLD</b>	2,3703		0,15401		<b>0,4380</b>

### -- Accelerazione di picco ( $a_0$ ) --

Quindi, per il tratto in esame, nei vari punti ( $C^i$ ) in cui viene ipotizzata la formazione della cerniera "mobile", risulta:

Tab. 7.20: accelerazione di picco della domanda sismica ( $a_0$ ) - allo SLV/SLD

Tratto	cerniera	SL [-]	$S_B(T_k, \xi_k)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [-]	$\psi_k(Z)$ [-]	$a_z(Z)$ [m/s <sup>2</sup> ]	q [-]	$a_0(I)$ [m/s <sup>2</sup> ]
I	C <sub>A</sub>	SLV	-	1,20	-	-	-	-
		SLD	-		-	-	-	-
	C <sub>1</sub> <sup>I</sup>	SLV	6,413		0,1540	1,1847	2	0,5924
		SLD	2,370		0,1540	0,4380	1	0,4380
	C <sub>2</sub> <sup>I</sup>	SLV	6,413		0,1540	1,1847	2	0,5924
		SLD	2,370		0,1540	0,4380	1	0,4380
	C <sub>3</sub> <sup>I</sup>	SLV	6,413		0,1540	1,1847	2	0,5924
		SLD	2,370		0,1540	0,4380	1	0,4380
	C <sub>4</sub> <sup>I</sup>	SLV	6,413		0,1540	1,1847	2	0,5924
		SLD	2,370		0,1540	0,4380	1	0,4380
	C <sub>B</sub>	SLV	-		-	-	-	-
		SLD	-		-	-	-	-

Legenda:

$S_e(T_k, \xi_k)$ : spettro elastico calcolato per  $T_k$  e  $\xi_k$ ;  
 $\gamma_k$ : coefficiente di partecipazione modale;  
 $\psi_k(Z)$ : forma modale alla quota z;

$a_z(Z)$ : accelerazione assoluta alla quota di attivazione del meccanismo;  
 q: fattore di comportamento;  
 $a_0(I)$ : accelerazione di picco della domanda sismica del Tratto I.

### - Accelerazione spettrale di Attivazione del Meccanismo ( $a^*_0$ ) -

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è data da:

$$a^*_0 = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad \rightarrow \quad (\text{relazione C8A.4.4});$$

dove:

$\alpha_0$ : moltiplicatori di collasso Tratto I (*Tab. 7.13*);

g: accelerazione di gravità;

FC: Fattore di Confidenza (*pari ad 1,35 § C8.7.1.2.1.3 circolare 21 gennaio 2019 n. 7*).

$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$ : frazione di massa partecipante della struttura, dove:

$P_i$ : forze peso applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

$\delta_{x,i}$ : spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'*i*-esimo peso  $P_i$ .

Per ottenere il valore di  $a^*_0$  occorre determinare:

### -- Forze peso ( $P_i$ ) --

Le forze peso ( $P_i$ ) le cui masse possono generare azioni orizzontali sono:

$$P_1^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_1^I \cdot L_{Fac} : \text{peso del blocco (1) sotto la cerniera } i\text{-esima};$$

$$P_2^I = \gamma_{mur} \cdot t \cdot h_2^I \cdot L_{Fac} : \text{peso del blocco (2) sopra la cerniera } i\text{-esima}.$$

Nel caso in esame:

Tab. 7.21: valutazione delle forze peso ( $P_i$ ) - Tratto I

cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	h <sub>1</sub> <sup>I</sup> [m]	h <sub>2</sub> <sup>I</sup> [m]	t [m]	$\gamma_{mur}$ [N/m <sup>3</sup> ]	L <sub>Fac</sub> [m]	$P_1^I$ [N]	$P_2^I$ [N]
C <sub>A</sub>	0,00	0,00	2,40	0,40	16 000	1,00	<b>0</b>	<b>15.360</b>
C <sub>1</sub>	0,48	0,48	1,92				<b>3 072</b>	<b>12 288</b>
C <sub>2</sub>	0,96	0,96	1,44				<b>6 144</b>	<b>9 216</b>
C <sub>3</sub>	1,44	1,44	0,96				<b>9 216</b>	<b>6 144</b>
C <sub>4</sub>	1,92	1,92	0,48				<b>12 288</b>	<b>3 072</b>
C <sub>B</sub>	2,40	2,40	0,00				<b>15 360</b>	<b>0</b>

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera *i*-esima (C<sub>*i*</sub>);  
h<sub>1</sub><sup>I</sup>: altezza del blocco 1 sotto l'*i*-esima cerniera;  
h<sub>2</sub><sup>I</sup>: altezza del blocco 2 sopra l'*i*-esima cerniera;  
t: spessore muro nel tratto in esame;

L<sub>Fac</sub>: larghezza della striscia di facciata;  
 $\gamma_{mur}$ : peso specifico muratura;  
P<sub>1</sub><sup>I</sup>: peso del blocco 1 sotto l'*i*-esima cerniera;  
P<sub>2</sub><sup>I</sup>: peso del blocco 2 sopra l'*i*-esima cerniera.

### -- Spostamenti virtuali orizzontali ( $\delta_{i,x}$ ) --

Gli spostamenti virtuali orizzontale dei punti di applicazione dell'*i*-esimo peso  $P_i$  valgono:

$$\delta_{1,x} = \delta_{G1,x}^I = \psi \cdot \frac{h_1^I}{2} \quad \left| \quad \delta_{2,x} = \delta_{G2,x}^I = \delta_{G1,x}^I = \phi_1 \cdot \frac{h_2^I}{2} = \left( \frac{h_1^I}{h_2^I} \cdot \psi \right) \cdot \frac{h_2^I}{2} = \psi \cdot \frac{h_1^I}{2}$$

Nel caso in esame:

Tab. 7.22: spostamenti virtuali ( $\delta_{i,x}$ ) - Tratto I

cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	h <sub>1</sub> <sup>I</sup> [m]	h <sub>2</sub> <sup>I</sup> [m]	$\psi$ [-]	$\phi_1$ [-]	$\delta_{G1,x}$ [m]	$\delta_{G2,x}$ [m]
C <sub>A</sub>	0,00	0,00	2,40	1,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
C <sub>1</sub>	0,48	0,48	1,92	1,00	0,25	<b>0,24</b>	<b>0,24</b>
C <sub>2</sub>	0,96	0,96	1,44	1,00	0,67	<b>0,48</b>	<b>0,48</b>
C <sub>3</sub>	1,44	1,44	0,96	1,00	1,50	<b>0,72</b>	<b>0,72</b>
C <sub>4</sub>	1,92	1,92	0,48	1,00	4,00	<b>0,96</b>	<b>0,96</b>
C <sub>B</sub>	2,40	2,40	0,00	1,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera *i*-esima (C<sub>*i*</sub>);  
h<sub>1</sub><sup>I</sup>: altezza del blocco (1) sotto l'*i*-esima cerniera;  
h<sub>2</sub><sup>I</sup>: altezza del blocco (2) sopra l'*i*-esima cerniera;  
 $\psi$ : rotazione virtuale blocco 1;

$\phi_1$ : rotazione subita dal blocco 2 in seguito alla rotazione  $\psi$ ;  
 $\delta_{G1,x}^I$ : spostamento lungo X del baricentro del blocco 1;  
 $\delta_{G2,x}^I$ : spostamento lungo X del baricentro del blocco 2.

### -- Massa partecipante al cinematismo ( $M^*$ ) --

La massa partecipante al cinematismo è data da:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(P_1 \cdot \delta_{X,1} + P_2 \cdot \delta_{X,2})^2}{g \cdot (P_1 \cdot \delta_{X,1}^2 + P_2 \cdot \delta_{X,2}^2)} = \frac{(P_1 \cdot \delta_{G1,X}^I + P_2 \cdot \delta_{G2,X}^I)^2}{g \cdot [P_1 \cdot (\delta_{G1,X}^I)^2 + P_2 \cdot (\delta_{G2,X}^I)^2]}$$

Tab. 7.23: massa partecipante (M\*) - Tratto I

cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	P <sup>1</sup> <sub>1</sub> [N]	P <sup>1</sup> <sub>2</sub> [N]	δ <sup>I</sup> <sub>G1,X</sub> [m]	δ <sup>I</sup> <sub>G2,X</sub> [m]	(ΣPδ <sub>X,i</sub> ) <sup>2</sup> [N <sup>2</sup> m <sup>2</sup> ]	ΣPδ <sup>2</sup> <sub>X,i</sub> [Nm <sup>2</sup> ]	g [m/s <sup>2</sup> ]	M* [Ns <sup>2</sup> /m]
C <sub>A</sub>	0,00	0	15.360	0,00	0,00	0	0	9,81	0
C <sup>1</sup> <sub>1</sub>	0,48	3 072	12 288	0,24	0,24	13 589 545	885		1 566
C <sup>1</sup> <sub>2</sub>	0,96	6 144	9 216	0,48	0,48	54 358 180	3 539		1 566
C <sup>1</sup> <sub>3</sub>	1,44	9 216	6 144	0,72	0,72	122 305 905	7 963		1 566
C <sup>1</sup> <sub>4</sub>	1,92	12 288	3 072	0,96	0,96	217 432 719	14 156		1 566
C <sub>B</sub>	2,40	15 360	0	0,00	0,00	0	0		0

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub>);

P<sup>1</sup><sub>1</sub>: peso del blocco 1 sotto l'i-esima cerniera;

P<sup>1</sup><sub>2</sub>: peso del blocco 2 sopra l'i-esima cerniera;

δ<sub>G1,X</sub><sup>I</sup>: spostamento lungo X del baricentro del blocco 1;

δ<sup>I</sup><sub>G2,X</sub>: spostamento lungo X del baricentro del blocco 2;

g: accelerazione di gravità;

M\*: massa partecipante.

### -- Frazione di massa partecipante (e\*) --

La frazione di massa partecipante della struttura è data da:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

Nel caso in esame:

Tab. 7.24: frazione di massa partecipante (e\*) - Tratto I

cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	P <sup>1</sup> <sub>1</sub> [N]	P <sup>1</sup> <sub>2</sub> [N]	ΣP <sub>i</sub> [N]	g [m/s <sup>2</sup> ]	M* [Ns <sup>2</sup> /m]	e* [-]
C <sub>A</sub>	0,00	0	15360	15 360	9,81	0	0,00
C <sup>1</sup> <sub>1</sub>	0,48	3 072	12 288	15 360		1 566	1,00
C <sup>1</sup> <sub>2</sub>	0,96	6 144	9 216	15 360		1 566	1,00
C <sup>1</sup> <sub>3</sub>	1,44	9 216	6 144	15 360		1 566	1,00
C <sup>1</sup> <sub>4</sub>	1,92	12 288	3 072	15 360		1 566	1,00
C <sub>B</sub>	2,40	15 360	0	15 360		0	0,00

Legenda:

Dis<sub>0</sub>: distanza dalla base della cerniera i-esima (C<sub>i</sub>);

P<sup>1</sup><sub>1</sub>: peso del blocco 1 sotto l'i-esima cerniera;

P<sup>1</sup><sub>2</sub>: peso del blocco 2 sopra l'i-esima cerniera;

g: accelerazione di gravità;

M\*: massa partecipante;

e\*: frazione di massa partecipante.

Pertanto, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, nel caso in esame è:

$$a_o^* = \frac{\alpha_o \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Tab. 7.25: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (a<sub>o</sub>\*) - Tratto I

cerniera	Dis <sub>0</sub> [m]	α <sub>o</sub> [-]	g [m/s <sup>2</sup> ]	e* [-]	FC [-]	a <sup>*</sup> <sub>o</sub> (I) [m/s <sup>2</sup> ]
C <sub>A</sub>	0,00	0,00	9,81	0,00	0,00	0,00
C <sup>1</sup> <sub>1</sub>	0,48	8,07		1,00	1,35	58,63
C <sup>1</sup> <sub>2</sub>	0,96	4,63		1,00	1,35	33,63
C <sup>1</sup> <sub>3</sub>	1,44	3,88		1,00	1,35	28,16
C <sup>1</sup> <sub>4</sub>	1,92	4,68		1,00	1,35	34,04
C <sub>B</sub>	2,40	0,00		0,00	0,00	0,00

## - Verifica -

A questo punto essendo  $CS = \frac{a_0^*(I)}{a_0(I)}$ , per il tratto in esame risulta:

### -- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) --

Tab. 7.26: verifica Tratto I - SLV

Tratto	cerniera	Dis0 [m]	$a_0(I)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_0^*(I)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$CS_{SLV}$ [-]
I	C <sub>A</sub>	0,00	0,0000	0,00	0,00
	C <sub>1</sub>	0,48	0,5924	58,63	98,98
	C <sub>2</sub>	0,96	0,5924	33,63	56,76
	C <sub>3</sub>	1,44	0,5924	28,16	47,54
	C <sub>4</sub>	1,92	0,5924	34,04	57,47
	C <sub>B</sub>	2,40	0,0000	0,00	0,00

### -- Stato limite di danno (SLD) --

Tab. 7.27: verifica Tratto I - SLD

Tratto	cerniera	Dis0 [m]	$a_0(I)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_0^*(I)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$CS_{SLD}$ [-]
I	C <sub>A</sub>	0,00	0,0000	0,00	0,00
	C <sub>1</sub>	0,48	0,4380	58,63	133,86 (NS)
	C <sub>2</sub>	0,96	0,4380	33,63	76,76
	C <sub>3</sub>	1,44	0,4380	28,16	64,29
	C <sub>4</sub>	1,92	0,4380	34,04	77,72
	C <sub>B</sub>	2,40	0,0000	0,00	0,00

## - Confronto EdiLus- calcolo Manuale -

Nelle successive tabelle, relativamente al tratto esaminato, si riporta il confronto tra il calcolo di EdiLus e quello Manuale:

Tab. 7.28: risultati calcolo *EdiLus* del Tratto I

Verifica n.	1	2	3	4
<b>Dis<sub>0</sub></b>	0,48	0,96	1,44	1,92
<b>CS<sub>SLV</sub></b>	98,71	56,61	47,41	57,31
<b>CS<sub>SLD</sub></b>	NS	76,61	64,16	77,56
<b>M<sub>Ed</sub></b>	3 686	7 373	11 059	14 746
<b>M<sub>Stbl</sub></b>	29 746	34 116	42 858	69 082
<b>α<sub>0</sub></b>	8,07	4,63	3,88	4,68
<b>a<sub>0,SLV</sub></b>	0,59	0,59	0,59	0,59
<b>a<sub>0,SLD</sub></b>	0,44	0,44	0,44	0,44
<b>a<sup>*</sup><sub>0</sub></b>	58,63	33,63	28,16	34,04
<b>e<sup>*</sup></b>	1,000	1,000	1,000	1,000
<b>M<sup>*</sup></b>	1 566	1 566	1 566	1 566

Tab. 7.29: risultati calcolo *MANUALE* del Tratto I

Verifica n.	1	2	3	4
<b>Dis<sub>0</sub></b>	0,48	0,96	1,44	1,92
<b>CS<sub>SLV</sub></b>	98,98	56,76	47,54	57,47
<b>CS<sub>SLD</sub></b>	NS (133,86)	76,76	64,29	77,72
<b>M<sub>Ed</sub></b>	3 686	7 373	11 059	14 746
<b>M<sub>Stbl</sub></b>	29 746	34 116	42 858	69 082
<b>α<sub>0</sub></b>	8,07	4,63	3,88	4,68
<b>a<sub>0,SLV</sub></b>	0,5924	0,5924	0,5924	0,5924
<b>a<sub>0,SLD</sub></b>	0,4380	0,4380	0,4380	0,4380
<b>a<sup>*</sup><sub>0</sub></b>	58,63	33,63	28,16	34,04
<b>e<sup>*</sup></b>	1,000	1,000	1,000	1,000
<b>M<sup>*</sup></b>	1 566	1 566	1 566	1 566

## Azioni sulle Catene

Lo sforzo nelle catene viene calcolato facendo riferimento ad uno schema statico di trave doppiamente appoggiata sottoposta all'azione di una forza concentrata applicata tra gli estremi della trave.

Il suddetto schema statico viene applicato ai vari tratti in cui è possibile la formazione di cerniere. Nel caso in esame, andremo a studiare gli schemi statici riportati nella successiva *Figura 7.10*.

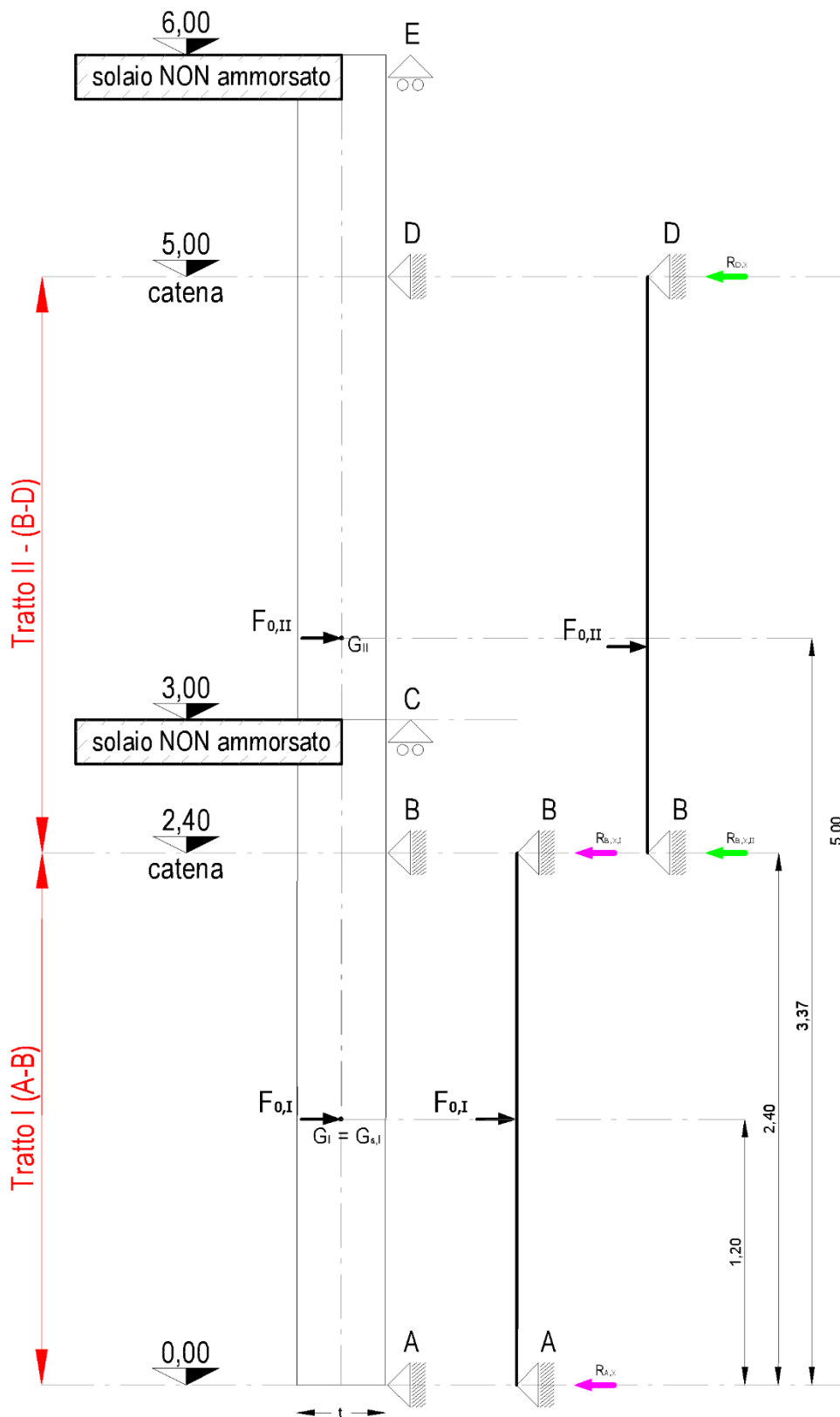


Figura 7.10: schemi statici nei Tratti di studio

## - Tratto I (A-B) -

Sul Tratto I le forze "movimentabili" ( $P_{mov,I}$ ) sono date da:

$$P_{mov,I} = P_{sub,I} = 15\,360 \text{ N.}$$

L'azione orizzontale ( $F_{0,I}$ ), applicata nel baricentro del tratto ( $Z_{G,I}$  - *Figura 7.10*), che sollecita lo schema statico è data da:

$$F_{0,I} = P_{mov,I} \cdot a_0(I) / g = 15360 \text{ N} \cdot 0,5924 \text{ m/s}^2 / g = 928 \text{ N} \quad [\text{per } a_0(I) \text{ vedi Tab. 7.20}].$$

Tale azione orizzontale genera le seguenti reazioni vincolari (*N.B. 7.3*):

Tab. 7.30: reazioni vincolari dello schema statico del Tratto I

$R_{A,X}$	$R_{B,X}$
$F_{0,I} \cdot \frac{(Z_B - Z_{G,I})}{(Z_B - Z_A)}$	$F_{0,I} \cdot \frac{(Z_{G,I} - Z_A)}{(Z_B - Z_A)}$

con:

$Z_{G,I} = 1,2 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del baricentro del Tratto I;

$Z_A = 0,0 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del vincolo presente nel punto A (vincolo inferiore);

$Z_B = 2,4 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del vincolo presente nel punto B (vincolo superiore - catena inferiore).

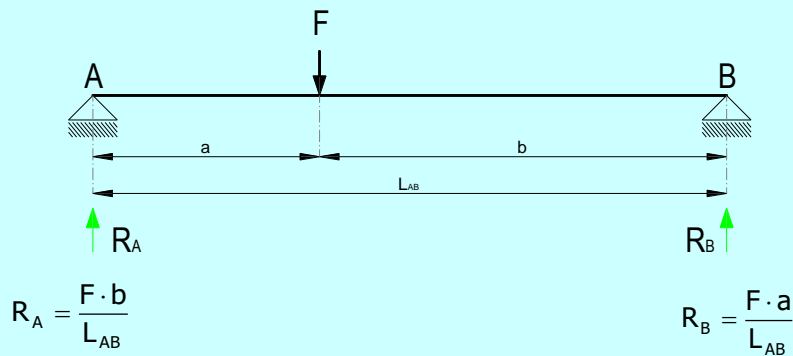
risulta:

Tab. 7.31: calcolo reazioni vincolari dello schema statico del Tratto I

$R_{A,X}$ [N]	$R_{B,X}$ [N]
$928 \cdot \frac{(2,4 - 1,2)}{(2,4 - 0)} = 464$	$928 \cdot \frac{(1,2 - 0)}{(2,4 - 0)} = 464$

### N.B. 7.3

Le reazioni delle catene si ottengono dallo schema di trave appoggiata-appoggiata di lunghezza  $L$  ( $= L_{AB}$ ) con forza concentrata ( $F$ ) in un punto qualsiasi della trave ("a" dall'estremo A - "b" dall'estremo B):



## - Tratto II (B-D) -

Sul Tratto II le forze "movimentabili" ( $P_{mov,II}$ ) sono date da:

$$P_{mov,II} = P_{sub,II} + P_{sub,III} + P_{sol,I}.$$

Considerando i fattori di combinazione ( $\psi_{2i}$ ) delle varie aliquote presenti nella precedente relazione, si ha:

$$P_{mov,II} = 1 \cdot P_{sub,II} + 1 \cdot P_{sub,III} + 1 \cdot P_{sol,PERM,I} + 1 \cdot P_{sol,PNS,I} + 0,3 \cdot P_{sol,VAR,I} = (3\,840 + 12\,800 + 6\,860 + 6\,254 + 0,3 \cdot 5\,300) \text{ N} = 31\,344 \text{ N.}$$

L'azione orizzontale ( $F_{0,II}$ ), applicata nel baricentro del tratto ( $Z_{G,II}$  - *Figura 7.10*), che sollecita lo schema statico è data da:

$$F_{0,II} = P_{mov,II} \cdot a_0(II) / g = 31344 \text{ N} \cdot 2,249 \text{ m/s}^2 / g = 7\,186 \text{ N} \quad [a_0(II) \text{ preso da EdILus} \rightarrow a_{0,SLV}].$$

La distanza dalle fondazioni del baricentro delle masse ( $Z_{G,II}$ ) del Tratto II (tra le due catene) è data da:

$$Z_{G,II} = (d_{Gs,II} \cdot P_{sub,II} + d_{Gs,III} \cdot P_{sub,III} + d_{P,II} \cdot P_{Sol,I}) / (P_{sub,II} + P_{sub,III} + P_{Sol,I}) = 1,20 \text{ m.}$$

dove:

- $d_{Gs,II}$ : distanza dalle fondazioni del baricentro geometrico del SUB TRATTO II (Figura 7.3);  
 $P_{sub,II}$ : peso del tratto di muro del SUB TRATTO II (Tab. 7.6);  
 $d_{Gs,III}$ : distanza dalle fondazioni del baricentro geometrico del SUB TRATTO III (Figura 7.3);  
 $P_{sub,III}$ : peso del tratto di muro del SUB TRATTO III (Tab. 7.6);  
 $d_{P,II}$ : distanza dalle fondazioni del punto di scarico del solaio al primo livello (Figura 7.3);  
 $P_{Sol,I}$ : scarico delle aliquote (PERM,PNS e VAR) del solaio al primo livello (Tab. 7.6).

Considerando i fattori di combinazione ( $\psi_{2i}$ ) si ottiene:

$$Z_{G,II} = \frac{d_{Gs,II} \cdot 1 \cdot P_{sub,II} + d_{Gs,III} \cdot 1 \cdot P_{sub,III} + d_{P,II} \cdot (1 \cdot P_{Sol,PERM,I} + 1 \cdot P_{Sol,PNS,I} + 0,3 \cdot P_{Sol,VAR,I})}{1 \cdot P_{sub,II} + 1 \cdot P_{sub,III} + 1 \cdot P_{Sol,PERM,I} + 1 \cdot P_{Sol,PNS,I} + 0,3 \cdot P_{Sol,VAR,I}} =$$

$$= \frac{2,7 \cdot 3840 + 4,0 \cdot 12800 + 3,0 \cdot (6860 + 6254 + 0,3 \cdot 5300)}{3840 + 12800 + 6860 + 6254 + 0,3 \cdot 5300} = 105680/31344 = 3,372 \text{ m}$$

L'azione orizzontale genera le seguenti reazioni vincolari (N.B. 7.3):

Tab. 7.32: reazioni vincolari dello schema statico del Tratto II

$R_{B,X,II}$	$R_{D,X}$
$F_{0,II} \cdot \frac{(Z_D - Z_{G,II})}{(Z_D - Z_B)}$	$F_{0,II} \cdot \frac{(Z_{G,II} - Z_B)}{(Z_D - Z_B)}$

con:

- $Z_{G,II} = 3,372 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del baricentro del Tratto II;  
 $Z_B = 2,4 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del vincolo presente nel punto B (vincolo inferiore - catena più bassa);  
 $Z_D = 5,0 \text{ m}$  -> distanza dalle fondazioni del vincolo presente nel punto D (vincolo superiore - catena più alta);

risulta:

Tab. 7.33: calcolo reazioni vincolari dello schema statico del Tratto II

$R_{B,X,II}$ [N]	$R_{D,X}$ [N]
$7186 \cdot \frac{(5,0 - 3,37)}{(5,0 - 2,4)} = 4 \text{ 500}$	$7186 \cdot \frac{(3,37 - 2,4)}{(5,0 - 2,4)} = 2 \text{ 685}$

## - Azioni sulle Catene e confronto con EdILus -

Pertanto, sulle catene agiscono le seguenti azioni:

Tab. 7.34: azioni sulle CATENE derivanti dal calcolo MANUALE

Catena Inferiore	Catena Superiore
$R_c(B)$ [N]	$R_c(D)$ [N]
$R_{B,X,I} + R_{B,X,II} = (464 + 4 \text{ 500}) = 4 \text{ 964}$	$R_{D,X} = 2 \text{ 685}$

Nella Tab. 7.35 vengono riportate le azioni sulle catene calcolate in EdILus.

Tab. 7.35: azioni sulle CATENE da EDILUS

Catena Inferiore ( <i>Catena 1</i> )			Catena Superiore ( <i>Catena 2</i> )		
Verifica a Taglio capochiave					
Piano Terra			Piano Primo		
Nodo iniziale			Nodo iniziale		
CS		6,98	CS		11,75
V <sub>Ed</sub>		4.965	V <sub>Ed</sub>		2.685
V <sub>R</sub>		34.678	V <sub>R</sub>		31.549
Nodo finale			Nodo finale		
CS		7,00	CS		11,77
V <sub>Ed</sub>		4.965	V <sub>Ed</sub>		2.685
V <sub>R</sub>		34.736	V <sub>R</sub>		31.602
Verifica a Punzonamento capochiave					
Piano Terra			Piano Primo		
Nodo iniziale			Nodo iniziale		
CS		12,08	CS		22,35
V <sub>Ed</sub>		4.965	V <sub>Ed</sub>		2.685
V <sub>R</sub>		60.000	V <sub>R</sub>		60.000
Nodo finale			Nodo finale		
CS		12,08	CS		22,35
V <sub>Ed</sub>		4.965	V <sub>Ed</sub>		2.685
V <sub>R</sub>		60.000	V <sub>R</sub>		60.000

## 8 (MU) - Test di Validazione n.08 (Verifiche Capochiave e Catena)

Titolo: **Verifica a Taglio e Punzonamento Catene.**

Il file di EdilLus (MU) è: **MU\_(1-2)-Catena\_su\_MU.EDL.**

Di seguito si illustra il calcolo dei contributi resistenti a **Taglio, Punzonamento** (del capochiave) e **Trazione** (della catena) sulla muratura nel caso di capochiave **rettangolare** e **circolare**.

### Caso 1: Capochiave RETTANGOLARE

Consideriamo lo schema (Figura 8.1) avente le seguenti caratteristiche:

- Muratura "Muratura a conci di pietra tenera" con:
  - Resistenza caratteristica a trazione ( $f_{tk}$ ) = 0,100 N/mm<sup>2</sup>;
  - Resistenza caratteristica a taglio senza compressione ( $f_{vko}$ ) = 0,100 N/mm<sup>2</sup>;
  - Spessore ( $t$ ) = 30 cm;
  - Tipo Situazione = "di Fatto";
  - Coefficiente parziale di sicurezza ( $\gamma_m$ ) = 2,0.
- Capochiave rettangolare con dimensioni:
  - Base ( $b$ ) = 400 mm = 40 cm;
  - Altezza ( $h$ ) = 200 mm = 20 cm.
- Catena:
  - Materiale: Acciaio B450C
  - Resistenza caratteristica allo snervamento ( $f_{yk}$ ) = 450 N/mm<sup>2</sup>;
  - diametro ( $d$ ) = 24 mm;
  - Tipo Situazione = "di Progetto".

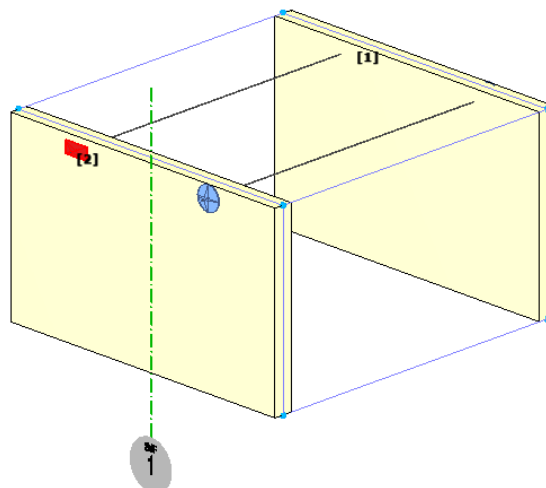


Figura 8.1: vista - "Editor 3D"

Livello di Conoscenza = Adeguato (LC2 -> FC = 1,20).

### - Resistenza a PUNZONAMENTO -

Vediamo come garantire il "tiro" per **trazione** (rottura sulle isostatiche di trazione).

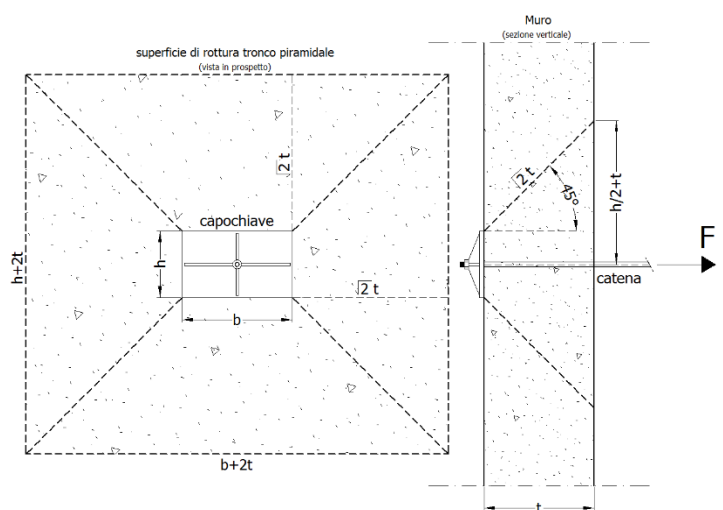


Figura 8.2: capochiave rettangolare

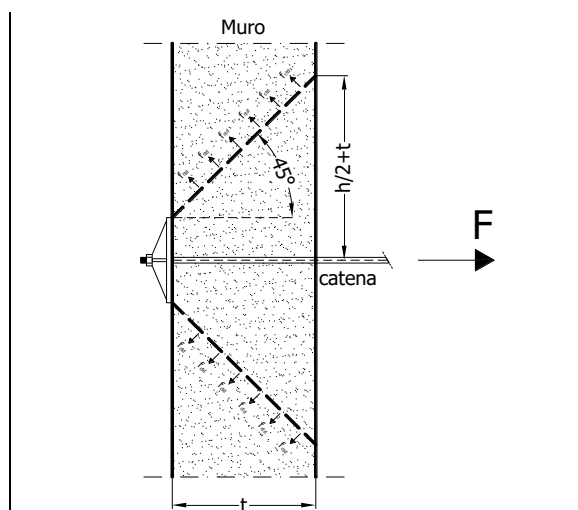


Figura 8.3: meccanismo resistente a punzonamento

Con riferimento allo schema riportato nella Figura 8.2 e Figura 8.3 si procede a:

1. individuare la superficie di rottura e calcolare la superficie di rottura laterale ( $A_L$ ).

La superficie di rottura è tronco piramidale, per cui la superficie laterale di rottura è pari a:

$$A_L = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot t \cdot [(b + t) + (h + t)] = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot t \cdot (b + h + 2 \cdot t);$$

dove:

t = spessore muro = 30 cm;  
b = larghezza capochiave = 40 cm;  
h = altezza capochiave = 20 cm.

Quindi, nel caso in esame:

$$A_L = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 30 \cdot (40 + 20 + 2 \cdot 30) = 60 \cdot \sqrt{2} \cdot (60 + 60) = 60 \cdot \sqrt{2} \cdot 120 = 10182,34 \text{ cm}^2 = \\ = \mathbf{1\ 018\ 234 \text{ mm}^2}.$$

Tab. 8.1: calcolo di  $A_L$

t [mm]	b [mm]	h [mm]	$A_L$ [mm <sup>2</sup> ]
300	400	200	<b>1 018 234</b>

2. calcolare la forza di rottura/resistente ( $F_T$ ).

$$F_T = A_L \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m \cdot FC}$$

Nel caso in esame:

$$F_T = A_L \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m \cdot FC} = 1018234 \cdot \frac{0,100}{2,0 \cdot 1,20} = \mathbf{42\ 426 \text{ N}}.$$

Tab. 8.2: calcolo di  $F_T$

$A_L$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	FC [-]	$F_T$ [N]
1018234	0,100	2,0	1,20	<b>42426</b>

3. calcolare la componente della forza di rottura/resistente ( $F_{T,max}$ ) in direzione orizzontale (*ortogonale al muro*).

$$F_{T,max} = \frac{F_T}{\sqrt{2}}$$

Nel caso in esame:

$$F_{T,max} = \frac{F_T}{\sqrt{2}} = \frac{42426}{\sqrt{2}} = \mathbf{30\ 000 \text{ N}}.$$

Pertanto:

$$V_R = \mathbf{30\ 000 \text{ N}}.$$

#### VERIFICHE PUNZONAMENTO PER CAPOCHIAVE

Piano Terra	
Nodo iniziale	
CS	14.22
V <sub>Ed</sub>	2.110
<b>V<sub>R</sub></b>	<b>30.000</b>
Nodo finale	
CS	14,22
V <sub>Ed</sub>	2.110
<b>V<sub>R</sub></b>	<b>30.000</b>

risultato verifica EdILus

4. verifica: occorre verificare che l'azione ( $F = V_{Ed}$ ) proveniente dalla catena sia minore o uguale della resistenza ( $F_{T,max} = V_R$ ) della muratura.

$$F \leq F_{T,max} \quad (V_{Ed} \leq V_R).$$

#### - Resistenza a TAGLIO -

Vediamo ora come garantire il "tiro" per coesione ed attrito (*la forza resistente si sviluppa per la concomitanza di queste due azioni*).

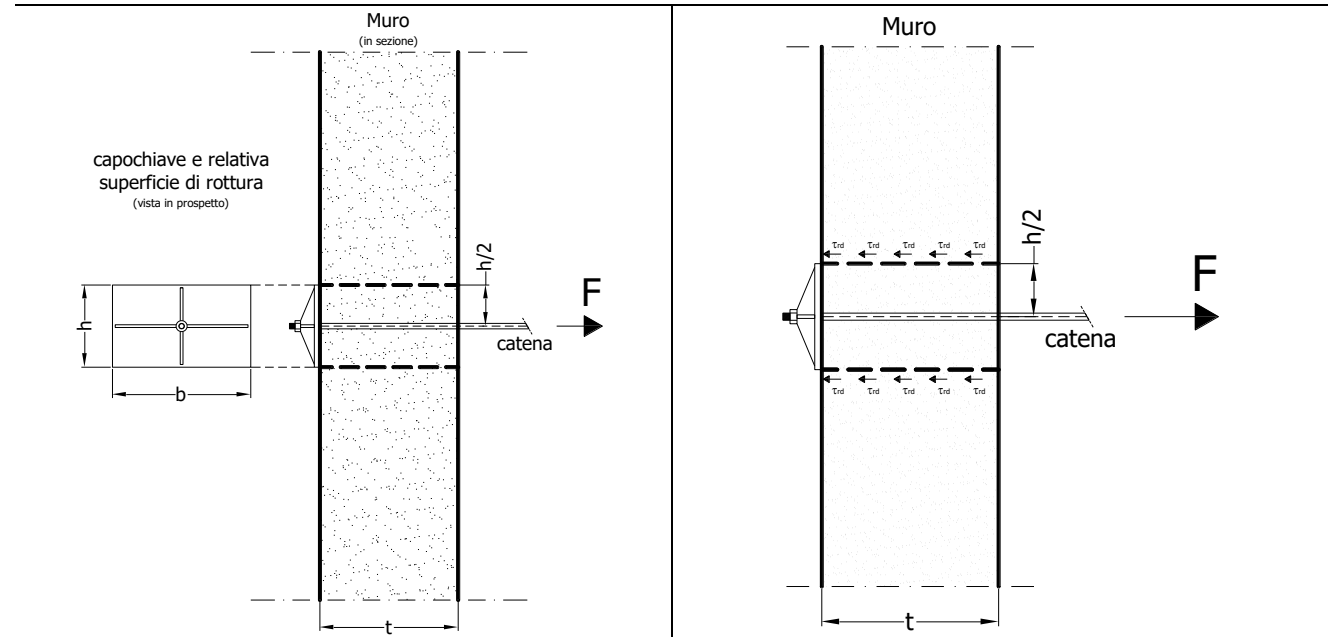


Figura 8.4: capochiave rettangolare

Figura 8.5: meccanismo resistente a taglio

Con riferimento allo schema riportato nella *Figura 8.4* e *Figura 8.5* si procede a:

1. individuare la superficie di rottura e calcolare la superficie di rottura laterale.

La superficie di rottura è il parallelepipedo con base il capochiave (*rettangolare - b·h*) ed altezza lo spessore del muro (*t*). Per cui la superficie laterale di rottura è pari a:

$$A_{L,\mu} = 2 \cdot t \cdot (b+h);$$

dove:

- t = spessore muro = 30 cm;
- b = larghezza capochiave = 40 cm;
- h = altezza capochiave = 20 cm.

Nel caso in esame:

$$A_{L,\mu} = 2 \cdot t \cdot (b+h) = 2 \cdot 30 \cdot (40+20) = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ cm}^2 = \mathbf{360\,000 \text{ mm}^2}.$$

 Tab. 8.3: calcolo di  $A_{L,\mu}$ 

t [mm]	b [mm]	h [mm]	$A_{L,\mu}$ [mm <sup>2</sup> ]
300	400	200	<b>360 000</b>

2. calcolare la forza di rottura/resistente ( $F_{\mu,max}$ ).

$$F_{\mu,max} = A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = A_{L,\mu} \cdot \frac{\frac{f_{vko}}{FC} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m};$$

dove:

- $f_{vd}$  = la resistenza di progetto a taglio =  $f_{vk}/\gamma_m = [(f_{vko}/FC) + 0,4 \cdot \sigma_n]/\gamma_m$ ;
- $f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio senza compressione;
- FC = fattore di confidenza = 1,20;
- $\sigma_n$  = tensione normale sulla superficie di rottura (*N.B. 8.1*);
- $\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza = 2,0.

### N.B. 8.1

La  $\sigma_n$  (tensione normale alla superficie di punzonamento) viene calcolata come media della tensione normale esistente sulla superficie di punzonamento, ricavandola direttamente dalle shell interessate dalla superficie di rottura (fornita direttamente dal solutore - di difficile giustificazione numerica).

Nel caso in esame:

$$F_{\mu,max} = A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m} =$$

$$= 360000 \cdot \frac{\frac{0,100}{1,2} + 0,4 \cdot 0}{2,0} = \mathbf{15\ 000\ N.}$$

Quindi, trascurando il contributo della  $\sigma_n$  (N.B. 8.2), risulta:

$$V_R = \mathbf{15\ 000\ N.}$$

#### VERIFICHE A TAGLIO PER CAPOCHIAVE

Piano Terra	
<b>Nodo iniziale</b>	
CS	7,14
V <sub>Ed</sub>	2.110
V <sub>R</sub>	15.075
<b>Nodo finale</b>	
CS	7,14
V <sub>Ed</sub>	2.110
V <sub>R</sub>	15.075

risultato EdiLus

Tab. 8.4: calcolo di  $F_{\mu,max}$

$A_{L,\mu}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{vko}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	FC [-]	$F_{\mu,max}$ [N]
360000	0,100	≅ 0	2,0	1,20	<b>15 000</b>

#### N.B. 8.2

Nel caso in esame il valore della  $\sigma_n$  è pari a 0,00104 N/mm<sup>2</sup> (valore trascurabile), per cui:

$$F_{\mu,max} = A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m} = 360000 \cdot \frac{\frac{0,100}{1,2} + 0,4 \cdot 0,00104}{2,0} = 15\ 075\ N.$$

In presenza di solai e/o altri muri al disopra, il valore della  $\sigma_n$  non sarebbe stato trascurabile (nel programma la  $\sigma_n$  viene SEMPRE considerata).

3. verifica: occorre verificare che l'azione ( $F = V_{Ed}$ ) proveniente dalla catena sia minore o uguale della resistenza ( $F_{\mu,max} = V_R$ ) della muratura.

$$F \leq F_{T,max} \quad (V_{Ed} \leq V_R).$$

#### - Resistenza a TRAZIONE (della Catena) -

Vediamo ora la resistenza a trazione della catena.

Nel caso in esame:

$$N_R = A_{catena} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot FC} = 452,39 \text{ mm}^2 \cdot \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15 \cdot 1} = \mathbf{177\ 022\ N.}$$

con:

$$A_{catena} = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = \pi \cdot \frac{24^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2.$$

#### VERIFICA DELLA CATENA A TRAZIONE

Piano Terra	
CS	83,90
N <sub>Ed</sub>	2.110
N <sub>R</sub>	177.022

risultato EdiLus

Il valore di N<sub>Ed</sub> utilizzato per la verifica è il valore di V<sub>Ed</sub> utilizzato per le verifiche a taglio e punzonamento del capochiave.

## Caso 2: Capochiave CIRCOLARE

Consideriamo lo schema (Figura 8.6) avente le seguenti caratteristiche:

- Muratura "M1-Muratura a conci di pietra tenera" con:  
Vedi **Caso 1**.
- Capochiave circolare con dimensioni:  
Raggio ( $r$ ) = 200 mm = 20 cm.
- Catena:  
Vedi **Caso 1**.

Livello di Conoscenza = Adeguato (LC2 -> FC = 1,20).

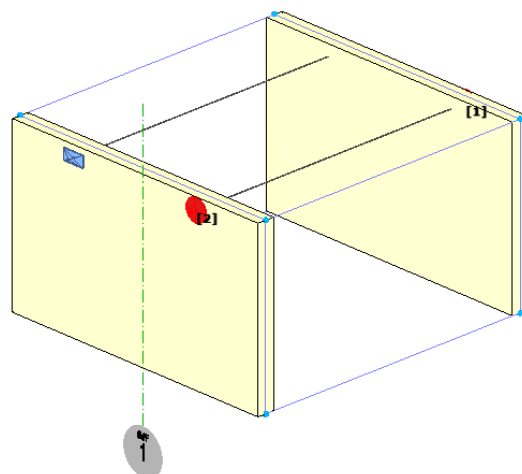


Figura 8.6: vista - "Editor 3D"

### - Resistenza a PUNZONAMENTO -

Vediamo come garantire il "tiro" per **trazione** (rottura sulle isostatiche di trazione).

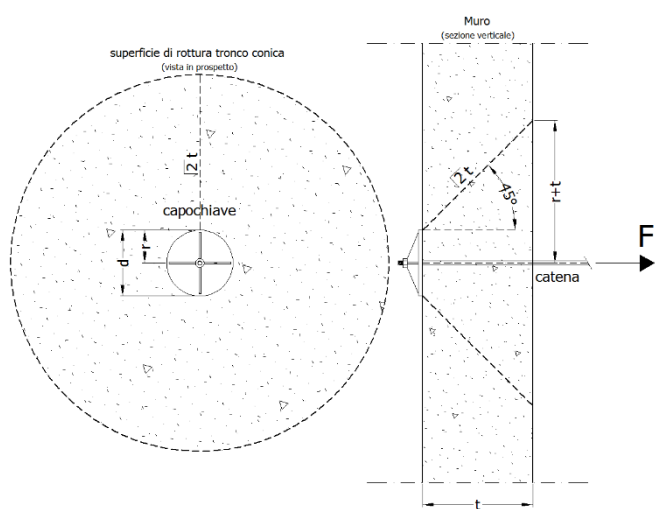


Figura 8.7: capochiave circolare

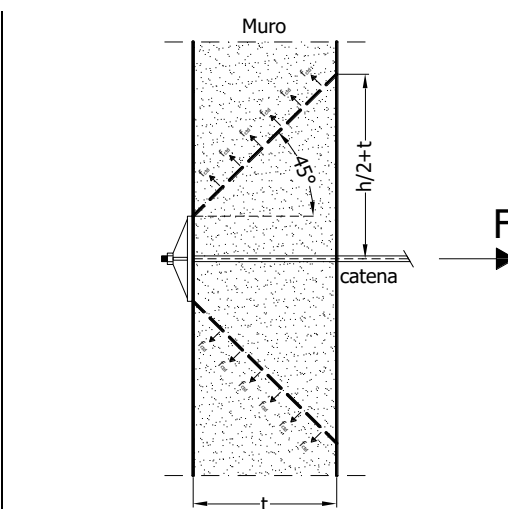


Figura 8.8: meccanismo resistente a punzonamento

Con riferimento allo schema riportato nella Figura 8.7 e Figura 8.8 si procede a:

1. **individuare** la superficie di rottura e **calcolare** la superficie di rottura laterale ( $A_L$ ).

La superficie di rottura è tronco conica, per cui la superficie laterale di rottura è pari a:

$$A_L = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot t \cdot (2 \cdot r + t);$$

dove:

$t$  = spessore muro = 30 cm;  
 $r$  = raggio capochiave = 20 cm.

Nel caso in esame:

$$A_L = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot t \cdot (2 \cdot r + t) = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot 30 \cdot (2 \cdot 20 + 30) = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot 30 \cdot 70 = 9330,05 \text{ cm}^2 = \mathbf{933\ 005 \text{ mm}^2}.$$

Tab. 8.5: calcolo di  $A_L$

$t$ [mm]	$r$ [mm]	$A_L$ [mm <sup>2</sup> ]
300	200	<b>933 005</b>

2. calcolare la forza di rottura/resistente ( $F_T$ ).

$$F_T = A_L \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m \cdot FC}$$

Nel caso in esame:

$$F_T = A_L \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m \cdot FC} = 933005 \cdot \frac{0,100}{2,0 \cdot 1,2} = \mathbf{38\ 875\ N.}$$

Tab. 8.6: calcolo di  $F_T$

$A_L$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	FC [-]	$F_T$ [N]
933005	0,100	2,0	1,20	<b>38875</b>

3. calcolare la componente della forza di rottura/resistente ( $F_{T,max}$ ) in direzione orizzontale (*ortogonale al muro*).

$$F_{T,max} = \frac{F_T}{\sqrt{2}}$$

Nel caso in esame:

$$F_{T,max} = \frac{F_T}{\sqrt{2}} = \frac{38875}{\sqrt{2}} = \mathbf{27\ 489\ N.}$$

Pertanto:

$$V_R = \mathbf{27\ 489\ N.}$$

#### VERIFICHE PUNZONAMENTO PER CAPOCHIAVE

Piano Terra	
<b>Nodo iniziale</b>	
CS	12,46
V <sub>Ed</sub>	2.207
V <sub>R</sub>	27.489
<b>Nodo finale</b>	
CS	12,46
V <sub>Ed</sub>	2.207
V <sub>R</sub>	27.489

risultato verifica EdILus

4. verifica: occorre verificare che l'azione ( $F = V_{Ed}$ ) proveniente dalla catena sia minore o uguale della resistenza ( $F_{T,max} = V_R$ ) della muratura.

$$F \leq F_{T,max} \quad (V_{Ed} \leq V_R).$$

#### - Resistenza a TAGLIO -

Vediamo ora il "tiro" per coesione ed attrito (*la forza resistente si sviluppa per la concomitanza di queste due azioni*).

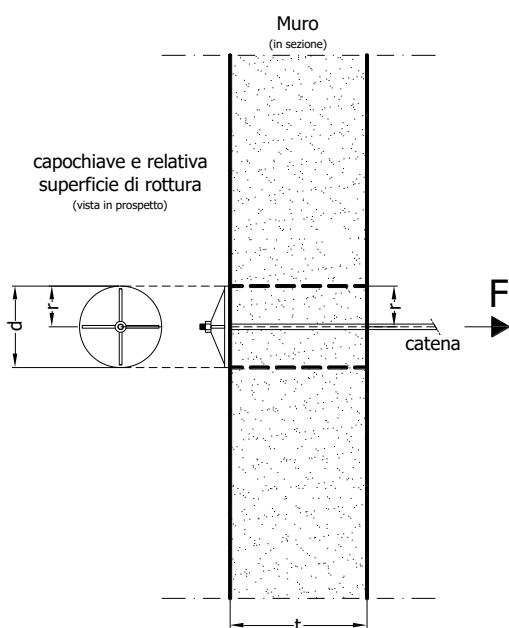


Figura 8.9: capochiave circolare

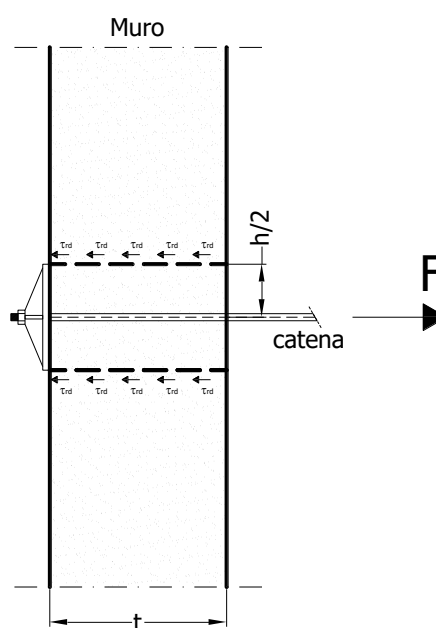


Figura 8.10: meccanismo resistente a taglio

Con riferimento allo schema riportato nella *Figura 8.9* e *Figura 8.10* si procede a:

1. individuare la superficie di rottura e calcolare la superficie di rottura laterale.

La superficie di rottura è il cilindro con base il capochiave (*circolare - di raggio r*) ed altezza lo spessore del muro (*t*).

$$A_{L,\mu} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot t;$$

dove:

$$\begin{aligned} t &= \text{spessore muro} = 30 \text{ cm;} \\ r &= \text{raggio capochiave} = 20 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Nel caso in esame:

$$A_{L,\mu} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot t = 2 \cdot \pi \cdot 20 \cdot 30 = \pi \cdot 120 = 3769,91 \text{ cm}^2 = \mathbf{376\ 991 \text{ mm}^2}.$$

Tab. 8.7: calcolo di  $A_{L,\mu}$

t [mm]	r [mm]	$A_{L,\mu}$ [mm <sup>2</sup> ]
300	200	<b>376 991</b>

2. calcolare la forza di rottura/resistente ( $F_{\mu,max}$ ).

$$F_{\mu,max} = A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = A_{L,\mu} \cdot \frac{\frac{f_{vko}}{FC} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m};$$

dove:

$$f_{vd} = \text{la resistenza di progetto a taglio} = f_{vk}/\gamma_m = [(f_{vko}/FC) + 0,4 \cdot \sigma_n]/\gamma_m;$$

$$f_{vko} = \text{resistenza caratteristica a taglio senza compressione;}$$

$$\sigma_n = \text{tensione normale sulla superficie di rottura (N.B. 8.3);}$$

$$\gamma_m = \text{coefficiente parziale di sicurezza} = 2,0.$$

### N.B. 8.3

La  $\sigma_n$  (tensione normale alla superficie di punzonamento) viene calcolata come media della tensione normale esistente sulla superficie di punzonamento, ricavandola direttamente dalle shell interessate dalla superficie di rottura (fornita direttamente dal solutore - di difficile giustificazione numerica).

Nel caso in esame:

$$\begin{aligned} F_{\mu,max} &= A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = A_{L,\mu} \cdot \frac{\frac{f_{vko}}{FC} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m} = \\ &= 376991 \cdot \frac{\frac{0,100}{1,2} + 0,4 \cdot 0}{2,0} = \mathbf{15\ 708 \text{ N.}} \end{aligned}$$

Quindi, trascurando il contributo della  $\sigma_n$  (N.B. 8.4), risulta:

$$V_R = \mathbf{15\ 708 \text{ N.}}$$

### VERIFICHE A TAGLIO PER CAPOCHIAVE

Piano Terra	
Nodo iniziale	
CS	7,14
V <sub>Ed</sub>	2.207
V <sub>R</sub>	<b>15.766</b>
Nodo finale	
CS	7,14
V <sub>Ed</sub>	2.207
V <sub>R</sub>	<b>15.766</b>

risultato Edilus

Tab. 8.8: calcolo di  $F_{\mu,max}$

$A_{L,\mu}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{vko}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	$F_{\mu,max}$ [N]
376991	0,100	≅ 0	2,0	<b>15708</b>

### N.B. 8.4

Nel caso in esame il valore della  $\sigma_n$  è pari a 0,00077 N/mm<sup>2</sup> (valore trascurabile), per cui:

$$F_{\mu,max} = A_{L,\mu} \cdot f_{vd} = A_{L,\mu} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m \cdot FC} = A_{L,\mu} \cdot \frac{\frac{f_{vko}}{FC} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_m} = 376991 \cdot \frac{\frac{0,100}{1,2} + 0,4 \cdot 0,00077}{2,0} = 15766 \text{ N.}$$

In presenza di solai e/o altri muri al disopra, il valore della  $\sigma_n$  non sarebbe stato trascurabile (nel programma la  $\sigma_n$  viene SEMPRE considerata).

3. *verifica*: occorre verificare che l'azione ( $F$ ) proveniente dalla catena sia minore o uguale della resistenza ( $F_{\mu,max}$ ) della muratura.

$$F \leq F_{T,max} \quad (V_{Ed} \leq V_R).$$

**- Resistenza a TRAZIONE (della Catena) -**

Vedi **Caso 1**.

## 9 (MU) - Test di Validazione n.09 (Valutazione Accelerazioni di Collasso)

Titolo: **Calcolo accelerazioni sismiche di collasso MASCHI**

Il file di EdilLus (MU) è: **MU\_Val\_Acc\_Collasso\_Static.EDL**

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la determinazione delle accelerazioni sismiche di collasso sui maschi (PGA<sub>FP</sub>, PGA<sub>NP</sub> e PGA<sub>TNP</sub>).

In particolare, si è rivolta l'attenzione sul maschio 9 del MURO P1-P2 (colorato in azzurro) del Piano 1 (Figura 9.1 e Figura 9.2).

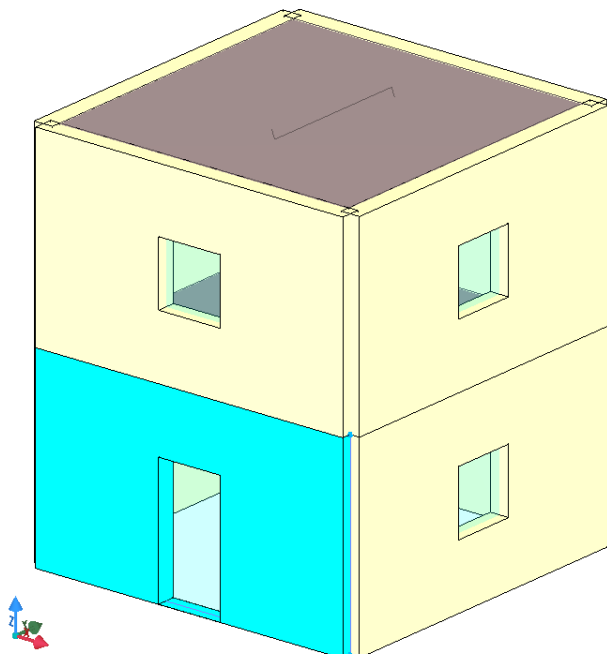


Figura 9.1: vista - "Editor 3D"

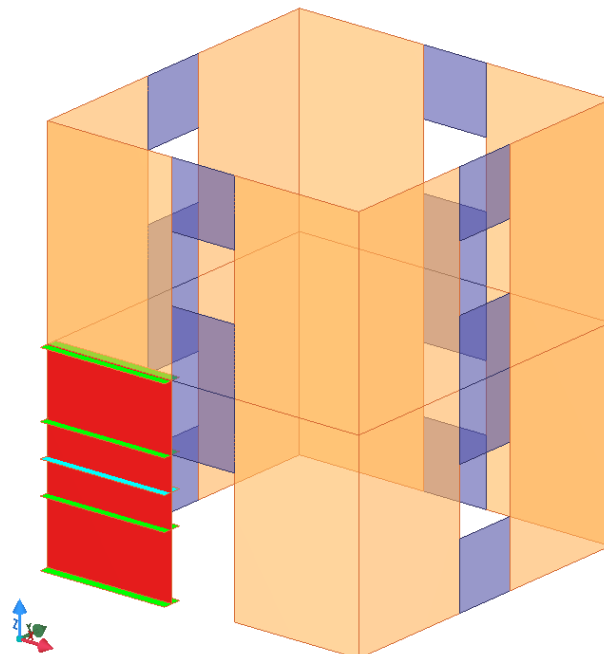


Figura 9.2: vista - "Maschi"

### Dati

#### - Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le **NTC 2018** in analisi sismica "**Statica Equivalente**" (vedi N.B. 9.1), per i seguenti dati sismici:

Tab. 9.1: parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	A

Tab. 9.2: coordinate Geografiche (datum ED50)

Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	14.792500	40.915556	348

Tab. 9.3: parametri Sismici

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>	S <sub>T</sub>	ξ	η
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,282	1,000	1,000	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,310	1,000	1,000			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,368	1,000	1,000			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,378	1,000	1,000			

Legenda:

T<sub>r</sub>: periodo di ritorno dell'azione sismica;  
 a<sub>g</sub>/g: accelerazione orizzontale massima del terreno;  
 F<sub>0</sub>: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  
 T<sub>c</sub><sup>\*</sup>: periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S<sub>s</sub>: coefficiente di amplificazione stratigrafica;  
 C<sub>c</sub>: coefficiente di amplificazione di T<sub>c</sub>;  
 S<sub>T</sub>: coefficiente di amplificazione topografica;  
 ξ: coefficiente viscoso equivalente;  
 η: fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

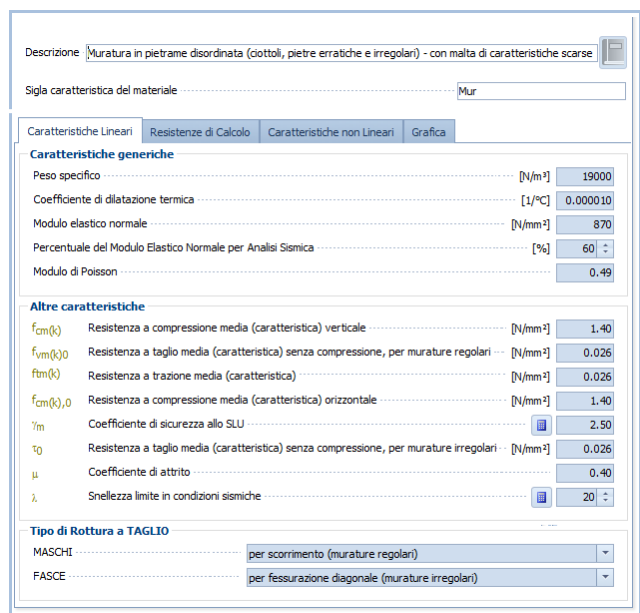
**N.B. 9.1**

Si è scelto il calcolo in analisi sismica **statica** per la gestione di un numero minore di combinazioni di carico (132).

**- Muro -**

Il pannello murario (Figura 9.2) presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L) = 2,00 m.
- Spessore (t) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Tipo Situazione = "di fatto" (muratura esistente).
- Livello di Conoscenza LC2 (FC = 1,20).
- Materiale = "Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) - con malta di caratteristiche scarse" (Figura 9.3).



Caratteristiche generiche	
Peso specifico	[N/m³] 19000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C] 0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm²] 870
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%] 60
Modulo di Poisson	0.49

Altre caratteristiche	
$f_{cm}(k)$	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale [N/mm²] 1.40
$f_{vm}(k),0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari [N/mm²] 0.026
$f_{tm}(k)$	Resistenza a trazione media (caratteristica) [N/mm²] 0.026
$f_{cm}(k),0$	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale [N/mm²] 1.40
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza allo SLU 2.50
$\tau_0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari [N/mm²] 0.026
$\mu$	Coefficiente di attrito 0.40
$\lambda$	Snellezza limite in condizioni sismiche 20

Tipo di Rottura a TAGLIO	
MASCHI	per scorrimento (murature regolari)
FASCE	per fessurazione diagonale (murature irregolari)

Figura 9.3: caratteristiche Muratura

**- Condizioni di carico -**

Le condizioni di carico presenti nel file in esame sono:

- Carico Permanente (Perm);
- Carico Permanente/Permanete NON strutturale (PNS) = Carico Permanente;
- Carico Verticale/Abitazione (Abit);
- Sisma Lungo X (Sx);
- Sisma Lungo Y (Sy);
- Eccentricità Lungo X (Ex);
- Eccentricità Lungo Y (Ey).

**Calcolo Accelerazioni di collasso**
**- Procedura di calcolo -**

Con riferimento alla successiva combinazione sismica "modificata" (presenza di  $\lambda$ ):

$$G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \lambda \cdot E \quad [1]$$

la procedura di calcolo si riassume nelle "FASE" successive:

**FASE 1** ->  $\lambda = 0$  nella relazione [1] ->  $G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + 0 \cdot E = G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

Si applica sul maschio la componente statica della combinazione sismica (1 permanenti, 0,3 abitazione, 0,6 Negozi, 0,6 Locali Pubblici, 0,8 Magazzini,..., etc) e, per le sollecitazioni generate dall'unica combinazione, si effettuano le verifiche a Pressoflessione Fuori Piano (PFFP), a Presso Flessione Nel Piano (PFNP) e Taglio Nel piano (TNP). Se, per qualche verifica, esiste almeno una combinazione con  $CS < 1$  allora, per quella verifica, la PGA è zero (es. verifica a PFFP con  $CS < 1$  ->  $PGA_{FP} = 0$ );

Invece, se per tutte le combinazioni non ci sono problemi di verifica ( $CS \geq 1$ ) si passa alla "FASE 2".

**FASE 2** ->  $\lambda = 2$  nella relazione [1] ->  $G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + 2 \cdot E$

Si applica sul maschio un sisma pari al doppio dell'azione sismica di progetto e si procede alle verifiche (PFFP, PFNP e TNP). Se, per la generica verifica, tutte le combinazioni generate hanno  $CS \geq 1$ , allora la PGA viene posta pari a  $2 \cdot PGA_{D,SLV}$  (PGA di Domanda allo SLV - vedi N.B. 9.2), anche se potrebbe essere ancora maggiore

(es. verifica a PFFP con  $CS \geq 1 \rightarrow PGA_{FP} = 2 \cdot PGA_{D,SLV}$ ).

Invece, se per la generica verifica, esiste almeno una combinazione per cui il  $CS < 1$  allora si passa alla "FASE 3".

**FASE 3**  $\rightarrow \lambda \in (0, 2)$  nella relazione [1]  $\rightarrow G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \lambda \cdot E$

Per le tre verifiche, viene impostata una ricerca per bisezione (procedura iterativa) della quota del sisma  $\lambda$  (compreso tra 0 e 2) per cui, per la generica verifica, il minimo CS è UNITARIO.

Una volta trovata tale quota  $\lambda$  (in realtà  $\lambda_{FP}$ ,  $\lambda_{NP}$  e  $\lambda_{TNP}$ ) viene impostata la PGA pari a:  $\lambda \cdot PGA_{D,SLV}$ .

#### N.B. 9.2

Si ricorda che la PGA di domanda, per il generico stato limite (SL) è data da:  $PGA_{D,SL} = S_{5,SL} \cdot S_T \cdot a_{g,SL} / g$ .

Il calcolo delle accelerazioni sismiche di collasso sui maschi viene fatto in **TUTTE** le sezioni in cui sono state richieste le verifiche (vedi N.B. 9.3).

#### N.B. 9.3

Per il caso in esame, il calcolo delle PGA viene ricondotto **solo** alle sezioni di mezzeria (applicata eccezione "Verifica a Presso Flessione fuori piano").

Inoltre, non sono state considerate le "Esclusioni delle Combinazioni di Carico NON significative" e la "Modalità per la verifica a Taglio".

Entriamo ora nel merito dell'individuazione "manuale" delle accelerazioni sismiche di collasso.

Di seguito si riportano le sollecitazioni caratteristiche presenti nel muro che verranno combinate nelle varie "FASI".

Tab. 9.4: Sollecitazioni caratteristiche maschio 9 nella sezione di mezzeria

Carichi Statici					
Sezione in mezzeria CC Carico Permanente		Sezione in mezzeria CC Permanenti NON Strutturali		Sezione in mezzeria CC Abitazioni	
<b>N</b>	-94.677	<b>N</b>	-35.117	<b>N</b>	-32.217
<b>M<sub>NP</sub></b>	-7.322	<b>M<sub>NP</sub></b>	-3.946	<b>M<sub>NP</sub></b>	-3.620
<b>M<sub>FP</sub></b>	441	<b>M<sub>FP</sub></b>	203	<b>M<sub>FP</sub></b>	186
<b>T<sub>NP</sub></b>	9.647	<b>T<sub>NP</sub></b>	5.257	<b>T<sub>NP</sub></b>	4.852
Sisma					
Sezione in mezzeria Direzione X		Sezione in mezzeria Direzione Y		Sezione in mezzeria Direzione Z	
<b>N</b>	40.621	<b>N</b>	58.546	<b>N</b>	0
<b>M<sub>NP</sub></b>	547	<b>M<sub>NP</sub></b>	-1.765	<b>M<sub>NP</sub></b>	0
<b>M<sub>FP</sub></b>	-403	<b>M<sub>FP</sub></b>	228	<b>M<sub>FP</sub></b>	0
<b>T<sub>NP</sub></b>	-55.987	<b>T<sub>NP</sub></b>	9.548	<b>T<sub>NP</sub></b>	0
Eccentricità					
Sezione in mezzeria Direzione X(+)		Sezione in mezzeria Direzione Y(+)			
<b>N</b>	-12.187	<b>N</b>	-17.562		
<b>M<sub>NP</sub></b>	-164	<b>M<sub>NP</sub></b>	530		
<b>M<sub>FP</sub></b>	121	<b>M<sub>FP</sub></b>	-69		
<b>T<sub>NP</sub></b>	16.796	<b>T<sub>NP</sub></b>	-2.864		

### - FASE 1 ( $\lambda \cdot = 0$ ) -

Nella successive tabelle si riporta, rispettivamente, l'unica combinazioni e le relative sollecitazioni generate dalla relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Tab. 9.5: Combinazioni "FASE 1"

Comb	Perm	PNS	Abit	Sx	Ex	Sy	Ey	Sz
1	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 9.6: Sollecitazioni combinate "FASE 1"

Comb	$N_{Ed}$	$T_{NP}$	$M_{FP}$	$M_{NP}$
	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]
1	-139.459	16.360	700	-12.354

### -- Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano (PFFP) --

Si procede alla verifica (vedi N.B. 9.4) per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.6.

Tab. 9.7: Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano "FASE 1"

Comb	t	L	$N_{Ed}$	A	$f_d$	$N_{limite}$	$M_R$	$M_{FP}$	CS
	[mm]	[mm]	[N]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N]	[Nm]	[Nm]	[-]
1	300	2.000	-139.459	600.000	0,58	297.500	11.113	700	15,88

#### LEGENDA

t: spessore muro;  
L: lunghezza muro;  
 $N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante (- = compressione);  
A: area del muro;  
 $f_d$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura;

$N_{limite}$ : sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);  
 $M_R$ : momento resistente Fuori Piano;  
 $M_{FP}$ : momento sollecitante Fuori Piano;  
CS: Coefficiente di sicurezza ( $M_R/M_{FP}$ ).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.7, l'unica verifica effettuata è soddisfatta per cui la  $PGA_{NP} \neq 0$  ed occorre passare alla "FASE 2".

#### N.B. 9.4

La relazione utilizzata per il calcolo di  $M_r$  è:

$$M_{r,FP} = \frac{t^2 \cdot L}{2} \cdot \frac{N_s}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_s}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right)$$

### -- Verifiche a Presso Flessione Nel Piano (PFNP) --

Si procede alla verifica (vedi N.B. 9.5) per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.6.

Tab. 9.8: Verifiche a Presso Flessione Nel Piano "FASE 1"

Comb	t	L	$N_{Ed}$	A	$f_d$	$N_{limite}$	$M_R$	$M_{NP}$	CS
	[mm]	[mm]	[N]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N]	[Nm]	[Nm]	[-]
1	300	2.000	-139.459	600.000	0,58	297.500	74.085	-12.354	6,00

#### LEGENDA

t: spessore muro;  
L: lunghezza muro;  
 $N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante (- = compressione);  
A: area del muro;  
 $f_d$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura;

$N_{limite}$ : sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);  
 $M_R$ : momento resistente Nel Piano;  
 $M_{NP}$ : momento sollecitante Nel Piano;  
CS: Coefficiente di sicurezza ( $M_R/M_{NP}$ ).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.8, l'unica verifica effettuata è soddisfatta per cui la  $PGA_{NP} \neq 0$  ed, anche in questo caso, occorre passare alla "FASE 2".

#### N.B. 9.5

La relazione utilizzata per il calcolo di  $M_r$  è:

$$M_{r,FP} = \frac{t \cdot L^2}{2} \cdot \frac{N_s}{A} \cdot \left( 1 - \frac{N_s}{0,85 \cdot A \cdot f_d} \right)$$

### -- Verifiche a Taglio Nel Piano (TNP) --

Si procede alla verifica (vedi N.B. 9.6) per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.6.

Tab. 9.9: Verifiche a Taglio Nel Piano "FASE 1"

Comb	e <sub>NP</sub> [cm]	e <sub>TNP,lim</sub> [cm]	β	A [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>vko</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Ed</sub> [N]	A'	σ' <sub>n</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>vd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	V <sub>R</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	CS
1	8,86	100,00	1,00	600.000	0,02	-139.459	600.000	0,23	0,06	34.392	16.360	2,10

LEGENDA

e<sub>NP</sub>: eccentricità nel piano;

e<sub>TNP,lim</sub>: eccentricità limite;

β: coefficiente di parzializzazione della sezione

A: area del muro (L-t);

f<sub>vko</sub>: resistenza caratteristica a taglio senza tensione normale della muratura;

N<sub>Ed</sub>: sforzo normale sollecitante (- = compressione);

A': area compressa della muratura (β-L-t);

σ'<sub>n</sub>: tensione normale sulla sezione compressa (N<sub>Ed</sub>/A');

f<sub>vd</sub>: resistenza di progetto a taglio della muratura;

V<sub>R</sub>: taglio resistente;

V<sub>Ed</sub>: taglio sollecitante;

CS: Coefficiente di sicurezza (V<sub>R</sub>/V<sub>Ed</sub>).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.9, l'unica verifica effettuata è soddisfatta per cui la **PGA<sub>NP</sub> ≠ 0** ed, anche in questo caso, occorre passare alla "FASE 2".

**N.B. 9.6**

La relazione utilizzata per il calcolo di T<sub>r</sub> è quella relativo al meccanismo di "rottura a taglio per scorrimento":

$$T_r = \beta \cdot f_{vd} \cdot A \cdot$$

-- Riepilogo "FASE 1" --

**PGA<sub>FP</sub> ≠ 0** -> FASE 2

**PGA<sub>NP</sub> ≠ 0** -> FASE 2

**PGA<sub>TNP</sub> ≠ 0** -> FASE 2

**- FASE 2 (λ = 2) -**

Nella successive tabelle si riportano, rispettivamente, TUTTE le **128** combinazioni (anche quelle che si ripetono) e le relative sollecitazioni (anche quelle che si ripetono) generate dalla relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + 2 \cdot E.$$

Tab. 9.10: Combinazioni "FASE 2 (λ = 2)"

Comb	Perm	PNS	Abit	Sx	Ex	Sy	Ey	Sz
1	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	0,60	0,60
2	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	-0,60	0,60
3	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	0,60	-0,60
4	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	-0,60	-0,60
5	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	-0,60	0,60
6	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	0,60	0,60
7	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	-0,60	-0,60
8	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	0,60	-0,60
9	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	0,60	0,60
10	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	-0,60	0,60
11	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	0,60	-0,60
12	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	-0,60	-0,60
13	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	-0,60	0,60
14	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	0,60	0,60
15	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	-0,60	-0,60	-0,60
16	1,00	1,00	0,30	2,00	2,00	0,60	0,60	-0,60
17	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	0,60	-0,60
18	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	-0,60	0,60
19	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	0,60	-0,60
20	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	-0,60	-0,60
21	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	-0,60	0,60
22	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	0,60	0,60
23	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	-0,60	-0,60
24	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	0,60	-0,60
25	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	0,60	0,60
26	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	-0,60	0,60
27	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	0,60	-0,60
28	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	-0,60	-0,60
29	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	-0,60	0,60
30	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	0,60	0,60
31	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	-0,60	-0,60	-0,60
32	1,00	1,00	0,30	-2,00	2,00	0,60	0,60	-0,60
33	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	0,60	0,60
34	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	-0,60	0,60
35	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	0,60	-0,60
36	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	-0,60	-0,60

37	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	-0,60	0,60
38	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	0,60	0,60
39	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	-0,60	-0,60
40	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	0,60	-0,60
41	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	0,60	0,60
42	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	-0,60	0,60
43	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	0,60	-0,60
44	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	-0,60	-0,60
45	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	-0,60	0,60
46	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	0,60	0,60
47	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	-0,60	-0,60	-0,60
48	1,00	1,00	0,30	2,00	-2,00	0,60	0,60	-0,60
49	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	0,60	0,60
50	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	-0,60	0,60
51	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	0,60	-0,60
52	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	-0,60	-0,60
53	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	-0,60	0,60
54	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	0,60	0,60
55	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	-0,60	-0,60
56	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	0,60	-0,60
57	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	0,60	0,60
58	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	-0,60	0,60
59	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	0,60	-0,60
60	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	-0,60	-0,60
61	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	-0,60	0,60
62	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	0,60	0,60
63	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	-0,60	-0,60	-0,60
64	1,00	1,00	0,30	-2,00	-2,00	0,60	0,60	-0,60
65	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	2,00	0,60
66	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	2,00	0,60
67	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	2,00	-0,60
68	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	2,00	-0,60
69	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	2,00	0,60
70	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	2,00	0,60
71	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	2,00	-0,60
72	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	2,00	-0,60
73	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	2,00	0,60
74	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	2,00	0,60
75	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	2,00	-0,60
76	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	2,00	-0,60
77	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	2,00	0,60
78	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	2,00	0,60
79	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	2,00	-0,60
80	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	2,00	-0,60
81	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	2,00	0,60
82	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	2,00	0,60
83	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	2,00	-0,60
84	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	2,00	-0,60
85	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	2,00	0,60
86	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	2,00	0,60
87	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	2,00	-0,60
88	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	2,00	-0,60
89	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	2,00	0,60
90	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	2,00	0,60
91	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	2,00	-0,60
92	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	2,00	-0,60
93	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	2,00	0,60
94	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	2,00	0,60
95	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	2,00	-0,60
96	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	2,00	-0,60
97	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	-2,00	0,60
98	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	-2,00	0,60
99	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	-2,00	-0,60
100	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	-2,00	-0,60
101	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	-2,00	0,60
102	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	-2,00	0,60
103	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	-2,00	-0,60
104	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	-2,00	-0,60
105	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	-2,00	0,60
106	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	-2,00	0,60
107	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	2,00	-2,00	-0,60
108	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	2,00	-2,00	-0,60
109	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	-2,00	0,60
110	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	-2,00	0,60
111	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	2,00	-2,00	-0,60
112	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	2,00	-2,00	-0,60
113	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	-2,00	0,60
114	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	-2,00	0,60
115	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	-2,00	-0,60

116	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	-2,00	-0,60
117	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	-2,00	0,60
118	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	-2,00	0,60
119	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	-2,00	-0,60
120	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	-2,00	-0,60
121	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	-2,00	0,60
122	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	-2,00	0,60
123	1,00	1,00	0,30	-0,60	0,60	-2,00	-2,00	-0,60
124	1,00	1,00	0,30	0,60	-0,60	-2,00	-2,00	-0,60
125	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	-2,00	0,60
126	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	-2,00	0,60
127	1,00	1,00	0,30	-0,60	-0,60	-2,00	-2,00	-0,60
128	1,00	1,00	0,30	0,60	0,60	-2,00	-2,00	-0,60

Tab. 9.11: Sollecitazioni combinate "FASE 2 ( $\lambda \cdot = 2$ )"

Comb	N <sub>Ed</sub> [N]	T <sub>NP</sub> [N]	M <sub>FP</sub> [Nm]	M <sub>NP</sub> [Nm]
1	-91.172	-27.755	422	-12.296
2	-120.444	-32.501	308	-11.408
3	-91.172	-27.755	422	-12.296
4	-120.444	-32.501	308	-11.408
5	-78.632	-25.722	471	-12.676
6	-132.984	-34.534	259	-11.028
7	-78.632	-25.722	471	-12.676
8	-132.984	-34.534	259	-11.028
9	-132.984	-34.534	259	-11.028
10	-78.632	-25.722	471	-12.676
11	-132.984	-34.534	259	-11.028
12	-78.632	-25.722	471	-12.676
13	-120.444	-32.501	308	-11.408
14	-91.172	-27.755	422	-12.296
15	-120.444	-32.501	308	-11.408
16	-91.172	-27.755	422	-12.296
17	-187.834	105.197	1.382	-13.646
18	-217.106	100.451	1.268	-12.758
19	-187.834	105.197	1.382	-13.646
20	-217.106	100.451	1.268	-12.758
21	-175.294	107.230	1.431	-14.026
22	-229.646	98.418	1.219	-12.378
23	-175.294	107.230	1.431	-14.026
24	-229.646	98.418	1.219	-12.378
25	-229.646	98.418	1.219	-12.378
26	-175.294	107.230	1.431	-14.026
27	-229.646	98.418	1.219	-12.378
28	-175.294	107.230	1.431	-14.026
29	-217.106	100.451	1.268	-12.758
30	-187.834	105.197	1.382	-13.646
31	-217.106	100.451	1.268	-12.758
32	-187.834	105.197	1.382	-13.646
33	-62.174	-67.641	134	-11.892
34	-91.446	-72.387	20	-11.004
35	-62.174	-67.641	134	-11.892
36	-91.446	-72.387	20	-11.004
37	-49.634	-65.608	183	-12.272
38	-103.986	-74.420	-29	-10.624
39	-49.634	-65.608	183	-12.272
40	-103.986	-74.420	-29	-10.624
41	-103.986	-74.420	-29	-10.624
42	-49.634	-65.608	183	-12.272
43	-103.986	-74.420	-29	-10.624
44	-49.634	-65.608	183	-12.272
45	-91.446	-72.387	20	-11.004
46	-62.174	-67.641	134	-11.892
47	-91.446	-72.387	20	-11.004
48	-62.174	-67.641	134	-11.892
49	-158.836	65.311	1.094	-13.242
50	-188.108	60.565	980	-12.354
51	-158.836	65.311	1.094	-13.242
52	-188.108	60.565	980	-12.354
53	-146.296	67.344	1.143	-13.622
54	-200.648	58.532	931	-11.974
55	-146.296	67.344	1.143	-13.622
56	-200.648	58.532	931	-11.974
57	-200.648	58.532	931	-11.974
58	-146.296	67.344	1.143	-13.622
59	-200.648	58.532	931	-11.974
60	-146.296	67.344	1.143	-13.622
61	-188.108	60.565	980	-12.354

62	-158.836	65.311	1.094	-13.242
63	-188.108	60.565	980	-12.354
64	-158.836	65.311	1.094	-13.242
65	-80.705	10.356	791	-13.662
66	-101.005	38.276	993	-13.946
67	-80.705	10.356	791	-13.662
68	-101.005	38.276	993	-13.946
69	-72.006	-1.610	705	-13.541
70	-109.704	50.242	1.079	-14.067
71	-72.006	-1.610	705	-13.541
72	-109.704	50.242	1.079	-14.067
73	-109.704	50.242	1.079	-14.067
74	-72.006	-1.610	705	-13.541
75	-109.704	50.242	1.079	-14.067
76	-72.006	-1.610	705	-13.541
77	-101.005	38.276	993	-13.946
78	-80.705	10.356	791	-13.662
79	-101.005	38.276	993	-13.946
80	-80.705	10.356	791	-13.662
81	-220.075	-12.242	245	-9.436
82	-240.375	15.678	447	-9.720
83	-220.075	-12.242	245	-9.436
84	-240.375	15.678	447	-9.720
85	-211.376	-24.208	159	-9.315
86	-249.074	27.644	533	-9.841
87	-211.376	-24.208	159	-9.315
88	-249.074	27.644	533	-9.841
89	-249.074	27.644	533	-9.841
90	-211.376	-24.208	159	-9.315
91	-249.074	27.644	533	-9.841
92	-211.376	-24.208	159	-9.315
93	-240.375	15.678	447	-9.720
94	-220.075	-12.242	245	-9.436
95	-240.375	15.678	447	-9.720
96	-220.075	-12.242	245	-9.436
97	-38.905	17.132	955	-14.930
98	-59.205	45.052	1.157	-15.214
99	-38.905	17.132	955	-14.930
100	-59.205	45.052	1.157	-15.214
101	-30.206	5.166	869	-14.809
102	-67.904	57.018	1.243	-15.335
103	-30.206	5.166	869	-14.809
104	-67.904	57.018	1.243	-15.335
105	-67.904	57.018	1.243	-15.335
106	-30.206	5.166	869	-14.809
107	-67.904	57.018	1.243	-15.335
108	-30.206	5.166	869	-14.809
109	-59.205	45.052	1.157	-15.214
110	-38.905	17.132	955	-14.930
111	-59.205	45.052	1.157	-15.214
112	-38.905	17.132	955	-14.930
113	-178.275	-5.466	409	-10.704
114	-198.575	22.454	611	-10.988
115	-178.275	-5.466	409	-10.704
116	-198.575	22.454	611	-10.988
117	-169.576	-17.432	323	-10.583
118	-207.274	34.420	697	-11.109
119	-169.576	-17.432	323	-10.583
120	-207.274	34.420	697	-11.109
121	-207.274	34.420	697	-11.109
122	-169.576	-17.432	323	-10.583
123	-207.274	34.420	697	-11.109
124	-169.576	-17.432	323	-10.583
125	-198.575	22.454	611	-10.988
126	-178.275	-5.466	409	-10.704
127	-198.575	22.454	611	-10.988
128	-178.275	-5.466	409	-10.704

### -- Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano (PFFP) --

Si procede alla verifica "sismica" per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.11.

Tab. 9.12: Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano "FASE 2 ( $\lambda \cdot = 2'$ )"

Comb	t [mm]	L [mm]	N <sub>Ed</sub> [N]	A [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>limite</sub> [N]	M <sub>R</sub> [Nm]	M <sub>FP</sub> [Nm]	CS [-]
1	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	7.059	231	<b>30,53</b>
2	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	10.310	40	<b>255,20</b>
3	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	7.059	231	<b>30,53</b>

4	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	10.310	40	<b>255,20</b>
5	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	4.919	314	<b>15,67</b>
6	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	10.957	-42	<b>258,41</b>
7	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	4.919	314	<b>15,67</b>
8	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	10.957	-42	<b>258,41</b>
9	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	10.957	-42	<b>258,41</b>
10	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	4.919	314	<b>15,67</b>
11	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	10.957	-42	<b>258,41</b>
12	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	4.919	314	<b>15,67</b>
13	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	10.310	40	<b>255,20</b>
14	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	7.059	231	<b>30,53</b>
15	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	10.310	40	<b>255,20</b>
16	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	7.059	231	<b>30,53</b>
17	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	8.605	1.843	<b>4,67</b>
18	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	3.858	1.652	<b>2,33</b>
19	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	8.605	1.843	<b>4,67</b>
20	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	3.858	1.652	<b>2,33</b>
21	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	9.893	1.926	<b>5,14</b>
22	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	1.077	1.570	<b>0,69</b>
23	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	9.893	1.926	<b>5,14</b>
24	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	1.077	1.570	<b>0,69</b>
25	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	1.077	1.570	<b>0,69</b>
26	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	9.893	1.926	<b>5,14</b>
27	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	1.077	1.570	<b>0,69</b>
28	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	9.893	1.926	<b>5,14</b>
29	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	3.858	1.652	<b>2,33</b>
30	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	8.605	1.843	<b>4,67</b>
31	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	3.858	1.652	<b>2,33</b>
32	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	8.605	1.843	<b>4,67</b>
33	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	1.429	-253	<b>5,65</b>
34	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	7.098	-444	<b>16,00</b>
35	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	1.429	-253	<b>5,65</b>
36	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	7.098	-444	<b>16,00</b>
37	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	1.620	-170	<b>0,00</b>
38	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	8.781	-526	<b>16,68</b>
39	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	1.620	-170	<b>0,00</b>
40	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	8.781	-526	<b>16,68</b>
41	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	8.781	-526	<b>16,68</b>
42	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	1.620	-170	<b>0,00</b>
43	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	8.781	-526	<b>16,68</b>
44	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	1.620	-170	<b>0,00</b>
45	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	7.098	-444	<b>16,00</b>
46	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	1.429	-253	<b>5,65</b>
47	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	7.098	-444	<b>16,00</b>
48	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	1.429	-253	<b>5,65</b>
49	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	10.904	1.359	<b>8,02</b>
50	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	8.574	1.168	<b>7,34</b>
51	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	10.904	1.359	<b>8,02</b>
52	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	8.574	1.168	<b>7,34</b>
53	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	11.155	1.442	<b>7,74</b>
54	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	6.829	1.086	<b>6,29</b>
55	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	11.155	1.442	<b>7,74</b>
56	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	6.829	1.086	<b>6,29</b>
57	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	6.829	1.086	<b>6,29</b>
58	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	11.155	1.442	<b>7,74</b>
59	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	6.829	1.086	<b>6,29</b>
60	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	11.155	1.442	<b>7,74</b>
61	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	8.574	1.168	<b>7,34</b>
62	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	10.904	1.359	<b>8,02</b>
63	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	8.574	1.168	<b>7,34</b>
64	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	10.904	1.359	<b>8,02</b>
65	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	5.260	849	<b>6,20</b>
66	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	8.367	1.187	<b>7,05</b>
67	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	5.260	849	<b>6,20</b>
68	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	8.367	1.187	<b>7,05</b>
69	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	3.557	703	<b>5,06</b>
70	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	9.356	1.332	<b>7,02</b>
71	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	3.557	703	<b>5,06</b>
72	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	9.356	1.332	<b>7,02</b>
73	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	9.356	1.332	<b>7,02</b>
74	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	3.557	703	<b>5,06</b>
75	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	9.356	1.332	<b>7,02</b>
76	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	3.557	703	<b>5,06</b>
77	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	8.367	1.187	<b>7,05</b>
78	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	5.260	849	<b>6,20</b>
79	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	8.367	1.187	<b>7,05</b>
80	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	5.260	849	<b>6,20</b>
81	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	3.146	-63	<b>49,62</b>
82	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	275	<b>0,00</b>

83	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	3.146	-63	<b>49,62</b>
84	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	275	<b>0,00</b>
85	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	4.897	-209	<b>23,47</b>
86	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	420	<b>0,00</b>
87	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	4.897	-209	<b>23,47</b>
88	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	420	<b>0,00</b>
89	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	420	<b>0,00</b>
90	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	4.897	-209	<b>23,47</b>
91	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	420	<b>0,00</b>
92	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	4.897	-209	<b>23,47</b>
93	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	275	<b>0,00</b>
94	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	3.146	-63	<b>49,62</b>
95	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	275	<b>0,00</b>
96	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	3.146	-63	<b>49,62</b>
97	300	2.000	<b>29.637</b>	600.000	0,58	297.500	4.003	1.125	<b>0,00</b>
98	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	610	1.463	<b>0,42</b>
99	300	2.000	<b>29.637</b>	600.000	0,58	297.500	4.003	1.125	<b>0,00</b>
100	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	610	1.463	<b>0,42</b>
101	300	2.000	<b>44.262</b>	600.000	0,58	297.500	5.651	979	<b>0,00</b>
102	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	2.635	1.608	<b>1,64</b>
103	300	2.000	<b>44.262</b>	600.000	0,58	297.500	5.651	979	<b>0,00</b>
104	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	2.635	1.608	<b>1,64</b>
105	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	2.635	1.608	<b>1,64</b>
106	300	2.000	<b>44.262</b>	600.000	0,58	297.500	5.651	979	<b>0,00</b>
107	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	2.635	1.608	<b>1,64</b>
108	300	2.000	<b>44.262</b>	600.000	0,58	297.500	5.651	979	<b>0,00</b>
109	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	610	1.463	<b>0,42</b>
110	300	2.000	<b>29.637</b>	600.000	0,58	297.500	4.003	1.125	<b>0,00</b>
111	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	610	1.463	<b>0,42</b>
112	300	2.000	<b>29.637</b>	600.000	0,58	297.500	4.003	1.125	<b>0,00</b>
113	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	9.587	213	<b>45,09</b>
114	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	7.112	551	<b>12,91</b>
115	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	9.587	213	<b>45,09</b>
116	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	7.112	551	<b>12,91</b>
117	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	10.302	67	<b>152,84</b>
118	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	5.684	696	<b>8,16</b>
119	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	10.302	67	<b>152,84</b>
120	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	5.684	696	<b>8,16</b>
121	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	5.684	696	<b>8,16</b>
122	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	10.302	67	<b>152,84</b>
123	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	5.684	696	<b>8,16</b>
124	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	10.302	67	<b>152,84</b>
125	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	7.112	551	<b>12,91</b>
126	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	9.587	213	<b>45,09</b>
127	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	7.112	551	<b>12,91</b>
128	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	9.587	213	<b>45,09</b>

## LEGENDA

t: spessore muro;

L: lunghezza muro;

N<sub>Ed</sub>: sforzo normale sollecitante (N < 0 -> compressione);

A: area del muro;

f<sub>d</sub>: resistenza di calcolo a compressione della muratura;N<sub>limite</sub>: sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);M<sub>R</sub>: momento resistente Fuori Piano;M<sub>FP</sub>: momento sollecitante Fuori Piano;CS: Coefficiente di sicurezza (M<sub>R</sub>/M<sub>FP</sub>).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.12, esistono delle verifiche NON soddisfatte (presenza di trazione ed eccentricità eccessiva) per cui la **PGA<sub>FP</sub> ≠ 2·PGA<sub>d,slv</sub>** ed occorre passare alla "FASE 3".

**-- Verifiche a Presso Flessione Nel Piano (PFNP) --**

Si procede alla verifica per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.11.

Tab. 9.13: Verifiche a Presso Flessione Nel Piano "FASE 2 (λ· = 2)"

Comb	t	L	N <sub>Ed</sub>	A	f <sub>d</sub>	N <sub>limite</sub>	M <sub>R</sub>	M <sub>NP</sub>	CS
	[mm]	[mm]	[N]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N]	[Nm]	[Nm]	[-]
1	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	47.058	-12.329	<b>3,82</b>
2	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	68.733	-10.847	<b>6,34</b>
3	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	47.058	-12.329	<b>3,82</b>
4	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	68.733	-10.847	<b>6,34</b>
5	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	32.793	-12.965	<b>2,53</b>
6	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	73.045	-10.211	<b>7,15</b>
7	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	32.793	-12.965	<b>2,53</b>
8	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	73.045	-10.211	<b>7,15</b>
9	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	73.045	-10.211	<b>7,15</b>
10	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	32.793	-12.965	<b>2,53</b>
11	300	2.000	-128.856	600.000	0,58	297.500	73.045	-10.211	<b>7,15</b>
12	300	2.000	-37.526	600.000	0,58	297.500	32.793	-12.965	<b>2,53</b>
13	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	68.733	-10.847	<b>6,34</b>

14	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	47.058	-12.329	<b>3,82</b>
15	300	2.000	-107.782	600.000	0,58	297.500	68.733	-10.847	<b>6,34</b>
16	300	2.000	-58.601	600.000	0,58	297.500	47.058	-12.329	<b>3,82</b>
17	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	57.366	-14.517	<b>3,95</b>
18	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	25.717	-13.035	<b>1,97</b>
19	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	57.366	-14.517	<b>3,95</b>
20	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	25.717	-13.035	<b>1,97</b>
21	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	65.951	-15.153	<b>4,35</b>
22	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	7.178	-12.399	<b>0,58</b>
23	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	65.951	-15.153	<b>4,35</b>
24	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	7.178	-12.399	<b>0,58</b>
25	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	7.178	-12.399	<b>0,58</b>
26	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	65.951	-15.153	<b>4,35</b>
27	300	2.000	-290.140	600.000	0,58	297.500	7.178	-12.399	<b>0,58</b>
28	300	2.000	-198.810	600.000	0,58	297.500	65.951	-15.153	<b>4,35</b>
29	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	25.717	-13.035	<b>1,97</b>
30	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	57.366	-14.517	<b>3,95</b>
31	300	2.000	-269.066	600.000	0,58	297.500	25.717	-13.035	<b>1,97</b>
32	300	2.000	-219.885	600.000	0,58	297.500	57.366	-14.517	<b>3,95</b>
33	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	9.526	-11.673	<b>0,82</b>
34	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	47.319	-10.191	<b>4,64</b>
35	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	9.526	-11.673	<b>0,82</b>
36	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	47.319	-10.191	<b>4,64</b>
37	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	10.798	-12.309	<b>0,00</b>
38	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	58.537	-9.555	<b>6,13</b>
39	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	10.798	-12.309	<b>0,00</b>
40	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	58.537	-9.555	<b>6,13</b>
41	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	58.537	-9.555	<b>6,13</b>
42	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	10.798	-12.309	<b>0,00</b>
43	300	2.000	-80.108	600.000	0,58	297.500	58.537	-9.555	<b>6,13</b>
44	300	2.000	<b>11.222</b>	600.000	0,58	297.500	10.798	-12.309	<b>0,00</b>
45	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	47.319	-10.191	<b>4,64</b>
46	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	9.526	-11.673	<b>0,82</b>
47	300	2.000	-59.034	600.000	0,58	297.500	47.319	-10.191	<b>4,64</b>
48	300	2.000	-9.853	600.000	0,58	297.500	9.526	-11.673	<b>0,82</b>
49	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	72.690	-13.861	<b>5,24</b>
50	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	57.159	-12.379	<b>4,62</b>
51	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	72.690	-13.861	<b>5,24</b>
52	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	57.159	-12.379	<b>4,62</b>
53	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	74.369	-14.497	<b>5,13</b>
54	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	45.526	-11.743	<b>3,88</b>
55	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	74.369	-14.497	<b>5,13</b>
56	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	45.526	-11.743	<b>3,88</b>
57	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	45.526	-11.743	<b>3,88</b>
58	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	74.369	-14.497	<b>5,13</b>
59	300	2.000	-241.392	600.000	0,58	297.500	45.526	-11.743	<b>3,88</b>
60	300	2.000	-150.062	600.000	0,58	297.500	74.369	-14.497	<b>5,13</b>
61	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	57.159	-12.379	<b>4,62</b>
62	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	72.690	-13.861	<b>5,24</b>
63	300	2.000	-220.318	600.000	0,58	297.500	57.159	-12.379	<b>4,62</b>
64	300	2.000	-171.137	600.000	0,58	297.500	72.690	-13.861	<b>5,24</b>
65	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	35.067	-14.594	<b>2,40</b>
66	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	55.779	-15.054	<b>3,71</b>
67	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	35.067	-14.594	<b>2,40</b>
68	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	55.779	-15.054	<b>3,71</b>
69	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	23.716	-14.397	<b>1,65</b>
70	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	62.373	-15.251	<b>4,09</b>
71	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	23.716	-14.397	<b>1,65</b>
72	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	62.373	-15.251	<b>4,09</b>
73	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	62.373	-15.251	<b>4,09</b>
74	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	23.716	-14.397	<b>1,65</b>
75	300	2.000	-88.996	600.000	0,58	297.500	62.373	-15.251	<b>4,09</b>
76	300	2.000	-25.986	600.000	0,58	297.500	23.716	-14.397	<b>1,65</b>
77	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	55.779	-15.054	<b>3,71</b>
78	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	35.067	-14.594	<b>2,40</b>
79	300	2.000	-74.372	600.000	0,58	297.500	55.779	-15.054	<b>3,71</b>
80	300	2.000	-40.611	600.000	0,58	297.500	35.067	-14.594	<b>2,40</b>
81	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	20.972	-7.534	<b>2,78</b>
82	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-7.994	<b>0,00</b>
83	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	20.972	-7.534	<b>2,78</b>
84	300	2.000	<b>-308.556</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-7.994	<b>0,00</b>
85	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	32.646	-7.337	<b>4,45</b>
86	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-8.191	<b>0,00</b>
87	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	32.646	-7.337	<b>4,45</b>
88	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-8.191	<b>0,00</b>
89	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-8.191	<b>0,00</b>
90	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	32.646	-7.337	<b>4,45</b>
91	300	2.000	<b>-323.180</b>	600.000	0,58	<b>297.500</b>	0	-8.191	<b>0,00</b>
92	300	2.000	-260.170	600.000	0,58	297.500	32.646	-7.337	<b>4,45</b>

93	300	2.000	-308.556	600.000	0,58	297.500	0	-7.994	0,00
94	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	20.972	-7.534	2,78
95	300	2.000	-308.556	600.000	0,58	297.500	0	-7.994	0,00
96	300	2.000	-274.795	600.000	0,58	297.500	20.972	-7.534	2,78
97	300	2.000	29.637	600.000	0,58	297.500	26.685	-16.714	0,00
98	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	4.066	-17.174	0,24
99	300	2.000	29.637	600.000	0,58	297.500	26.685	-16.714	0,00
100	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	4.066	-17.174	0,24
101	300	2.000	44.262	600.000	0,58	297.500	37.676	-16.517	0,00
102	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	17.566	-17.371	1,01
103	300	2.000	44.262	600.000	0,58	297.500	37.676	-16.517	0,00
104	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	17.566	-17.371	1,01
105	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	17.566	-17.371	1,01
106	300	2.000	44.262	600.000	0,58	297.500	37.676	-16.517	0,00
107	300	2.000	-18.748	600.000	0,58	297.500	17.566	-17.371	1,01
108	300	2.000	44.262	600.000	0,58	297.500	37.676	-16.517	0,00
109	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	4.066	-17.174	0,24
110	300	2.000	29.637	600.000	0,58	297.500	26.685	-16.714	0,00
111	300	2.000	-4.124	600.000	0,58	297.500	4.066	-17.174	0,24
112	300	2.000	29.637	600.000	0,58	297.500	26.685	-16.714	0,00
113	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	63.910	-9.654	6,62
114	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	47.415	-10.114	4,69
115	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	63.910	-9.654	6,62
116	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	47.415	-10.114	4,69
117	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	68.677	-9.457	7,26
118	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	37.891	-10.311	3,67
119	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	68.677	-9.457	7,26
120	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	37.891	-10.311	3,67
121	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	37.891	-10.311	3,67
122	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	68.677	-9.457	7,26
123	300	2.000	-252.932	600.000	0,58	297.500	37.891	-10.311	3,67
124	300	2.000	-189.922	600.000	0,58	297.500	68.677	-9.457	7,26
125	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	47.415	-10.114	4,69
126	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	63.910	-9.654	6,62
127	300	2.000	-238.308	600.000	0,58	297.500	47.415	-10.114	4,69
128	300	2.000	-204.547	600.000	0,58	297.500	63.910	-9.654	6,62

**LEGENDA**

t: spessore muro;

L: lunghezza muro;

 N<sub>Ed</sub>: sforzo normale sollecitante (- = compressione);

A: area del muro;

 f<sub>d</sub>: resistenza di calcolo a compressione della muratura;

 N<sub>limite</sub>: sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);

 M<sub>R</sub>: momento resistente Nel Piano;

 M<sub>NP</sub>: momento sollecitante Nel Piano;

 CS: Coefficiente di sicurezza (M<sub>R</sub>/M<sub>NP</sub>).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.13, NON tutte le verifiche sono soddisfatte (presenza di trazione ed eccentricità eccessiva) per cui la **PGA<sub>NP</sub> ≠ 2·PGA<sub>D,slv</sub>** ed, anche in questo caso, occorre passare alla "FASE 3'".

**-- Verifiche a Taglio Nel Piano (TNP) --**

Si procede alla verifica per le sollecitazioni riportate nella Tab. 9.11.

Tab. 9.14: Verifiche a Taglio Nel Piano "FASE 2 (λ· = 2)"

Comb	e <sub>NP</sub> [cm]	e <sub>TNP,lim</sub> [cm]	β	A	f <sub>vk0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Ed</sub> [N]	A'	σ' <sub>n</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>vd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	V <sub>R</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	CS
1	21,039	100,00	1,00	600.000	0,02	-58.601	600.000	0,10	0,04	18.220	-58.012	0,31
2	10,064	100,00	1,00	600.000	0,02	-107.782	600.000	0,18	0,06	28.056	-66.033	0,42
3	21,039	100,00	1,00	600.000	0,02	-58.601	600.000	0,10	0,05	18.220	-58.012	0,31
4	10,064	100,00	1,00	600.000	0,02	-107.782	600.000	0,18	0,07	28.056	-66.033	0,42
5	34,549	100,00	0,98	600.000	0,02	-37.526	600.000	0,06	0,02	13.887	-54.575	0,25
6	7,924	100,00	1,00	600.000	0,02	-128.856	600.000	0,21	0,04	32.271	-69.470	0,46
7	34,549	100,00	0,98	600.000	0,02	-37.526	600.000	0,06	0,02	13.887	-54.575	0,25
8	7,924	100,00	1,00	600.000	0,02	-128.856	600.000	0,21	0,04	32.271	-69.470	0,46
9	7,924	100,00	1,00	600.000	0,02	-128.856	600.000	0,21	0,02	32.271	-69.470	0,46
10	34,549	100,00	0,98	600.000	0,02	-37.526	600.000	0,06	0,04	13.887	-54.575	0,25
11	7,924	100,00	1,00	600.000	0,02	-128.856	600.000	0,21	0,02	32.271	-69.470	0,46
12	34,549	100,00	0,98	600.000	0,02	-37.526	600.000	0,06	0,04	13.887	-54.575	0,25
13	10,064	100,00	1,00	600.000	0,02	-107.782	600.000	0,18	0,04	28.056	-66.033	0,42
14	21,039	100,00	1,00	600.000	0,02	-58.601	600.000	0,10	0,02	18.220	-58.012	0,31
15	10,064	100,00	1,00	600.000	0,02	-107.782	600.000	0,18	0,04	28.056	-66.033	0,42
16	21,039	100,00	1,00	600.000	0,02	-58.601	600.000	0,10	0,02	18.220	-58.012	0,31
17	6,602	100,00	1,00	600.000	0,02	-219.885	600.000	0,37	0,04	50.477	165.936	0,30
18	4,845	100,00	1,00	600.000	0,02	-269.066	600.000	0,45	0,02	60.313	157.915	0,38
19	6,602	100,00	1,00	600.000	0,02	-219.885	600.000	0,37	0,04	50.477	165.936	0,30
20	4,845	100,00	1,00	600.000	0,02	-269.066	600.000	0,45	0,02	60.313	157.915	0,38
21	7,622	100,00	1,00	600.000	0,02	-198.810	600.000	0,33	0,07	46.262	169.373	0,27
22	4,273	100,00	1,00	600.000	0,02	-290.140	600.000	0,48	0,08	64.528	154.478	0,42

23	7,622	100,00	1,00	600.000	0,02	-198.810	600.000	0,33	0,07	46.262	169.373	<b>0,27</b>
24	4,273	100,00	1,00	600.000	0,02	-290.140	600.000	0,48	0,08	64.528	154.478	<b>0,42</b>
25	4,273	100,00	1,00	600.000	0,02	-290.140	600.000	0,48	0,06	64.528	154.478	<b>0,42</b>
26	7,622	100,00	1,00	600.000	0,02	-198.810	600.000	0,33	0,09	46.262	169.373	<b>0,27</b>
27	4,273	100,00	1,00	600.000	0,02	-290.140	600.000	0,48	0,06	64.528	154.478	<b>0,42</b>
28	7,622	100,00	1,00	600.000	0,02	-198.810	600.000	0,33	0,09	46.262	169.373	<b>0,27</b>
29	4,845	100,00	1,00	600.000	0,02	-269.066	600.000	0,45	0,09	60.313	157.915	<b>0,38</b>
30	6,602	100,00	1,00	600.000	0,02	-219.885	600.000	0,37	0,06	50.477	165.936	<b>0,30</b>
31	4,845	100,00	1,00	600.000	0,02	-269.066	600.000	0,45	0,09	60.313	157.915	<b>0,38</b>
32	6,602	100,00	1,00	600.000	0,02	-219.885	600.000	0,37	0,06	50.477	165.936	<b>0,30</b>
33	<b>118,475</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-9.853</b>	<b>600.000</b>	<b>0,00</b>	<b>0,08</b>	<b>0</b>	<b>-125.196</b>	<b>0,00</b>
34	17,263	100,00	1,00	600.000	0,02	-59.034	600.000	0,10	0,07	18.307	-133.217	<b>0,14</b>
35	<b>118,475</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-9.853</b>	<b>600.000</b>	<b>0,00</b>	<b>0,08</b>	<b>0</b>	<b>-125.196</b>	<b>0,00</b>
36	17,263	100,00	1,00	600.000	0,02	-59.034	600.000	0,10	0,07	18.307	-133.217	<b>0,14</b>
37	<b>109,689</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>11.222</b>	<b>557.285</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>	<b>0</b>	<b>-121.759</b>	<b>0,00</b>
38	11,928	100,00	1,00	600.000	0,02	-80.108	600.000	0,13	0,02	22.522	-136.654	<b>0,16</b>
39	<b>109,689</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>11.222</b>	<b>557.285</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>	<b>0</b>	<b>-121.759</b>	<b>0,00</b>
40	11,928	100,00	1,00	600.000	0,02	-80.108	600.000	0,13	0,02	22.522	-136.654	<b>0,16</b>
41	11,928	100,00	1,00	600.000	0,02	-80.108	72.245	0,13	0,01	22.522	-136.654	<b>0,16</b>
42	<b>109,689</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>11.222</b>	<b>600.000</b>	<b>0,00</b>	<b>0,03</b>	<b>0</b>	<b>-121.759</b>	<b>0,00</b>
43	11,928	100,00	1,00	600.000	0,02	-80.108	72.245	0,13	0,01	22.522	-136.654	<b>0,16</b>
44	<b>109,689</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>11.222</b>	<b>600.000</b>	<b>0,00</b>	<b>0,03</b>	<b>0</b>	<b>-121.759</b>	<b>0,00</b>
45	17,263	100,00	1,00	600.000	0,02	-59.034	600.000	0,10	0,03	18.307	-133.217	<b>0,14</b>
46	<b>118,475</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-9.853</b>	<b>72.245</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>	<b>0</b>	<b>-125.196</b>	<b>0,00</b>
47	17,263	100,00	1,00	600.000	0,02	-59.034	600.000	0,10	0,03	18.307	-133.217	<b>0,14</b>
48	<b>118,475</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-9.853</b>	<b>72.245</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>	<b>0</b>	<b>-125.196</b>	<b>0,00</b>
49	8,099	100,00	1,00	600.000	0,02	-171.137	600.000	0,29	0,02	40.727	98.752	<b>0,41</b>
50	5,619	100,00	1,00	600.000	0,02	-220.318	557.285	0,37	0,01	50.564	90.731	<b>0,56</b>
51	8,099	100,00	1,00	600.000	0,02	-171.137	600.000	0,29	0,02	40.727	98.752	<b>0,41</b>
52	5,619	100,00	1,00	600.000	0,02	-220.318	557.285	0,37	0,01	50.564	90.731	<b>0,56</b>
53	9,661	100,00	1,00	600.000	0,02	-150.062	600.000	0,25	0,05	36.512	102.189	<b>0,36</b>
54	4,865	100,00	1,00	600.000	0,02	-241.392	600.000	0,40	0,07	54.778	87.294	<b>0,63</b>
55	9,661	100,00	1,00	600.000	0,02	-150.062	600.000	0,25	0,05	36.512	102.189	<b>0,36</b>
56	4,865	100,00	1,00	600.000	0,02	-241.392	600.000	0,40	0,07	54.778	87.294	<b>0,63</b>
57	4,865	100,00	1,00	600.000	0,02	-241.392	600.000	0,40	0,05	54.778	87.294	<b>0,63</b>
58	9,661	100,00	1,00	600.000	0,02	-150.062	600.000	0,25	0,07	36.512	102.189	<b>0,36</b>
59	4,865	100,00	1,00	600.000	0,02	-241.392	600.000	0,40	0,05	54.778	87.294	<b>0,63</b>
60	9,661	100,00	1,00	600.000	0,02	-150.062	600.000	0,25	0,07	36.512	102.189	<b>0,36</b>
61	5,619	100,00	1,00	600.000	0,02	-220.318	600.000	0,37	0,07	50.564	90.731	<b>0,56</b>
62	8,099	100,00	1,00	600.000	0,02	-171.137	600.000	0,29	0,05	40.727	98.752	<b>0,41</b>
63	5,619	100,00	1,00	600.000	0,02	-220.318	600.000	0,37	0,07	50.564	90.731	<b>0,56</b>
64	8,099	100,00	1,00	600.000	0,02	-171.137	600.000	0,29	0,05	40.727	98.752	<b>0,41</b>
65	35,937	100,00	0,96	600.000	0,02	-40.611	600.000	0,07	0,07	14.368	6.213	<b>2,31</b>
66	20,241	100,00	1,00	600.000	0,02	-74.372	600.000	0,12	0,05	21.374	53.242	<b>0,40</b>
67	35,937	100,00	0,96	600.000	0,02	-40.611	600.000	0,07	0,07	14.368	6.213	<b>2,31</b>
68	20,241	100,00	1,00	600.000	0,02	-74.372	600.000	0,12	0,05	21.374	53.242	<b>0,40</b>
69	55,404	100,00	0,67	600.000	0,02	-25.986	600.000	0,06	0,02	9.545	-13.942	<b>0,68</b>
70	17,136	100,00	1,00	600.000	0,02	-88.996	600.000	0,15	0,03	24.299	73.397	<b>0,33</b>
71	55,404	100,00	0,67	600.000	0,02	-25.986	600.000	0,06	0,02	9.545	-13.942	<b>0,68</b>
72	17,136	100,00	1,00	600.000	0,02	-88.996	600.000	0,15	0,03	24.299	73.397	<b>0,33</b>
73	17,136	100,00	1,00	600.000	0,02	-88.996	600.000	0,15	0,02	24.299	73.397	<b>0,33</b>
74	55,404	100,00	0,67	600.000	0,02	-25.986	600.000	0,06	0,03	9.545	-13.942	<b>0,68</b>
75	17,136	100,00	1,00	600.000	0,02	-88.996	600.000	0,15	0,02	24.299	73.397	<b>0,33</b>
76	55,404	100,00	0,67	600.000	0,02	-25.986	600.000	0,06	0,03	9.545	-13.942	<b>0,68</b>
77	20,241	100,00	1,00	600.000	0,02	-74.372	600.000	0,12	0,03	21.374	53.242	<b>0,40</b>
78	35,937	100,00	0,96	600.000	0,02	-40.611	600.000	0,07	0,02	14.368	6.213	<b>2,31</b>
79	20,241	100,00	1,00	600.000	0,02	-74.372	600.000	0,12	0,03	21.374	53.242	<b>0,40</b>
80	35,937	100,00	0,96	600.000	0,02	-40.611	600.000	0,07	0,02	14.368	6.213	<b>2,31</b>
81	2,742	100,00	1,00	600.000	0,02	-274.795	600.000	0,46	0,03	61.459	-31.979	<b>1,92</b>
82	2,591	100,00	1,00	600.000	0,02	-308.556	600.000	0,51	0,02	68.211	15.050	<b>4,53</b>
83	2,742	100,00	1,00	600.000	0,02	-274.795	600.000	0,46	0,03	61.459	-31.979	<b>1,92</b>
84	2,591	100,00	1,00	600.000	0,02	-308.556	600.000	0,51	0,02	68.211	15.050	<b>4,53</b>
85	2,820	100,00	1,00	600.000	0,02	-260.170	600.000	0,43	0,08	58.534	-52.134	<b>1,12</b>
86	2,534	100,00	1,00	600.000	0,02	-323.180	600.000	0,54	0,09	71.136	35.205	<b>2,02</b>
87	2,820	100,00	1,00	600.000	0,02	-260.170	600.000	0,43	0,08	58.534	-52.134	<b>1,12</b>
88	2,534	100,00	1,00	600.000	0,02	-323.180	600.000	0,54	0,09	71.136	35.205	<b>2,02</b>
89	2,534	100,00	1,00	600.000	0,02	-323.180	600.000	0,54	0,08	71.136	35.205	<b>2,02</b>
90	2,820	100,00	1,00	600.000	0,02	-260.170	600.000	0,43	0,09	58.534	-52.134	<b>1,12</b>
91	2,534	100,00	1,00	600.000	0,02	-323.180	600.000	0,54	0,08	71.136	35.205	<b>2,02</b>
92	2,820	100,00	1,00	600.000	0,02	-260.170	600.000	0,43	0,09	58.534	-52.134	<b>1,12</b>
93	2,591	100,00	1,00	600.000	0,02	-308.556	600.000	0,51	0,09	68.211	15.050	<b>4,53</b>
94	2,742	100,00	1,00	600.000	0,02	-274.795	600.000	0,46	0,08	61.459	-31.979	<b>1,92</b>
95	2,591	100,00	1,00	600.000	0,02	-308.556	600.000	0,51	0,09	68.211	15.050	<b>4,53</b>
96	2,742	100,00	1,00	600.000	0,02	-274.795	600.000	0,46	0,08	61.459	-31.979	<b>1,92</b>
97	56,396	100,00	0,65	600.000	0,02	<b>29.637</b>	600.000	0,08	0,09	10.179	17.669	<b>0,00</b>
98	<b>416,486</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-4.124</b>	600.000	0,00	0,08	0	64.698	<b>0,00</b>
99	56,396	100,00	0,65	600.000	0,02	<b>29.637</b>	600.000	0,08	0,09	10.179	17.669	<b>0,00</b>
100	<b>416,486</b>	<b>100,00</b>	<b>0,00</b>	<b>600.000</b>	<b>0,02</b>	<b>-4.124</b>	600.000	0,00	0,08	0	64.698	<b>0,00</b>
101	37,318	100,00	0,94	600.000	0,02	<b>44.262</b>	0	0,08	0,02	14.964	-2.486	<b>0,00</b>

102	92,654	100,00	0,11	600.000	0,02	-18.748	350.815	0,28	0,01	4.466	84.853	<b>0,05</b>
103	37,318	100,00	0,94	600.000	0,02	<b>44.262</b>	0	0,08	0,02	14.964	-2.486	<b>0,00</b>
104	92,654	100,00	0,11	600.000	0,02	-18.748	350.815	0,28	0,01	4.466	84.853	<b>0,05</b>
105	92,654	100,00	0,11	600.000	0,02	-18.748	0	0,28	0,02	4.466	84.853	<b>0,05</b>
106	37,318	100,00	0,94	600.000	0,02	<b>44.262</b>	518.554	0,08	0,05	14.964	-2.486	<b>0,00</b>
107	92,654	100,00	0,11	600.000	0,02	-18.748	0	0,28	0,02	4.466	84.853	<b>0,05</b>
108	37,318	100,00	0,94	600.000	0,02	<b>44.262</b>	518.554	0,08	0,05	14.964	-2.486	<b>0,00</b>
109	<b>416,486</b>	<b>100,00</b>	0,00	600.000	0,02	-4.124	518.554	0,00	0,05	0	64.698	<b>0,00</b>
110	56,396	100,00	0,65	600.000	0,02	<b>29.637</b>	0	0,08	0,02	10.179	17.669	<b>0,00</b>
111	<b>416,486</b>	<b>100,00</b>	0,00	600.000	0,02	-4.124	518.554	0,00	0,05	0	64.698	<b>0,00</b>
112	56,396	100,00	0,65	600.000	0,02	<b>29.637</b>	0	0,08	0,02	10.179	17.669	<b>0,00</b>
113	4,720	100,00	1,00	600.000	0,02	-204.547	350.815	0,34	0,01	47.409	-20.523	<b>2,31</b>
114	4,244	100,00	1,00	600.000	0,02	-238.308	0	0,40	0,02	54.162	26.506	<b>2,04</b>
115	4,720	100,00	1,00	600.000	0,02	-204.547	350.815	0,34	0,01	47.409	-20.523	<b>2,31</b>
116	4,244	100,00	1,00	600.000	0,02	-238.308	0	0,40	0,02	54.162	26.506	<b>2,04</b>
117	4,980	100,00	1,00	600.000	0,02	-189.922	600.000	0,32	0,06	44.484	-40.678	<b>1,09</b>
118	4,076	100,00	1,00	600.000	0,02	-252.932	600.000	0,42	0,07	57.086	46.661	<b>1,22</b>
119	4,980	100,00	1,00	600.000	0,02	-189.922	600.000	0,32	0,06	44.484	-40.678	<b>1,09</b>
120	4,076	100,00	1,00	600.000	0,02	-252.932	600.000	0,42	0,07	57.086	46.661	<b>1,22</b>
121	4,076	100,00	1,00	600.000	0,02	-252.932	600.000	0,42	0,06	57.086	46.661	<b>1,22</b>
122	4,980	100,00	1,00	600.000	0,02	-189.922	600.000	0,32	0,08	44.484	-40.678	<b>1,09</b>
123	4,076	100,00	1,00	600.000	0,02	-252.932	600.000	0,42	0,06	57.086	46.661	<b>1,22</b>
124	4,980	100,00	1,00	600.000	0,02	-189.922	600.000	0,32	0,08	44.484	-40.678	<b>1,09</b>
125	4,244	100,00	1,00	600.000	0,02	-238.308	600.000	0,40	0,08	54.162	26.506	<b>2,04</b>
126	4,720	100,00	1,00	600.000	0,02	-204.547	600.000	0,34	0,06	47.409	-20.523	<b>2,31</b>
127	4,244	100,00	1,00	600.000	0,02	-238.308	600.000	0,40	0,08	54.162	26.506	<b>2,04</b>
128	4,720	100,00	1,00	600.000	0,02	-204.547	600.000	0,34	0,06	47.409	-20.523	<b>2,31</b>

**LEGENDA**
 $e_{NP}$ : eccentricità nel piano;

 $e_{TNP,lim}$ : eccentricità limite;

 $\beta$ : coefficiente di parzializzazione della sezione

 $A$ : area del muro (L-t);

 $f_{vko}$ : resistenza *caratteristica* a taglio senza tensione normale della muratura;

 $N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante (- = compressione);

 $A'$ : area compressa della muratura ( $\beta$ -L-t);

 $\sigma'_n$ : tensione normale sulla sezione compressa ( $N_{Ed}/A'$ );

 $f_{vd}$ : resistenza di progetto a taglio della muratura;

 $V_R$ : taglio resistente;

 $V_{Ed}$ : taglio sollecitante;

 $CS$ : Coefficiente di sicurezza ( $V_R/V_{Ed}$ ).

Quindi, come si può vedere dalla Tab. 9.14, NON tutte le verifiche sono soddisfatte (presenza di trazione ed eccentricità eccessiva) per cui la  $PGA_{NP} \neq 2 \cdot PGA_{D,SLV}$  ed, anche in questo caso, occorre passare alla "FASE 3".

**-- Riepilogo "FASE 2" --**
 $PGA_{FP} \neq 2 \cdot PGA_{D,SLV} \rightarrow$  FASE 3

 $PGA_{NP} \neq 2 \cdot PGA_{D,SLV} \rightarrow$  FASE 3

 $PGA_{TNP} \neq 2 \cdot PGA_{D,SLV} \rightarrow$  FASE 3

**- FASE 3 (calcolo  $\lambda$ ) -**

Ora per le tre verifiche occorre determinare 3 valori di  $\lambda$  ( $\lambda_{FP}$ ,  $\lambda_{NP}$  e  $\lambda_{TNP}$ ) per cui la combinazione più gravosa abbia  $CS = 1$ .

**-- Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano (PFFP) --**

Procedendo per tentativi il valore di  $\lambda_{FP}$  cercato è pari a **1,45127**.

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le relative verifiche ottenute per tale valore di  $\lambda_{FP}$ .

 Tab. 9.15: Sollecitazioni combinate ottenute per  $\lambda = \lambda_{FP}$ 

Comb	$N_{Ed}$	$T_{NP}$	$M_{FP}$	$M_{NP}$
	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]
1	-80.785	-37.607	360	-12.336
2	-116.473	-43.427	221	-11.260
3	-80.785	-37.607	360	-12.336
4	-116.473	-43.427	221	-11.260
5	-65.493	-35.113	420	-12.797
6	-131.765	-45.921	161	-10.799
7	-65.493	-35.113	420	-12.797
8	-131.765	-45.921	161	-10.799
9	-131.765	-45.921	161	-10.799
10	-65.493	-35.113	420	-12.797
11	-131.765	-45.921	161	-10.799
12	-65.493	-35.113	420	-12.797
13	-116.473	-43.427	221	-11.260
14	-80.785	-37.607	360	-12.336
15	-116.473	-43.427	221	-11.260
16	-80.785	-37.607	360	-12.336
17	-197.819	124.897	1.529	-13.924

18	-233.506	119.077	1.391	-12.848
19	-197.819	124.897	1.529	-13.924
20	-233.506	119.077	1.391	-12.848
21	-182.526	127.391	1.590	-14.385
22	-248.798	116.583	1.331	-12.387
23	-182.526	127.391	1.590	-14.385
24	-248.798	116.583	1.331	-12.387
25	-248.798	116.583	1.331	-12.387
26	-182.526	127.391	1.590	-14.385
27	-248.798	116.583	1.331	-12.387
28	-182.526	127.391	1.590	-14.385
29	-233.506	119.077	1.391	-12.848
30	-197.819	124.897	1.529	-13.924
31	-233.506	119.077	1.391	-12.848
32	-197.819	124.897	1.529	-13.924
33	-45.412	-86.358	9	-11.860
34	-81.099	-92.178	-130	-10.784
35	-45.412	-86.358	9	-11.860
36	-81.099	-92.178	-130	-10.784
37	-30.120	-83.864	69	-12.321
38	-96.392	-94.672	-190	-10.323
39	-30.120	-83.864	69	-12.321
40	-96.392	-94.672	-190	-10.323
41	-96.392	-94.672	-190	-10.323
42	-30.120	-83.864	69	-12.321
43	-96.392	-94.672	-190	-10.323
44	-30.120	-83.864	69	-12.321
45	-81.099	-92.178	-130	-10.784
46	-45.412	-86.358	9	-11.860
47	-81.099	-92.178	-130	-10.784
48	-45.412	-86.358	9	-11.860
49	-162.445	76.146	1.178	-13.448
50	-198.133	70.326	1.040	-12.372
51	-162.445	76.146	1.178	-13.448
52	-198.133	70.326	1.040	-12.372
53	-147.153	78.640	1.238	-13.909
54	-213.425	67.832	980	-11.911
55	-147.153	78.640	1.238	-13.909
56	-213.425	67.832	980	-11.911
57	-213.425	67.832	980	-11.911
58	-147.153	78.640	1.238	-13.909
59	-213.425	67.832	980	-11.911
60	-147.153	78.640	1.238	-13.909
61	-198.133	70.326	1.040	-12.372
62	-162.445	76.146	1.178	-13.448
63	-198.133	70.326	1.040	-12.372
64	-162.445	76.146	1.178	-13.448
65	-67.731	8.997	808	-13.980
66	-92.229	43.123	1.053	-14.313
67	-67.731	8.997	808	-13.980
68	-92.229	43.123	1.053	-14.313
69	-57.119	-5.628	702	-13.837
70	-102.841	57.748	1.159	-14.456
71	-57.119	-5.628	702	-13.837
72	-102.841	57.748	1.159	-14.456
73	-102.841	57.748	1.159	-14.456
74	-57.119	-5.628	702	-13.837
75	-102.841	57.748	1.159	-14.456
76	-57.119	-5.628	702	-13.837
77	-92.229	43.123	1.053	-14.313
78	-67.731	8.997	808	-13.980
79	-92.229	43.123	1.053	-14.313
80	-67.731	8.997	808	-13.980
81	-237.663	-18.717	146	-8.857
82	-262.161	15.409	392	-9.190
83	-237.663	-18.717	146	-8.857
84	-262.161	15.409	392	-9.190
85	-227.051	-33.342	41	-8.714
86	-272.773	30.035	497	-9.333
87	-227.051	-33.342	41	-8.714
88	-272.773	30.035	497	-9.333
89	-272.773	30.035	497	-9.333
90	-227.051	-33.342	41	-8.714
91	-272.773	30.035	497	-9.333
92	-227.051	-33.342	41	-8.714
93	-262.161	15.409	392	-9.190
94	-237.663	-18.717	146	-8.857
95	-262.161	15.409	392	-9.190
96	-237.663	-18.717	146	-8.857

97	-16.757	17.310	1.008	-15.518
98	-41.255	51.436	1.254	-15.851
99	-16.757	17.310	1.008	-15.518
100	-41.255	51.436	1.254	-15.851
101	-6.145	2.684	903	-15.375
102	-51.867	66.061	1.359	-15.994
103	-6.145	2.684	903	-15.375
104	-51.867	66.061	1.359	-15.994
105	-51.867	66.061	1.359	-15.994
106	-6.145	2.684	903	-15.375
107	-51.867	66.061	1.359	-15.994
108	-6.145	2.684	903	-15.375
109	-41.255	51.436	1.254	-15.851
110	-16.757	17.310	1.008	-15.518
111	-41.255	51.436	1.254	-15.851
112	-16.757	17.310	1.008	-15.518
113	-186.689	-10.404	346	-10.395
114	-211.187	23.722	592	-10.728
115	-186.689	-10.404	346	-10.395
116	-211.187	23.722	592	-10.728
117	-176.077	-25.029	241	-10.252
118	-221.799	38.348	697	-10.871
119	-176.077	-25.029	241	-10.252
120	-221.799	38.348	697	-10.871
121	-221.799	38.348	697	-10.871
122	-176.077	-25.029	241	-10.252
123	-221.799	38.348	697	-10.871
124	-176.077	-25.029	241	-10.252
125	-211.187	23.722	592	-10.728
126	-186.689	-10.404	346	-10.395
127	-211.187	23.722	592	-10.728
128	-186.689	-10.404	346	-10.395

Tab. 9.16: Verifiche a Presso Flessione Fuori Piano "FASE 3"

Comb	t [mm]	L [mm]	N <sub>Ed</sub> [N]	A [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>limite</sub> [N]	M <sub>R</sub> [Nm]	M <sub>FP</sub> [Nm]	CS [-]
1	300	2.000	-80.785	600.000	0,58	297.500	8.827	360	<b>24,54</b>
2	300	2.000	-116.473	600.000	0,58	297.500	10.631	221	<b>48,04</b>
3	300	2.000	-80.785	600.000	0,58	297.500	8.827	360	<b>24,54</b>
4	300	2.000	-116.473	600.000	0,58	297.500	10.631	221	<b>48,04</b>
5	300	2.000	-65.493	600.000	0,58	297.500	7.661	420	<b>18,25</b>
6	300	2.000	-131.765	600.000	0,58	297.500	11.011	161	<b>68,29</b>
7	300	2.000	-65.493	600.000	0,58	297.500	7.661	420	<b>18,25</b>
8	300	2.000	-131.765	600.000	0,58	297.500	11.011	161	<b>68,29</b>
9	300	2.000	-131.765	600.000	0,58	297.500	11.011	161	<b>68,29</b>
10	300	2.000	-65.493	600.000	0,58	297.500	7.661	420	<b>18,25</b>
11	300	2.000	-131.765	600.000	0,58	297.500	11.011	161	<b>68,29</b>
12	300	2.000	-65.493	600.000	0,58	297.500	7.661	420	<b>18,25</b>
13	300	2.000	-116.473	600.000	0,58	297.500	10.631	221	<b>48,04</b>
14	300	2.000	-80.785	600.000	0,58	297.500	8.827	360	<b>24,54</b>
15	300	2.000	-116.473	600.000	0,58	297.500	10.631	221	<b>48,04</b>
16	300	2.000	-80.785	600.000	0,58	297.500	8.827	360	<b>24,54</b>
17	300	2.000	-197.819	600.000	0,58	297.500	9.942	1.529	<b>6,50</b>
18	300	2.000	-233.506	600.000	0,58	297.500	7.534	1.391	<b>5,42</b>
19	300	2.000	-197.819	600.000	0,58	297.500	9.942	1.529	<b>6,50</b>
20	300	2.000	-233.506	600.000	0,58	297.500	7.534	1.391	<b>5,42</b>
21	300	2.000	-182.526	600.000	0,58	297.500	10.581	1.590	<b>6,66</b>
22	300	2.000	-248.798	600.000	0,58	297.500	6.109	1.331	<b>4,59</b>
23	300	2.000	-182.526	600.000	0,58	297.500	10.581	1.590	<b>6,66</b>
24	300	2.000	-248.798	600.000	0,58	297.500	6.109	1.331	<b>4,59</b>
25	300	2.000	-248.798	600.000	0,58	297.500	6.109	1.331	<b>4,59</b>
26	300	2.000	-182.526	600.000	0,58	297.500	10.581	1.590	<b>6,66</b>
27	300	2.000	-248.798	600.000	0,58	297.500	6.109	1.331	<b>4,59</b>
28	300	2.000	-182.526	600.000	0,58	297.500	10.581	1.590	<b>6,66</b>
29	300	2.000	-233.506	600.000	0,58	297.500	7.534	1.391	<b>5,42</b>
30	300	2.000	-197.819	600.000	0,58	297.500	9.942	1.529	<b>6,50</b>
31	300	2.000	-233.506	600.000	0,58	297.500	7.534	1.391	<b>5,42</b>
32	300	2.000	-197.819	600.000	0,58	297.500	9.942	1.529	<b>6,50</b>
33	300	2.000	-45.412	600.000	0,58	297.500	5.772	9	<b>674,29</b>
34	300	2.000	-81.099	600.000	0,58	297.500	8.849	-130	<b>68,12</b>
35	300	2.000	-45.412	600.000	0,58	297.500	5.772	9	<b>674,29</b>
36	300	2.000	-81.099	600.000	0,58	297.500	8.849	-130	<b>68,12</b>
37	300	2.000	-30.120	600.000	0,58	297.500	4.061	69	<b>59,16</b>
38	300	2.000	-96.392	600.000	0,58	297.500	9.774	-190	<b>51,45</b>
39	300	2.000	-30.120	600.000	0,58	297.500	4.061	69	<b>59,16</b>
40	300	2.000	-96.392	600.000	0,58	297.500	9.774	-190	<b>51,45</b>
41	300	2.000	-96.392	600.000	0,58	297.500	9.774	-190	<b>51,45</b>
42	300	2.000	-30.120	600.000	0,58	297.500	4.061	69	<b>59,16</b>

43	300	2.000	-96.392	600.000	0,58	297.500	9.774	-190	<b>51,45</b>
44	300	2.000	-30.120	600.000	0,58	297.500	4.061	69	<b>59,16</b>
45	300	2.000	-81.099	600.000	0,58	297.500	8.849	-130	<b>68,12</b>
46	300	2.000	-45.412	600.000	0,58	297.500	5.772	9	<b>674,29</b>
47	300	2.000	-81.099	600.000	0,58	297.500	8.849	-130	<b>68,12</b>
48	300	2.000	-45.412	600.000	0,58	297.500	5.772	9	<b>674,29</b>
49	300	2.000	-162.445	600.000	0,58	297.500	11.062	1.178	<b>9,39</b>
50	300	2.000	-198.133	600.000	0,58	297.500	9.927	1.040	<b>9,55</b>
51	300	2.000	-162.445	600.000	0,58	297.500	11.062	1.178	<b>9,39</b>
52	300	2.000	-198.133	600.000	0,58	297.500	9.927	1.040	<b>9,55</b>
53	300	2.000	-147.153	600.000	0,58	297.500	11.155	1.238	<b>9,01</b>
54	300	2.000	-213.425	600.000	0,58	297.500	9.047	980	<b>9,23</b>
55	300	2.000	-147.153	600.000	0,58	297.500	11.155	1.238	<b>9,01</b>
56	300	2.000	-213.425	600.000	0,58	297.500	9.047	980	<b>9,23</b>
57	300	2.000	-213.425	600.000	0,58	297.500	9.047	980	<b>9,23</b>
58	300	2.000	-147.153	600.000	0,58	297.500	11.155	1.238	<b>9,01</b>
59	300	2.000	-213.425	600.000	0,58	297.500	9.047	980	<b>9,23</b>
60	300	2.000	-147.153	600.000	0,58	297.500	11.155	1.238	<b>9,01</b>
61	300	2.000	-198.133	600.000	0,58	297.500	9.927	1.040	<b>9,55</b>
62	300	2.000	-162.445	600.000	0,58	297.500	11.062	1.178	<b>9,39</b>
63	300	2.000	-198.133	600.000	0,58	297.500	9.927	1.040	<b>9,55</b>
64	300	2.000	-162.445	600.000	0,58	297.500	11.062	1.178	<b>9,39</b>
65	300	2.000	-67.731	600.000	0,58	297.500	7.847	808	<b>9,71</b>
66	300	2.000	-92.229	600.000	0,58	297.500	9.546	1.053	<b>9,06</b>
67	300	2.000	-67.731	600.000	0,58	297.500	7.847	808	<b>9,71</b>
68	300	2.000	-92.229	600.000	0,58	297.500	9.546	1.053	<b>9,06</b>
69	300	2.000	-57.119	600.000	0,58	297.500	6.923	702	<b>9,86</b>
70	300	2.000	-102.841	600.000	0,58	297.500	10.094	1.159	<b>8,71</b>
71	300	2.000	-57.119	600.000	0,58	297.500	6.923	702	<b>9,86</b>
72	300	2.000	-102.841	600.000	0,58	297.500	10.094	1.159	<b>8,71</b>
73	300	2.000	-102.841	600.000	0,58	297.500	10.094	1.159	<b>8,71</b>
74	300	2.000	-57.119	600.000	0,58	297.500	6.923	702	<b>9,86</b>
75	300	2.000	-102.841	600.000	0,58	297.500	10.094	1.159	<b>8,71</b>
76	300	2.000	-57.119	600.000	0,58	297.500	6.923	702	<b>9,86</b>
77	300	2.000	-92.229	600.000	0,58	297.500	9.546	1.053	<b>9,06</b>
78	300	2.000	-67.731	600.000	0,58	297.500	7.847	808	<b>9,71</b>
79	300	2.000	-92.229	600.000	0,58	297.500	9.546	1.053	<b>9,06</b>
80	300	2.000	-67.731	600.000	0,58	297.500	7.847	808	<b>9,71</b>
81	300	2.000	-237.663	600.000	0,58	297.500	7.170	146	<b>49,11</b>
82	300	2.000	-262.161	600.000	0,58	297.500	4.671	392	<b>11,93</b>
83	300	2.000	-237.663	600.000	0,58	297.500	7.170	146	<b>49,11</b>
84	300	2.000	-262.161	600.000	0,58	297.500	4.671	392	<b>11,93</b>
85	300	2.000	-227.051	600.000	0,58	297.500	8.065	41	<b>198,48</b>
86	300	2.000	-272.773	600.000	0,58	297.500	3.401	497	<b>6,84</b>
87	300	2.000	-227.051	600.000	0,58	297.500	8.065	41	<b>198,48</b>
88	300	2.000	-272.773	600.000	0,58	297.500	3.401	497	<b>6,84</b>
89	300	2.000	-272.773	600.000	0,58	297.500	3.401	497	<b>6,84</b>
90	300	2.000	-227.051	600.000	0,58	297.500	8.065	41	<b>198,48</b>
91	300	2.000	-272.773	600.000	0,58	297.500	3.401	497	<b>6,84</b>
92	300	2.000	-227.051	600.000	0,58	297.500	8.065	41	<b>198,48</b>
93	300	2.000	-262.161	600.000	0,58	297.500	4.671	392	<b>11,93</b>
94	300	2.000	-237.663	600.000	0,58	297.500	7.170	146	<b>49,11</b>
95	300	2.000	-262.161	600.000	0,58	297.500	4.671	392	<b>11,93</b>
96	300	2.000	-237.663	600.000	0,58	297.500	7.170	146	<b>49,11</b>
97	300	2.000	-16.757	600.000	0,58	297.500	2.372	1.008	<b>2,35</b>
98	300	2.000	-41.255	600.000	0,58	297.500	5.330	1.254	<b>4,25</b>
99	300	2.000	-16.757	600.000	0,58	297.500	2.372	1.008	<b>2,35</b>
100	300	2.000	-41.255	600.000	0,58	297.500	5.330	1.254	<b>4,25</b>
101	300	2.000	-6.145	600.000	0,58	297.500	903	903	<b>1,00</b>
102	300	2.000	-51.867	600.000	0,58	297.500	6.424	1.359	<b>4,73</b>
103	300	2.000	-6.145	600.000	0,58	297.500	903	903	<b>1,00</b>
104	300	2.000	-51.867	600.000	0,58	297.500	6.424	1.359	<b>4,73</b>
105	300	2.000	-51.867	600.000	0,58	297.500	6.424	1.359	<b>4,73</b>
106	300	2.000	-6.145	600.000	0,58	297.500	903	903	<b>1,00</b>
107	300	2.000	-51.867	600.000	0,58	297.500	6.424	1.359	<b>4,73</b>
108	300	2.000	-6.145	600.000	0,58	297.500	903	903	<b>1,00</b>
109	300	2.000	-41.255	600.000	0,58	297.500	5.330	1.254	<b>4,25</b>
110	300	2.000	-16.757	600.000	0,58	297.500	2.372	1.008	<b>2,35</b>
111	300	2.000	-41.255	600.000	0,58	297.500	5.330	1.254	<b>4,25</b>
112	300	2.000	-16.757	600.000	0,58	297.500	2.372	1.008	<b>2,35</b>
113	300	2.000	-186.689	600.000	0,58	297.500	10.431	346	<b>30,12</b>
114	300	2.000	-211.187	600.000	0,58	297.500	9.191	592	<b>15,53</b>
115	300	2.000	-186.689	600.000	0,58	297.500	10.431	346	<b>30,12</b>
116	300	2.000	-211.187	600.000	0,58	297.500	9.191	592	<b>15,53</b>
117	300	2.000	-176.077	600.000	0,58	297.500	10.780	241	<b>44,75</b>
118	300	2.000	-221.799	600.000	0,58	297.500	8.466	697	<b>12,14</b>
119	300	2.000	-176.077	600.000	0,58	297.500	10.780	241	<b>44,75</b>
120	300	2.000	-221.799	600.000	0,58	297.500	8.466	697	<b>12,14</b>
121	300	2.000	-221.799	600.000	0,58	297.500	8.466	697	<b>12,14</b>

122	300	2.000	-176.077	600.000	0,58	297.500	10.780	241	<b>44,75</b>
123	300	2.000	-221.799	600.000	0,58	297.500	8.466	697	<b>12,14</b>
124	300	2.000	-176.077	600.000	0,58	297.500	10.780	241	<b>44,75</b>
125	300	2.000	-211.187	600.000	0,58	297.500	9.191	592	<b>15,53</b>
126	300	2.000	-186.689	600.000	0,58	297.500	10.431	346	<b>30,12</b>
127	300	2.000	-211.187	600.000	0,58	297.500	9.191	592	<b>15,53</b>
128	300	2.000	-186.689	600.000	0,58	297.500	10.431	346	<b>30,12</b>

**LEGENDA**

t: spessore muro;

L: lunghezza muro;

N<sub>Ed</sub>: sforzo normale sollecitante (- = compressione);

A: area del muro;

f<sub>d</sub>: resistenza di calcolo a compressione della muratura;N<sub>limite</sub>: sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);M<sub>R</sub>: momento resistente Fuori Piano;M<sub>FP</sub>: momento sollecitante Fuori Piano;CS: Coefficiente di sicurezza (M<sub>R</sub>/M<sub>FP</sub>).

Quindi, la **PGA<sub>FP</sub> = λ<sub>FP</sub>·PGA<sub>D,SLV</sub> = 1,451270·0,193 = 0,281.**

**-- Verifiche a Presso Flessione Nel Piano (PFNP) --**

Procedendo per tentativi il valore di λ<sub>NP</sub> cercato è pari a **1,343840.**

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le relative verifiche ottenute per tale valore di λ<sub>NP</sub>.

 Tab. 9.17: Sollecitazioni combinate ottenute per λ = λ<sub>NP</sub>

Comb	N <sub>Ed</sub>	T <sub>NP</sub>	M <sub>FP</sub>	M <sub>NP</sub>
	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]
1	-85.129	-33.612	385	-12.337
2	-118.174	-39.002	257	-11.341
3	-85.129	-33.612	385	-12.337
4	-118.174	-39.002	257	-11.341
5	-70.968	-31.303	441	-12.765
6	-132.335	-41.311	201	-10.914
7	-70.968	-31.303	441	-12.765
8	-132.335	-41.311	201	-10.914
9	-132.335	-41.311	201	-10.914
10	-70.968	-31.303	441	-12.765
11	-132.335	-41.311	201	-10.914
12	-70.968	-31.303	441	-12.765
13	-118.174	-39.002	257	-11.341
14	-85.129	-33.612	385	-12.337
15	-118.174	-39.002	257	-11.341
16	-85.129	-33.612	385	-12.337
17	-193.499	116.863	1.468	-13.807
18	-226.544	111.474	1.340	-12.812
19	-193.499	116.863	1.468	-13.807
20	-226.544	111.474	1.340	-12.812
21	-179.338	119.172	1.524	-14.235
22	-240.705	109.164	1.284	-12.384
23	-179.338	119.172	1.524	-14.235
24	-240.705	109.164	1.284	-12.384
25	-240.705	109.164	1.284	-12.384
26	-179.338	119.172	1.524	-14.235
27	-240.705	109.164	1.284	-12.384
28	-179.338	119.172	1.524	-14.235
29	-226.544	111.474	1.340	-12.812
30	-193.499	116.863	1.468	-13.807
31	-226.544	111.474	1.340	-12.812
32	-193.499	116.863	1.468	-13.807
33	-52.374	-78.754	60	-11.896
34	-85.420	-84.144	-68	-10.901
35	-52.374	-78.754	60	-11.896
36	-85.420	-84.144	-68	-10.901
37	-38.214	-76.445	115	-12.324
38	-99.580	-86.453	-124	-10.473
39	-38.214	-76.445	115	-12.324
40	-99.580	-86.453	-124	-10.473
41	-99.580	-86.453	-124	-10.473
42	-38.214	-76.445	115	-12.324
43	-99.580	-86.453	-124	-10.473
44	-38.214	-76.445	115	-12.324
45	-85.420	-84.144	-68	-10.901
46	-52.374	-78.754	60	-11.896
47	-85.420	-84.144	-68	-10.901
48	-52.374	-78.754	60	-11.896
49	-160.744	71.721	1.143	-13.367
50	-193.789	66.331	1.015	-12.371
51	-160.744	71.721	1.143	-13.367
52	-193.789	66.331	1.015	-12.371

53	-146.584	74.030	1.198	-13.794
54	-207.950	64.022	959	-11.943
55	-146.584	74.030	1.198	-13.794
56	-207.950	64.022	959	-11.943
57	-207.950	64.022	959	-11.943
58	-146.584	74.030	1.198	-13.794
59	-207.950	64.022	959	-11.943
60	-146.584	74.030	1.198	-13.794
61	-193.789	66.331	1.015	-12.371
62	-160.744	71.721	1.143	-13.367
63	-193.789	66.331	1.015	-12.371
64	-160.744	71.721	1.143	-13.367
65	-73.041	9.542	800	-13.859
66	-95.725	41.142	1.027	-14.168
67	-73.041	9.542	800	-13.859
68	-95.725	41.142	1.027	-14.168
69	-63.214	-4.001	702	-13.727
70	-105.552	54.684	1.125	-14.300
71	-63.214	-4.001	702	-13.727
72	-105.552	54.684	1.125	-14.300
73	-105.552	54.684	1.125	-14.300
74	-63.214	-4.001	702	-13.727
75	-105.552	54.684	1.125	-14.300
76	-63.214	-4.001	702	-13.727
77	-95.725	41.142	1.027	-14.168
78	-73.041	9.542	800	-13.859
79	-95.725	41.142	1.027	-14.168
80	-73.041	9.542	800	-13.859
81	-230.394	-16.120	187	-9.115
82	-253.078	15.480	414	-9.424
83	-230.394	-16.120	187	-9.115
84	-253.078	15.480	414	-9.424
85	-220.567	-29.663	89	-8.983
86	-262.905	29.022	512	-9.557
87	-220.567	-29.663	89	-8.983
88	-262.905	29.022	512	-9.557
89	-262.905	29.022	512	-9.557
90	-220.567	-29.663	89	-8.983
91	-262.905	29.022	512	-9.557
92	-220.567	-29.663	89	-8.983
93	-253.078	15.480	414	-9.424
94	-230.394	-16.120	187	-9.115
95	-253.078	15.480	414	-9.424
96	-230.394	-16.120	187	-9.115
97	-25.840	17.239	985	-15.284
98	-48.524	48.839	1.213	-15.593
99	-25.840	17.239	985	-15.284
100	-48.524	48.839	1.213	-15.593
101	-16.013	3.697	888	-15.151
102	-58.351	62.382	1.310	-15.725
103	-16.013	3.697	888	-15.151
104	-58.351	62.382	1.310	-15.725
105	-58.351	62.382	1.310	-15.725
106	-16.013	3.697	888	-15.151
107	-58.351	62.382	1.310	-15.725
108	-16.013	3.697	888	-15.151
109	-48.524	48.839	1.213	-15.593
110	-25.840	17.239	985	-15.284
111	-48.524	48.839	1.213	-15.593
112	-25.840	17.239	985	-15.284
113	-183.193	-8.423	372	-10.540
114	-205.877	23.177	600	-10.849
115	-183.193	-8.423	372	-10.540
116	-205.877	23.177	600	-10.849
117	-173.366	-21.965	275	-10.408
118	-215.704	36.720	697	-10.981
119	-173.366	-21.965	275	-10.408
120	-215.704	36.720	697	-10.981
121	-215.704	36.720	697	-10.981
122	-173.366	-21.965	275	-10.408
123	-215.704	36.720	697	-10.981
124	-173.366	-21.965	275	-10.408
125	-205.877	23.177	600	-10.849
126	-183.193	-8.423	372	-10.540
127	-205.877	23.177	600	-10.849
128	-183.193	-8.423	372	-10.540

Tab. 9.18: Verifiche a Presso Flessione Nel Piano "FASE 3"

Comb	t	L	N <sub>Ed</sub>	A	f <sub>d</sub>	N <sub>limite</sub>	M <sub>R</sub>	M <sub>NP</sub>	CS
	[mm]	[mm]	[N]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N]	[Nm]	[Nm]	[-]
1	300	2.000	-85.129	600.000	0,58	297.500	60.769	-12.337	<b>4,93</b>
2	300	2.000	-118.174	600.000	0,58	297.500	71.233	-11.341	<b>6,28</b>
3	300	2.000	-85.129	600.000	0,58	297.500	60.769	-12.337	<b>4,93</b>
4	300	2.000	-118.174	600.000	0,58	297.500	71.233	-11.341	<b>6,28</b>
5	300	2.000	-70.968	600.000	0,58	297.500	54.039	-12.765	<b>4,23</b>
6	300	2.000	-132.335	600.000	0,58	297.500	73.469	-10.914	<b>6,73</b>
7	300	2.000	-70.968	600.000	0,58	297.500	54.039	-12.765	<b>4,23</b>
8	300	2.000	-132.335	600.000	0,58	297.500	73.469	-10.914	<b>6,73</b>
9	300	2.000	-132.335	600.000	0,58	297.500	73.469	-10.914	<b>6,73</b>
10	300	2.000	-70.968	600.000	0,58	297.500	54.039	-12.765	<b>4,23</b>
11	300	2.000	-132.335	600.000	0,58	297.500	73.469	-10.914	<b>6,73</b>
12	300	2.000	-70.968	600.000	0,58	297.500	54.039	-12.765	<b>4,23</b>
13	300	2.000	-118.174	600.000	0,58	297.500	71.233	-11.341	<b>6,28</b>
14	300	2.000	-85.129	600.000	0,58	297.500	60.769	-12.337	<b>4,93</b>
15	300	2.000	-118.174	600.000	0,58	297.500	71.233	-11.341	<b>6,28</b>
16	300	2.000	-85.129	600.000	0,58	297.500	60.769	-12.337	<b>4,93</b>
17	300	2.000	-193.499	600.000	0,58	297.500	67.644	-13.807	<b>4,90</b>
18	300	2.000	-226.544	600.000	0,58	297.500	54.032	-12.812	<b>4,22</b>
19	300	2.000	-193.499	600.000	0,58	297.500	67.644	-13.807	<b>4,90</b>
20	300	2.000	-226.544	600.000	0,58	297.500	54.032	-12.812	<b>4,22</b>
21	300	2.000	-179.338	600.000	0,58	297.500	71.230	-14.235	<b>5,00</b>
22	300	2.000	-240.705	600.000	0,58	297.500	45.953	-12.384	<b>3,71</b>
23	300	2.000	-179.338	600.000	0,58	297.500	71.230	-14.235	<b>5,00</b>
24	300	2.000	-240.705	600.000	0,58	297.500	45.953	-12.384	<b>3,71</b>
25	300	2.000	-240.705	600.000	0,58	297.500	45.953	-12.384	<b>3,71</b>
26	300	2.000	-179.338	600.000	0,58	297.500	71.230	-14.235	<b>5,00</b>
27	300	2.000	-240.705	600.000	0,58	297.500	45.953	-12.384	<b>3,71</b>
28	300	2.000	-179.338	600.000	0,58	297.500	71.230	-14.235	<b>5,00</b>
29	300	2.000	-226.544	600.000	0,58	297.500	54.032	-12.812	<b>4,22</b>
30	300	2.000	-193.499	600.000	0,58	297.500	67.644	-13.807	<b>4,90</b>
31	300	2.000	-226.544	600.000	0,58	297.500	54.032	-12.812	<b>4,22</b>
32	300	2.000	-193.499	600.000	0,58	297.500	67.644	-13.807	<b>4,90</b>
33	300	2.000	-52.374	600.000	0,58	297.500	43.154	-11.896	<b>3,63</b>
34	300	2.000	-85.420	600.000	0,58	297.500	60.893	-10.901	<b>5,59</b>
35	300	2.000	-52.374	600.000	0,58	297.500	43.154	-11.896	<b>3,63</b>
36	300	2.000	-85.420	600.000	0,58	297.500	60.893	-10.901	<b>5,59</b>
37	300	2.000	-38.214	600.000	0,58	297.500	33.305	-12.324	<b>2,70</b>
38	300	2.000	-99.580	600.000	0,58	297.500	66.248	-10.473	<b>6,33</b>
39	300	2.000	-38.214	600.000	0,58	297.500	33.305	-12.324	<b>2,70</b>
40	300	2.000	-99.580	600.000	0,58	297.500	66.248	-10.473	<b>6,33</b>
41	300	2.000	-99.580	600.000	0,58	297.500	66.248	-10.473	<b>6,33</b>
42	300	2.000	-38.214	600.000	0,58	297.500	33.305	-12.324	<b>2,70</b>
43	300	2.000	-99.580	600.000	0,58	297.500	66.248	-10.473	<b>6,33</b>
44	300	2.000	-38.214	600.000	0,58	297.500	33.305	-12.324	<b>2,70</b>
45	300	2.000	-85.420	600.000	0,58	297.500	60.893	-10.901	<b>5,59</b>
46	300	2.000	-52.374	600.000	0,58	297.500	43.154	-11.896	<b>3,63</b>
47	300	2.000	-85.420	600.000	0,58	297.500	60.893	-10.901	<b>5,59</b>
48	300	2.000	-52.374	600.000	0,58	297.500	43.154	-11.896	<b>3,63</b>
49	300	2.000	-160.744	600.000	0,58	297.500	73.891	-13.367	<b>5,53</b>
50	300	2.000	-193.789	600.000	0,58	297.500	67.556	-12.371	<b>5,46</b>
51	300	2.000	-160.744	600.000	0,58	297.500	73.891	-13.367	<b>5,53</b>
52	300	2.000	-193.789	600.000	0,58	297.500	67.556	-12.371	<b>5,46</b>
53	300	2.000	-146.584	600.000	0,58	297.500	74.359	-13.794	<b>5,39</b>
54	300	2.000	-207.950	600.000	0,58	297.500	62.595	-11.943	<b>5,24</b>
55	300	2.000	-146.584	600.000	0,58	297.500	74.359	-13.794	<b>5,39</b>
56	300	2.000	-207.950	600.000	0,58	297.500	62.595	-11.943	<b>5,24</b>
57	300	2.000	-207.950	600.000	0,58	297.500	62.595	-11.943	<b>5,24</b>
58	300	2.000	-146.584	600.000	0,58	297.500	74.359	-13.794	<b>5,39</b>
59	300	2.000	-207.950	600.000	0,58	297.500	62.595	-11.943	<b>5,24</b>
60	300	2.000	-146.584	600.000	0,58	297.500	74.359	-13.794	<b>5,39</b>
61	300	2.000	-193.789	600.000	0,58	297.500	67.556	-12.371	<b>5,46</b>
62	300	2.000	-160.744	600.000	0,58	297.500	73.891	-13.367	<b>5,53</b>
63	300	2.000	-193.789	600.000	0,58	297.500	67.556	-12.371	<b>5,46</b>
64	300	2.000	-160.744	600.000	0,58	297.500	73.891	-13.367	<b>5,53</b>
65	300	2.000	-73.041	600.000	0,58	297.500	55.108	-13.859	<b>3,98</b>
66	300	2.000	-95.725	600.000	0,58	297.500	64.924	-14.168	<b>4,58</b>
67	300	2.000	-73.041	600.000	0,58	297.500	55.108	-13.859	<b>3,98</b>
68	300	2.000	-95.725	600.000	0,58	297.500	64.924	-14.168	<b>4,58</b>
69	300	2.000	-63.214	600.000	0,58	297.500	49.782	-13.727	<b>3,63</b>
70	300	2.000	-105.552	600.000	0,58	297.500	68.102	-14.300	<b>4,76</b>
71	300	2.000	-63.214	600.000	0,58	297.500	49.782	-13.727	<b>3,63</b>
72	300	2.000	-105.552	600.000	0,58	297.500	68.102	-14.300	<b>4,76</b>
73	300	2.000	-105.552	600.000	0,58	297.500	68.102	-14.300	<b>4,76</b>
74	300	2.000	-63.214	600.000	0,58	297.500	49.782	-13.727	<b>3,63</b>
75	300	2.000	-105.552	600.000	0,58	297.500	68.102	-14.300	<b>4,76</b>
76	300	2.000	-63.214	600.000	0,58	297.500	49.782	-13.727	<b>3,63</b>
77	300	2.000	-95.725	600.000	0,58	297.500	64.924	-14.168	<b>4,58</b>

78	300	2.000	-73.041	600.000	0,58	297.500	55.108	-13.859	<b>3,98</b>
79	300	2.000	-95.725	600.000	0,58	297.500	64.924	-14.168	<b>4,58</b>
80	300	2.000	-73.041	600.000	0,58	297.500	55.108	-13.859	<b>3,98</b>
81	300	2.000	-230.394	600.000	0,58	297.500	51.969	-9.115	<b>5,70</b>
82	300	2.000	-253.078	600.000	0,58	297.500	37.789	-9.424	<b>4,01</b>
83	300	2.000	-230.394	600.000	0,58	297.500	51.969	-9.115	<b>5,70</b>
84	300	2.000	-253.078	600.000	0,58	297.500	37.789	-9.424	<b>4,01</b>
85	300	2.000	-220.567	600.000	0,58	297.500	57.038	-8.983	<b>6,35</b>
86	300	2.000	-262.905	600.000	0,58	297.500	30.572	-9.557	<b>3,20</b>
87	300	2.000	-220.567	600.000	0,58	297.500	57.038	-8.983	<b>6,35</b>
88	300	2.000	-262.905	600.000	0,58	297.500	30.572	-9.557	<b>3,20</b>
89	300	2.000	-262.905	600.000	0,58	297.500	30.572	-9.557	<b>3,20</b>
90	300	2.000	-220.567	600.000	0,58	297.500	57.038	-8.983	<b>6,35</b>
91	300	2.000	-262.905	600.000	0,58	297.500	30.572	-9.557	<b>3,20</b>
92	300	2.000	-220.567	600.000	0,58	297.500	57.038	-8.983	<b>6,35</b>
93	300	2.000	-253.078	600.000	0,58	297.500	37.789	-9.424	<b>4,01</b>
94	300	2.000	-230.394	600.000	0,58	297.500	51.969	-9.115	<b>5,70</b>
95	300	2.000	-253.078	600.000	0,58	297.500	37.789	-9.424	<b>4,01</b>
96	300	2.000	-230.394	600.000	0,58	297.500	51.969	-9.115	<b>5,70</b>
97	300	2.000	-25.840	600.000	0,58	297.500	23.595	-15.284	<b>1,54</b>
98	300	2.000	-48.524	600.000	0,58	297.500	40.610	-15.593	<b>2,60</b>
99	300	2.000	-25.840	600.000	0,58	297.500	23.595	-15.284	<b>1,54</b>
100	300	2.000	-48.524	600.000	0,58	297.500	40.610	-15.593	<b>2,60</b>
101	300	2.000	-16.013	600.000	0,58	297.500	15.151	-15.151	<b>1,00</b>
102	300	2.000	-58.351	600.000	0,58	297.500	46.906	-15.725	<b>2,98</b>
103	300	2.000	-16.013	600.000	0,58	297.500	15.151	-15.151	<b>1,00</b>
104	300	2.000	-58.351	600.000	0,58	297.500	46.906	-15.725	<b>2,98</b>
105	300	2.000	-58.351	600.000	0,58	297.500	46.906	-15.725	<b>2,98</b>
106	300	2.000	-16.013	600.000	0,58	297.500	15.151	-15.151	<b>1,00</b>
107	300	2.000	-58.351	600.000	0,58	297.500	46.906	-15.725	<b>2,98</b>
108	300	2.000	-16.013	600.000	0,58	297.500	15.151	-15.151	<b>1,00</b>
109	300	2.000	-48.524	600.000	0,58	297.500	40.610	-15.593	<b>2,60</b>
110	300	2.000	-25.840	600.000	0,58	297.500	23.595	-15.284	<b>1,54</b>
111	300	2.000	-48.524	600.000	0,58	297.500	40.610	-15.593	<b>2,60</b>
112	300	2.000	-25.840	600.000	0,58	297.500	23.595	-15.284	<b>1,54</b>
113	300	2.000	-183.193	600.000	0,58	297.500	70.387	-10.540	<b>6,68</b>
114	300	2.000	-205.877	600.000	0,58	297.500	63.405	-10.849	<b>5,84</b>
115	300	2.000	-183.193	600.000	0,58	297.500	70.387	-10.540	<b>6,68</b>
116	300	2.000	-205.877	600.000	0,58	297.500	63.405	-10.849	<b>5,84</b>
117	300	2.000	-173.366	600.000	0,58	297.500	72.338	-10.408	<b>6,95</b>
118	300	2.000	-215.704	600.000	0,58	297.500	59.307	-10.981	<b>5,40</b>
119	300	2.000	-173.366	600.000	0,58	297.500	72.338	-10.408	<b>6,95</b>
120	300	2.000	-215.704	600.000	0,58	297.500	59.307	-10.981	<b>5,40</b>
121	300	2.000	-215.704	600.000	0,58	297.500	59.307	-10.981	<b>5,40</b>
122	300	2.000	-173.366	600.000	0,58	297.500	72.338	-10.408	<b>6,95</b>
123	300	2.000	-215.704	600.000	0,58	297.500	59.307	-10.981	<b>5,40</b>
124	300	2.000	-173.366	600.000	0,58	297.500	72.338	-10.408	<b>6,95</b>
125	300	2.000	-205.877	600.000	0,58	297.500	63.405	-10.849	<b>5,84</b>
126	300	2.000	-183.193	600.000	0,58	297.500	70.387	-10.540	<b>6,68</b>
127	300	2.000	-205.877	600.000	0,58	297.500	63.405	-10.849	<b>5,84</b>
128	300	2.000	-183.193	600.000	0,58	297.500	70.387	-10.540	<b>6,68</b>

## LEGENDA

t: spessore muro;  
 L: lunghezza muro;  
 N<sub>ed</sub>: sforzo normale sollecitante (- = compressione);  
 A: area del muro;  
 f<sub>a</sub>: resistenza di calcolo a compressione della muratura;

N<sub>limite</sub>: sforzo normale limite (per il controllo dell'eccentricità);  
 M<sub>R</sub>: momento resistente Nel Piano;  
 M<sub>NP</sub>: momento sollecitante Nel Piano;  
 CS: Coefficiente di sicurezza (M<sub>R</sub>/M<sub>NP</sub>).

Quindi, la  $PGA_{NP} = \lambda_{NP} \cdot PGA_{D,SLV} = 1,343840 \cdot 0,193 = 0,260$ .

## -- Verifiche a Taglio Nel Piano (TNP) --

Procedendo per tentativi il valore di  $\lambda_{TNP}$  cercato è pari a **0,306875**.

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le relative verifiche ottenute per tale valore di  $\lambda_{TNP}$ .

Tab. 9.19: Sollecitazioni combinate ottenute per  $\lambda = \lambda_{TNP}$ 

Comb	N	TNP	M <sub>FP</sub>	M <sub>NP</sub>
	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]
1	-129.129	6.858	640	-12.351
2	-135.412	5.833	616	-12.161
3	-129.129	6.858	640	-12.351
4	-135.412	5.833	616	-12.161
5	-126.436	7.297	651	-12.432
6	-138.104	5.394	605	-12.080
7	-126.436	7.297	651	-12.432
8	-138.104	5.394	605	-12.080

9	-138.104	5.394	605	-12.080
10	-126.436	7.297	651	-12.432
11	-138.104	5.394	605	-12.080
12	-126.436	7.297	651	-12.432
13	-135.412	5.833	616	-12.161
14	-129.129	6.858	640	-12.351
15	-135.412	5.833	616	-12.161
16	-129.129	6.858	640	-12.351
17	-149.734	35.469	846	-12.630
18	-156.017	34.444	822	-12.441
19	-149.734	35.469	846	-12.630
20	-156.017	34.444	822	-12.441
21	-147.042	35.908	856	-12.712
22	-158.710	34.005	811	-12.360
23	-147.042	35.908	856	-12.712
24	-158.710	34.005	811	-12.360
25	-158.710	34.005	811	-12.360
26	-147.042	35.908	856	-12.712
27	-158.710	34.005	811	-12.360
28	-147.042	35.908	856	-12.712
29	-156.017	34.444	822	-12.441
30	-149.734	35.469	846	-12.630
31	-156.017	34.444	822	-12.441
32	-149.734	35.469	846	-12.630
33	-122.901	-1.725	578	-12.267
34	-129.184	-2.750	554	-12.078
35	-122.901	-1.725	578	-12.267
36	-129.184	-2.750	554	-12.078
37	-120.208	-1.286	589	-12.348
38	-131.877	-3.189	543	-11.996
39	-120.208	-1.286	589	-12.348
40	-131.877	-3.189	543	-11.996
41	-131.877	-3.189	543	-11.996
42	-120.208	-1.286	589	-12.348
43	-131.877	-3.189	543	-11.996
44	-120.208	-1.286	589	-12.348
45	-129.184	-2.750	554	-12.078
46	-122.901	-1.725	578	-12.267
47	-129.184	-2.750	554	-12.078
48	-122.901	-1.725	578	-12.267
49	-143.506	26.886	784	-12.547
50	-149.789	25.861	760	-12.357
51	-143.506	26.886	784	-12.547
52	-149.789	25.861	760	-12.357
53	-140.814	27.325	795	-12.628
54	-152.482	25.422	749	-12.276
55	-140.814	27.325	795	-12.628
56	-152.482	25.422	749	-12.276
57	-152.482	25.422	749	-12.276
58	-140.814	27.325	795	-12.628
59	-152.482	25.422	749	-12.276
60	-140.814	27.325	795	-12.628
61	-149.789	25.861	760	-12.357
62	-143.506	26.886	784	-12.547
63	-149.789	25.861	760	-12.357
64	-143.506	26.886	784	-12.547
65	-126.830	15.063	719	-12.640
66	-131.144	21.072	762	-12.699
67	-126.830	15.063	719	-12.640
68	-131.144	21.072	762	-12.699
69	-124.962	12.488	700	-12.615
70	-133.012	23.647	781	-12.724
71	-124.962	12.488	700	-12.615
72	-133.012	23.647	781	-12.724
73	-133.012	23.647	781	-12.724
74	-124.962	12.488	700	-12.615
75	-133.012	23.647	781	-12.724
76	-124.962	12.488	700	-12.615
77	-131.144	21.072	762	-12.699
78	-126.830	15.063	719	-12.640
79	-131.144	21.072	762	-12.699
80	-126.830	15.063	719	-12.640
81	-156.749	10.184	602	-11.738
82	-161.062	16.192	646	-11.797
83	-156.749	10.184	602	-11.738
84	-161.062	16.192	646	-11.797
85	-154.881	7.609	584	-11.713
86	-162.931	18.767	664	-11.822
87	-154.881	7.609	584	-11.713

88	-162.931	18.767	664	-11.822
89	-162.931	18.767	664	-11.822
90	-154.881	7.609	584	-11.713
91	-162.931	18.767	664	-11.822
92	-154.881	7.609	584	-11.713
93	-161.062	16.192	646	-11.797
94	-156.749	10.184	602	-11.738
95	-161.062	16.192	646	-11.797
96	-156.749	10.184	602	-11.738
97	-117.856	16.527	754	-12.911
98	-122.169	22.535	797	-12.970
99	-117.856	16.527	754	-12.911
100	-122.169	22.535	797	-12.970
101	-115.987	13.952	736	-12.886
102	-124.037	25.110	816	-12.995
103	-115.987	13.952	736	-12.886
104	-124.037	25.110	816	-12.995
105	-124.037	25.110	816	-12.995
106	-115.987	13.952	736	-12.886
107	-124.037	25.110	816	-12.995
108	-115.987	13.952	736	-12.886
109	-122.169	22.535	797	-12.970
110	-117.856	16.527	754	-12.911
111	-122.169	22.535	797	-12.970
112	-117.856	16.527	754	-12.911
113	-147.775	11.648	638	-12.009
114	-152.088	17.656	681	-12.068
115	-147.775	11.648	638	-12.009
116	-152.088	17.656	681	-12.068
117	-145.906	9.073	619	-11.984
118	-153.956	20.231	699	-12.093
119	-145.906	9.073	619	-11.984
120	-153.956	20.231	699	-12.093
121	-153.956	20.231	699	-12.093
122	-145.906	9.073	619	-11.984
123	-153.956	20.231	699	-12.093
124	-145.906	9.073	619	-11.984
125	-152.088	17.656	681	-12.068
126	-147.775	11.648	638	-12.009
127	-152.088	17.656	681	-12.068
128	-147.775	11.648	638	-12.009

Tab. 9.20: Verifiche a Taglio Nel Piano "FASE 3"

Comb	e <sub>NP</sub> [cm]	e <sub>TNP,lim</sub> [cm]	β	A [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>vko</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Ed</sub> [N]	A' [mm <sup>2</sup> ]	σ' <sub>n</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>vd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	V <sub>R</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	CS [-]
1	9,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.129	600.000	0,22	0,05	32.326	6.858	<b>4,71</b>
2	8,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-135.412	600.000	0,23	0,06	33.582	5.833	<b>5,76</b>
3	9,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.129	600.000	0,22	0,05	32.326	6.858	<b>4,71</b>
4	8,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-135.412	600.000	0,23	0,06	33.582	5.833	<b>5,76</b>
5	9,83	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.436	600.000	0,21	0,05	31.787	7.297	<b>4,36</b>
6	8,75	100,00	1,00	600.000	0,02	-138.104	600.000	0,23	0,06	34.121	5.394	<b>6,33</b>
7	9,83	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.436	600.000	0,21	0,05	31.787	7.297	<b>4,36</b>
8	8,75	100,00	1,00	600.000	0,02	-138.104	600.000	0,23	0,06	34.121	5.394	<b>6,33</b>
9	8,75	100,00	1,00	600.000	0,02	-138.104	600.000	0,23	0,06	34.121	5.394	<b>6,33</b>
10	9,83	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.436	600.000	0,21	0,05	31.787	7.297	<b>4,36</b>
11	8,75	100,00	1,00	600.000	0,02	-138.104	600.000	0,23	0,06	34.121	5.394	<b>6,33</b>
12	9,83	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.436	600.000	0,21	0,05	31.787	7.297	<b>4,36</b>
13	8,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-135.412	600.000	0,23	0,06	33.582	5.833	<b>5,76</b>
14	9,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.129	600.000	0,22	0,05	32.326	6.858	<b>4,71</b>
15	8,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-135.412	600.000	0,23	0,06	33.582	5.833	<b>5,76</b>
16	9,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.129	600.000	0,22	0,05	32.326	6.858	<b>4,71</b>
17	8,44	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.734	600.000	0,25	0,06	36.447	35.469	<b>1,03</b>
18	7,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.017	600.000	0,26	0,06	37.703	34.444	<b>1,09</b>
19	8,44	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.734	600.000	0,25	0,06	36.447	35.469	<b>1,03</b>
20	7,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.017	600.000	0,26	0,06	37.703	34.444	<b>1,09</b>
21	8,64	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.042	600.000	0,25	0,06	35.908	35.908	<b>1,00</b>
22	7,79	100,00	1,00	600.000	0,02	-158.710	600.000	0,26	0,06	38.242	34.005	<b>1,12</b>
23	8,64	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.042	600.000	0,25	0,06	35.908	35.908	<b>1,00</b>
24	7,79	100,00	1,00	600.000	0,02	-158.710	600.000	0,26	0,06	38.242	34.005	<b>1,12</b>
25	7,79	100,00	1,00	600.000	0,02	-158.710	600.000	0,26	0,06	38.242	34.005	<b>1,12</b>
26	8,64	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.042	600.000	0,25	0,06	35.908	35.908	<b>1,00</b>
27	7,79	100,00	1,00	600.000	0,02	-158.710	600.000	0,26	0,06	38.242	34.005	<b>1,12</b>
28	8,64	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.042	600.000	0,25	0,06	35.908	35.908	<b>1,00</b>
29	7,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.017	600.000	0,26	0,06	37.703	34.444	<b>1,09</b>
30	8,44	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.734	600.000	0,25	0,06	36.447	35.469	<b>1,03</b>
31	7,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.017	600.000	0,26	0,06	37.703	34.444	<b>1,09</b>
32	8,44	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.734	600.000	0,25	0,06	36.447	35.469	<b>1,03</b>
33	9,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.901	600.000	0,20	0,05	31.080	-1.725	<b>18,02</b>

34	9,35	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.184	600.000	0,22	0,05	32.337	-2.750	<b>11,76</b>
35	9,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.901	600.000	0,20	0,05	31.080	-1.725	<b>18,02</b>
36	9,35	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.184	600.000	0,22	0,05	32.337	-2.750	<b>11,76</b>
37	10,27	100,00	1,00	600.000	0,02	-120.208	600.000	0,20	0,05	30.542	-1.286	<b>23,75</b>
38	9,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.877	600.000	0,22	0,05	32.875	-3.189	<b>10,31</b>
39	10,27	100,00	1,00	600.000	0,02	-120.208	600.000	0,20	0,05	30.542	-1.286	<b>23,75</b>
40	9,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.877	600.000	0,22	0,05	32.875	-3.189	<b>10,31</b>
41	9,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.877	600.000	0,22	0,05	32.875	-3.189	<b>10,31</b>
42	10,27	100,00	1,00	600.000	0,02	-120.208	600.000	0,20	0,05	30.542	-1.286	<b>23,75</b>
43	9,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.877	600.000	0,22	0,05	32.875	-3.189	<b>10,31</b>
44	10,27	100,00	1,00	600.000	0,02	-120.208	600.000	0,20	0,05	30.542	-1.286	<b>23,75</b>
45	9,35	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.184	600.000	0,22	0,05	32.337	-2.750	<b>11,76</b>
46	9,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.901	600.000	0,20	0,05	31.080	-1.725	<b>18,02</b>
47	9,35	100,00	1,00	600.000	0,02	-129.184	600.000	0,22	0,05	32.337	-2.750	<b>11,76</b>
48	9,98	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.901	600.000	0,20	0,05	31.080	-1.725	<b>18,02</b>
49	8,74	100,00	1,00	600.000	0,02	-143.506	600.000	0,24	0,06	35.201	26.886	<b>1,31</b>
50	8,25	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.789	600.000	0,25	0,06	36.458	25.861	<b>1,41</b>
51	8,74	100,00	1,00	600.000	0,02	-143.506	600.000	0,24	0,06	35.201	26.886	<b>1,31</b>
52	8,25	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.789	600.000	0,25	0,06	36.458	25.861	<b>1,41</b>
53	8,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-140.814	600.000	0,23	0,06	34.663	27.325	<b>1,27</b>
54	8,05	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.482	600.000	0,25	0,06	36.996	25.422	<b>1,46</b>
55	8,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-140.814	600.000	0,23	0,06	34.663	27.325	<b>1,27</b>
56	8,05	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.482	600.000	0,25	0,06	36.996	25.422	<b>1,46</b>
57	8,05	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.482	600.000	0,25	0,06	36.996	25.422	<b>1,46</b>
58	8,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-140.814	600.000	0,23	0,06	34.663	27.325	<b>1,27</b>
59	8,05	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.482	600.000	0,25	0,06	36.996	25.422	<b>1,46</b>
60	8,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-140.814	600.000	0,23	0,06	34.663	27.325	<b>1,27</b>
61	8,25	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.789	600.000	0,25	0,06	36.458	25.861	<b>1,41</b>
62	8,74	100,00	1,00	600.000	0,02	-143.506	600.000	0,24	0,06	35.201	26.886	<b>1,31</b>
63	8,25	100,00	1,00	600.000	0,02	-149.789	600.000	0,25	0,06	36.458	25.861	<b>1,41</b>
64	8,74	100,00	1,00	600.000	0,02	-143.506	600.000	0,24	0,06	35.201	26.886	<b>1,31</b>
65	9,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.830	600.000	0,21	0,05	31.866	15.063	<b>2,12</b>
66	9,68	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.144	600.000	0,22	0,05	32.729	21.072	<b>1,55</b>
67	9,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.830	600.000	0,21	0,05	31.866	15.063	<b>2,12</b>
68	9,68	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.144	600.000	0,22	0,05	32.729	21.072	<b>1,55</b>
69	10,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.962	600.000	0,21	0,05	31.492	12.488	<b>2,52</b>
70	9,57	100,00	1,00	600.000	0,02	-133.012	600.000	0,22	0,06	33.102	23.647	<b>1,40</b>
71	10,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.962	600.000	0,21	0,05	31.492	12.488	<b>2,52</b>
72	9,57	100,00	1,00	600.000	0,02	-133.012	600.000	0,22	0,06	33.102	23.647	<b>1,40</b>
73	9,57	100,00	1,00	600.000	0,02	-133.012	600.000	0,22	0,06	33.102	23.647	<b>1,40</b>
74	10,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.962	600.000	0,21	0,05	31.492	12.488	<b>2,52</b>
75	9,57	100,00	1,00	600.000	0,02	-133.012	600.000	0,22	0,06	33.102	23.647	<b>1,40</b>
76	10,10	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.962	600.000	0,21	0,05	31.492	12.488	<b>2,52</b>
77	9,68	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.144	600.000	0,22	0,05	32.729	21.072	<b>1,55</b>
78	9,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.830	600.000	0,21	0,05	31.866	15.063	<b>2,12</b>
79	9,68	100,00	1,00	600.000	0,02	-131.144	600.000	0,22	0,05	32.729	21.072	<b>1,55</b>
80	9,97	100,00	1,00	600.000	0,02	-126.830	600.000	0,21	0,05	31.866	15.063	<b>2,12</b>
81	7,49	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.749	600.000	0,26	0,06	37.850	10.184	<b>3,72</b>
82	7,32	100,00	1,00	600.000	0,02	-161.062	600.000	0,27	0,06	38.712	16.192	<b>2,39</b>
83	7,49	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.749	600.000	0,26	0,06	37.850	10.184	<b>3,72</b>
84	7,32	100,00	1,00	600.000	0,02	-161.062	600.000	0,27	0,06	38.712	16.192	<b>2,39</b>
85	7,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-154.881	600.000	0,26	0,06	37.476	7.609	<b>4,93</b>
86	7,26	100,00	1,00	600.000	0,02	-162.931	600.000	0,27	0,07	39.086	18.767	<b>2,08</b>
87	7,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-154.881	600.000	0,26	0,06	37.476	7.609	<b>4,93</b>
88	7,26	100,00	1,00	600.000	0,02	-162.931	600.000	0,27	0,07	39.086	18.767	<b>2,08</b>
89	7,26	100,00	1,00	600.000	0,02	-162.931	600.000	0,27	0,07	39.086	18.767	<b>2,08</b>
90	7,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-154.881	600.000	0,26	0,06	37.476	7.609	<b>4,93</b>
91	7,26	100,00	1,00	600.000	0,02	-162.931	600.000	0,27	0,07	39.086	18.767	<b>2,08</b>
92	7,56	100,00	1,00	600.000	0,02	-154.881	600.000	0,26	0,06	37.476	7.609	<b>4,93</b>
93	7,32	100,00	1,00	600.000	0,02	-161.062	600.000	0,27	0,06	38.712	16.192	<b>2,39</b>
94	7,49	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.749	600.000	0,26	0,06	37.850	10.184	<b>3,72</b>
95	7,32	100,00	1,00	600.000	0,02	-161.062	600.000	0,27	0,06	38.712	16.192	<b>2,39</b>
96	7,49	100,00	1,00	600.000	0,02	-156.749	600.000	0,26	0,06	37.850	10.184	<b>3,72</b>
97	10,95	100,00	1,00	600.000	0,02	-117.856	600.000	0,20	0,05	30.071	16.527	<b>1,82</b>
98	10,62	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.169	600.000	0,20	0,05	30.934	22.535	<b>1,37</b>
99	10,95	100,00	1,00	600.000	0,02	-117.856	600.000	0,20	0,05	30.071	16.527	<b>1,82</b>
100	10,62	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.169	600.000	0,20	0,05	30.934	22.535	<b>1,37</b>
101	11,11	100,00	1,00	600.000	0,02	-115.987	600.000	0,19	0,05	29.697	13.952	<b>2,13</b>
102	10,48	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.037	600.000	0,21	0,05	31.307	25.110	<b>1,25</b>
103	11,11	100,00	1,00	600.000	0,02	-115.987	600.000	0,19	0,05	29.697	13.952	<b>2,13</b>
104	10,48	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.037	600.000	0,21	0,05	31.307	25.110	<b>1,25</b>
105	10,48	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.037	600.000	0,21	0,05	31.307	25.110	<b>1,25</b>
106	11,11	100,00	1,00	600.000	0,02	-115.987	600.000	0,19	0,05	29.697	13.952	<b>2,13</b>
107	10,48	100,00	1,00	600.000	0,02	-124.037	600.000	0,21	0,05	31.307	25.110	<b>1,25</b>
108	11,11	100,00	1,00	600.000	0,02	-115.987	600.000	0,19	0,05	29.697	13.952	<b>2,13</b>
109	10,62	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.169	600.000	0,20	0,05	30.934	22.535	<b>1,37</b>
110	10,95	100,00	1,00	600.000	0,02	-117.856	600.000	0,20	0,05	30.071	16.527	<b>1,82</b>
111	10,62	100,00	1,00	600.000	0,02	-122.169	600.000	0,20	0,05	30.934	22.535	<b>1,37</b>
112	10,95	100,00	1,00	600.000	0,02	-117.856	600.000	0,20	0,05	30.071	16.527	<b>1,82</b>

113	8,13	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.775	600.000	0,25	0,06	36.055	11.648	<b>3,10</b>
114	7,93	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.088	600.000	0,25	0,06	36.918	17.656	<b>2,09</b>
115	8,13	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.775	600.000	0,25	0,06	36.055	11.648	<b>3,10</b>
116	7,93	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.088	600.000	0,25	0,06	36.918	17.656	<b>2,09</b>
117	8,21	100,00	1,00	600.000	0,02	-145.906	600.000	0,24	0,06	35.681	9.073	<b>3,93</b>
118	7,85	100,00	1,00	600.000	0,02	-153.956	600.000	0,26	0,06	37.291	20.231	<b>1,84</b>
119	8,21	100,00	1,00	600.000	0,02	-145.906	600.000	0,24	0,06	35.681	9.073	<b>3,93</b>
120	7,85	100,00	1,00	600.000	0,02	-153.956	600.000	0,26	0,06	37.291	20.231	<b>1,84</b>
121	7,85	100,00	1,00	600.000	0,02	-153.956	600.000	0,26	0,06	37.291	20.231	<b>1,84</b>
122	8,21	100,00	1,00	600.000	0,02	-145.906	600.000	0,24	0,06	35.681	9.073	<b>3,93</b>
123	7,85	100,00	1,00	600.000	0,02	-153.956	600.000	0,26	0,06	37.291	20.231	<b>1,84</b>
124	8,21	100,00	1,00	600.000	0,02	-145.906	600.000	0,24	0,06	35.681	9.073	<b>3,93</b>
125	7,93	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.088	600.000	0,25	0,06	36.918	17.656	<b>2,09</b>
126	8,13	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.775	600.000	0,25	0,06	36.055	11.648	<b>3,10</b>
127	7,93	100,00	1,00	600.000	0,02	-152.088	600.000	0,25	0,06	36.918	17.656	<b>2,09</b>
128	8,13	100,00	1,00	600.000	0,02	-147.775	600.000	0,25	0,06	36.055	11.648	<b>3,10</b>

#### LEGENDA

$e_{NP}$ : eccentricità nel piano;

$e_{TNP,lim}$ : eccentricità limite;

$\beta$ : coefficiente di parzializzazione della sezione

A: area del muro (L-t);

$f_{vko}$ : resistenza caratteristica a taglio senza tensione normale della muratura;

$N_{Ed}$ : sforzo normale sollecitante (- = compressione);

A': area compressa della muratura ( $\beta \cdot L \cdot t$ );

$\sigma'_n$ : tensione normale sulla sezione compressa ( $N_{Ed}/A'$ );

$f_{vd}$ : resistenza di progetto a taglio della muratura;

$V_{Ed}$ : taglio resistente;

$V_{Ed}$ : taglio sollecitante;

CS: Coefficiente di sicurezza ( $V_R/V_{Ed}$ ).

Quindi, la  $PGA_{NP} = \lambda_{TNP} \cdot PGA_{D,SLV} = 0,255517 \cdot 0,193 = 0,049$ .

-- Riepilogo "FASE 3" --

$$PGA_{FP} = 1,451 \cdot 0,193 = 0,281$$

$$PGA_{NP} = 1,344 \cdot 0,193 = 0,260$$

$$PGA_{TNP} = 0,256 \cdot 0,193 = 0,049$$

## Confronto Accelerazioni di Collasso

Tab. 9.21: confronto calcolo manuale - EdiLus

Calcolo Manuale		EdiLus	
Altri Risultati		Altri Risultati	
<b>Maschio 9</b>		<b>Maschio 9</b>	
Lunghezza	2,00	Lunghezza	2,00
...	...	...	...
Ecc. da imperf.	0,015	Ecc. da imperf.	0,015
<b>PGA<sub>NP</sub></b>	<b>0,260</b>	<b>PGA<sub>NP</sub></b>	<b>0,261</b>
<b>PGA<sub>FP</sub></b>	<b>0,281</b>	<b>PGA<sub>FP</sub></b>	<b>0,280</b>
<b>PGA<sub>TNP</sub></b>	<b>0,049</b>	<b>PGA<sub>TNP</sub></b>	<b>0,050</b>
<b>PGA<sub>DF</sub></b>	<b>-</b>	<b>PGA<sub>DF</sub></b>	<b>0,422</b>

## 10 (MU) - Test di Validazione n.10 (Calcolo Parametri ASNL)

Titolo: **Analisi Statica Non Lineare.**

Il file di EdilLus-MU è: **MU\_04\_Esistente\_NL.EDL** (file di esempio allegato al programma)

Di seguito si espone il procedimento impiegato nel calcolo dei principali parametri, allo SLV e SLD, relativi all'Analisi Statica Non Lineare.

### Dati Calcolo

I parametri utilizzati nel calcolo sono (*Figura 10.1*):

Tab. 1: Parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
2	50	50	C

Tab. 2: Coordinate Geografiche

Provincia	Comune	Latitudine	Longitudine
Avellino	Montella	40,843056	15,018056

Tab. 3: Parametri Sismici

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T^*_c$	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$\xi$
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[%]
Stato Limite Operatività	30	0,0521	2,367	0,280	1,50	1,60	1,00	5
Stato Limite Danno	50	0,0673	2,360	0,309	1,50	1,55		
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1921	2,370	0,402	1,43	1,42		
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2624	2,353	0,423	1,33	1,39		

Legenda:

$T_r$  = Periodo di ritorno dell'azione sismica;

$a_g/g$  = Accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$  = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  = Periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S_s$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$C_c$  = Coefficiente di amplificazione di  $T_c$ ;

$S_T$  = Coefficiente di amplificazione topografica;

$\xi$  = Coefficiente viscoso equivalente.

### Parametri dell'azione sismica su sito di riferimento

Tipo di terreno Prevalente  
 C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti

Modalità di generazione degli Spettri  
 definizione automatica; calcolo automatico di  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$ ,  $S_s$ ,  $C_c$

**Parametri Edificio**

Classe dell'edificio:  Coefficiente d'uso:

Vita Nominale della Struttura:  Periodo di Riferimento per l'azione sismica:

**Coordinate geografiche Edificio (datum ED50)**

Latitudine:

Longitudine:

Altitudine:

Parametri di pericolosità sismica

**Parametri nelle espressioni dello Spettro Orizzontale**

Stato Limite	$T_r$	$A_g/g$	$F_0$	$T^*_c$	$T_b$	$T_c$	$T_d$	$S_s$	$C_c$
Stato Limite Operatività	30	0,0521	2,367	0,280	0,149	0,447	1,808	1,50	1,60
Stato Limite Danno	50	0,0673	2,360	0,309	0,159	0,478	1,869	1,50	1,55
Stato Limite salvaguardia Vita	475	0,1921	2,370	0,402	0,190	0,571	2,368	1,43	1,42
Stato Limite prevenzione Collasso	975	0,2624	2,353	0,423	0,197	0,590	2,650	1,33	1,39

Figura 10.1: parametri sismici

## Settaggi calcolo Non Lineare

Il calcolo NL è stato eseguito impostando i seguenti settaggi (Figura 10.2):

- direzioni: +X; -X; +Y; -Y (completo senza considerare l'eccentricità accidentale);
- distribuzione principale (Gruppo 1): Proporzionale al I modo di vibrazione (in X e Y);
- distribuzione secondaria (Gruppo 2): Proporzionale alle masse (in X e Y);
- profilo Fase incremento azioni verticali (step 1): DEFAULT;
- profilo Fase incremento azioni orizzontali (step 2): DEFAULT.

Tuttavia, delle analisi eseguite è stata esaminata quella:

- in direzione X;
- principale (Gruppo 1);
- proporzionale alla deformata del I modo di vibrazione.

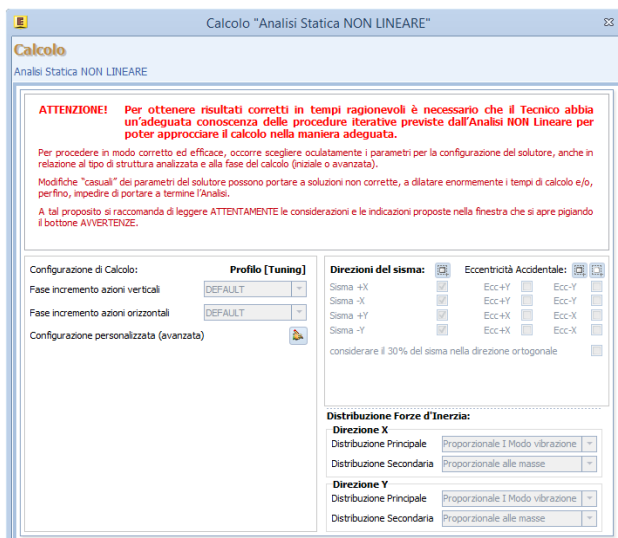


Figura 10.2: Settaggi Calcolo Non Lineare

Il procedimento impiegato si articola nei successivi passi.

### PASSO I: determinazione CURVA DI CAPACITA' MDOF

Relativamente a tale passo, sia allo SLV e SLD, si "acquisiscono" le curve di capacità generate dal programma.

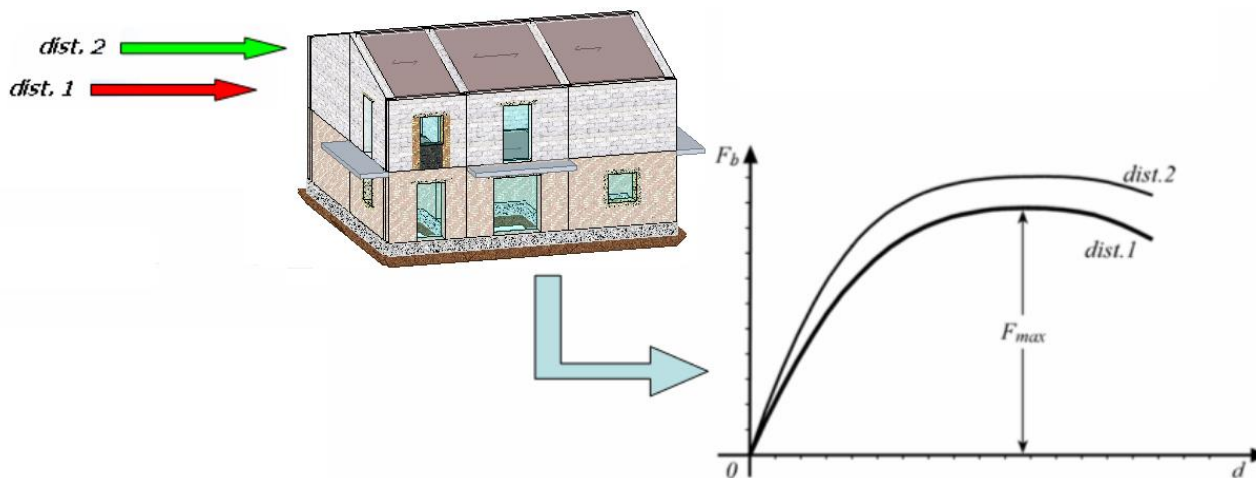


Figura 10.3: determinazione CURVE di CAPACITA' MDOF

#### a) SLV

Per la direzione e distribuzione in esame, si riportano nella Figura 10.4 le coordinate **Forza (N)** e **Spostamento (cm)** generate dal programma.

$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$ [N*s/m]	SLV SLD	$K_{Sec}$ [N/cm]	$F$ [N]	$\delta$ [cm]	$A_{SDOF}$ [N/mm]	$T$ [s]	PGA	PGA <sub>SLD piani</sub>	$\alpha_u / \alpha_1$	$q^*$	X [m]	Y [m]	Z [m]
<b>Direzione sisma in +X - Proporzionale I Modo vibrazione</b>															
1,388	3	279.700	SLV SLD	15.376.275 15.376.275	2.621.795 2.621.795	0,171 0,171	5.807 5.807	0,085 0,085	1,067 0,997	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50
<b>Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).</b>															
Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		
0	0		0,0000		1	30.082		0,0017		2	177.264		0,0102		
3	417.917		0,0244		4	658.570		0,0389		5	899.223		0,0535		
6	1.139.876		0,0683		7	1.380.529		0,0832		8	1.621.182		0,0985		
9	1.861.835		0,1144		10	2.102.488		0,1313		11	2.343.141		0,1498		
12	2.583.794		0,1712		13	2.824.447		0,1960		14	3.065.100		0,2249		
15	3.305.753		0,2577		16	3.546.406		0,3038		17	3.787.059		0,3538		
18	4.027.712		0,4018		19	4.084.382		0,4258							

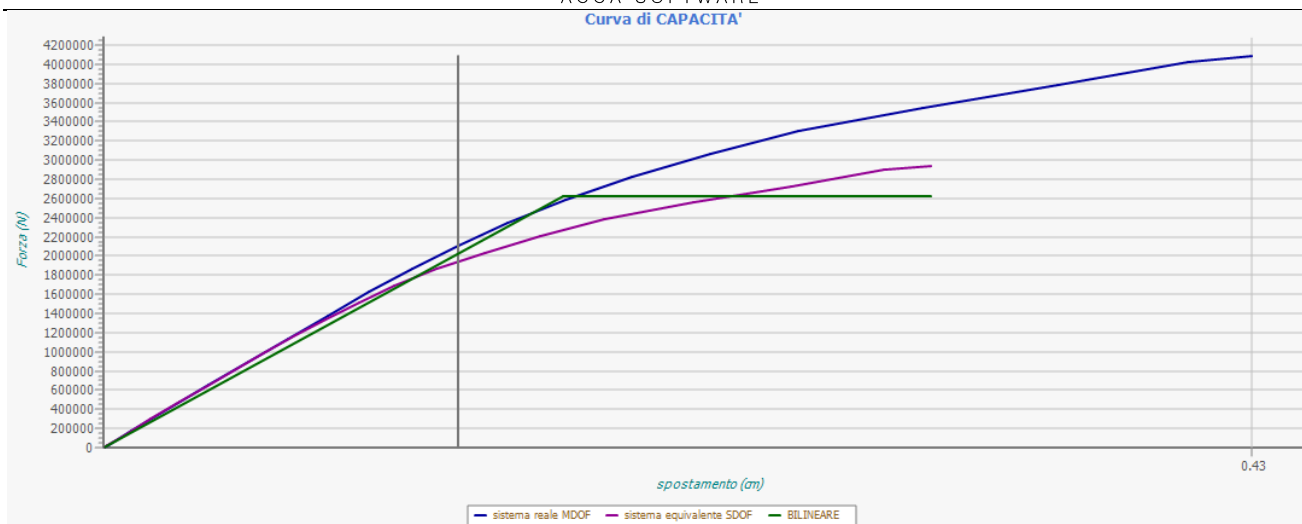


Figura 10.4: Risultati del calcolo EdiLus - curva di capacità

## b) SLD

Nel caso in esame, poiché la curva di capacità allo SLV non presenta un tratto discendente dopo il valore massimo ( $F_{max}$ ), allora la curva di capacità allo SLD coincide con quella allo SLV (Figura 10.4).

Pertanto, come vedremo di seguito, molti parametri Non Lineari allo SLD coincidono con i corrispondenti allo SLV.

## PASSO II: determinazione CAPACITA' di spostamento

Dalla curva di capacità (Figura 10.4), allo SLV e SLD risulta:

### a) SLV ( $d_{c,SLV} = d_c$ )

Poiché la curva di capacità non presenta un tratto discendente, risulta:

$$d_{c,SLV} = d(F_{max}) = \mathbf{0,4258 \text{ cm}} \rightarrow \text{spostamento in corrispondenza della forza massima (Figura 10.5).$$

### b) SLD ( $d_{c,SLD} = d_{c,SLV} = d_c$ )

Per quanto detto al PASSO I punto b) si ha che:

$$d_{c,SLD} = d_{c,SLV} = d_c = \mathbf{0,4258 \text{ cm}} \text{ (Figura 10.5).}$$

$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$ [N*s/m]	SLV SLD	$K_{sec}$ [N/cm]	$(d, F)_{SnuBk}$		AsDOF [N*mm]	T [s]	PGA	PGA <sub>SLD piani</sub>	$\alpha_u / \alpha_1$	$q^*$	Curva di capacità Pnt Cntr			
					F [N]	$\delta$ [cm]							X [m]	Y [m]	Z [m]	
<b>Direzione sisma in +X - Proporzionale I Modo vibrazione</b>																
1,388	3	279.700	SLV SLD	15.376.275 15.376.275	2.621.795 2.621.795	0,171 0,171	5.807 5.807	0,085 0,085	1,067 0,997	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50	
<i>Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).</i>																
Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]
0		0		0,0000		1		30.082		0,0017		2		177.264		0,0102
3		417.917		0,0244		4		658.570		0,0389		5		899.223		0,0535
6		1.139.876		0,0683		7		1.380.529		0,0832		8		1.621.182		0,0985
9		1.861.835		0,1144		10		2.102.488		0,1313		11		2.343.141		0,1498
12		2.583.794		0,1712		13		2.824.447		0,1960		14		3.065.100		0,2249
15		3.305.753		0,2577		16		3.546.406		0,3038		17		3.787.059		0,3538
18		4.027.712		0,4018		19		4.084.382		0,4258						
<b>CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0,426</b>																
<b>CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0,426</b>																
<b>Domanda spostamento allo SLV (cm): 0,109</b>																
<b>Domanda spostamento allo SLD (cm): 0,043</b>																
Verifica allo SLV: Verificata																
Verifica allo SLD: Verificata																

Figura 10.5: Risultati del calcolo EdiLus - curva di capacità - Capacità di spostamento

## PASSO III: determinazione CURVA DI CAPACITA' SDOF

Questa si ottiene dividendo le coordinate (d; F) dei punti della curva di capacità del sistema MDOF per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  (Figura 10.6).

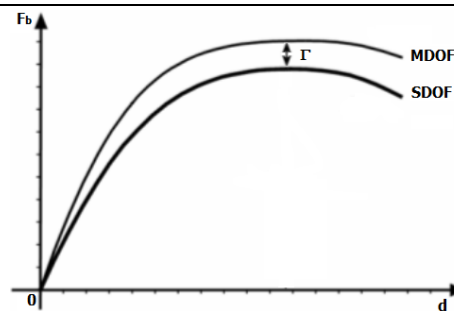
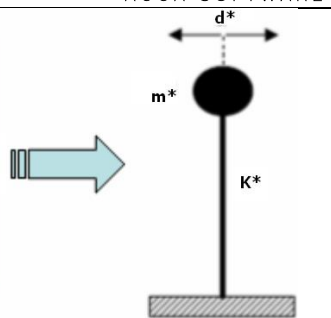
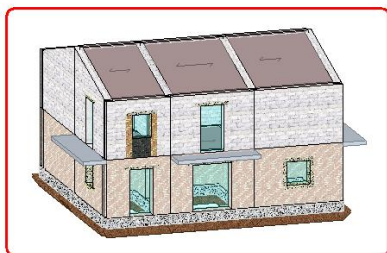


Figura 10.6: determinazione CURVA di CAPACITA' SDOF

### a) SLV

Per il caso in esame il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  vale **1,388** (preso dal programma - Figura 10.7).

$\Gamma$	$K_{stop}$	$M_{Eq}$ [N*s/m]	SLV SLD	$K_{sec}$ [N/cm]	$(d, F)_{SdvBk}$		$\delta$ [cm]	$A_{SDOF}$ [N/cm]	$T$ [s]	PGA	PGA <sub>SLD</sub> piani	$\alpha_u/\alpha_1$	$q^*$	Curva di capacità Pnt Cntr		
					F [N]	d [cm]								X [m]	Y [m]	Z [m]
<b>Direzione sisma in +X - Proporzionale I Modo vibrazione</b>																
1,388	3	279.700	SLV SLD	15.376.275 15.376.275	2.621.795 2.621.795	0,171 0,171		5.807 5.807	0,085 0,085	1,067 0,997	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50
<i>Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).</i>																
Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]								
0	0	0,0000	1	30.082	0,0017	2	177.264	0,0102								
3	417.917	0,0244	4	658.570	0,0389	5	899.223	0,0535								
6	1.139.876	0,0683	7	1.380.529	0,0832	8	1.621.182	0,0985								
9	1.861.835	0,1144	10	2.102.488	0,1313	11	2.343.141	0,1498								
12	2.583.794	0,1712	13	2.824.447	0,1960	14	3.065.100	0,2249								
15	3.305.753	0,2577	16	3.546.406	0,3038	17	3.787.059	0,3538								
18	4.027.712	0,4018	19	4.084.382	0,4258											

Figura 10.7: Risultati del calcolo EdiLus - curva di capacità - Coefficiente di partecipazione

Nella successiva tabella sono riportati:

- nella colonna "**MDOF**": le coordinate ( $d$ ;  $F$ ) della curva di capacità del sistema MDOF (*presi da EdiLus in risultati del calcolo -> curva di capacità*);
- nella colonna " $\Gamma$ ": il coefficiente di partecipazione (*preso dal programma*);
- nella colonna "**SDOF**": le coordinate ( $d^*$ ;  $F^*$ ) della curva di capacità del sistema equivalente SDOF.

Tab. 10.1: Curva di capacità MDOF/SDOF

step	MDOF		$\Gamma$	SDOF	
	$d$ [cm]	$F$ [N]		$d^*$ [cm]	$F^*$ [N]
0	0,0000	0	1,388	0,0000	0
1	0,0017	30 082		0,0012	21 673
2	0,0102	177 264		0,0073	127 712
3	0,0244	417 917		0,0176	301 093
4	0,0389	658 570		0,0280	474 474
5	0,0535	899 223		0,0385	647 855
6	0,0683	1 139 876		0,0492	821 236
7	0,0832	1 380 529		0,0599	994 617
8	0,0985	1 621 182		0,0710	1 167 999
9	0,1144	1 861 835		0,0824	1 341 380
10	0,1313	2 102 488		0,0946	1 514 761
11	0,1498	2 343 141		0,1079	1 688 142
12	0,1712	2 583 794		0,1233	1 861 523
13	0,1960	2 824 447		0,1412	2 034 904
14	0,2249	3 065 100		0,1620	2 208 285
15	0,2577	3 305 753		0,1857	2 381 666
16	0,3038	3 546 406		0,2189	2 555 048
17	0,3538	3 787 059		0,2549	2 728 429
18	0,4018	4 027 712		0,2895	2 901 810
19	0,4258	4 084 382		0,3068	2 942 638

### b) SLD

Anche in questo caso vale quanto detto al **PASSO I** punto **b)** (Figura 10.6).

## PASSO IV: determinazione bi-lineare (SDOF)

Nel piano ( $d$ ;  $F$ ) la bilineare è costituita dai seguenti tre punti (Figura 10.9):

Punti	1	2	3
( $d$ ; $F$ )	(0, 0);	( $d_y^*$ , $F_y^*$ )	( $d_u^*$ , $F_u^*$ ) = ( $d_{max}^*$ , $F_u^*$ )

L'andamento è noto una volta note le coordinate del punto 2 e cioè ( $d_y^*$ ,  $F_y^*$ ).

Di seguito, si riporta la procedura (C7.3.4.1 - Circ. 619/09) per il calcolo di tale coordinate allo SLV e SLD.

### a) SLV

#### - Calcolo "area" sottesa SDOF

L'area sottesa alla curva di capacità del sistema SDOF viene calcolata come somma delle aree  $A_i$  dei vari tratti che costituiscono la curva.

Di seguito si riporta la tabella con il calcolo dell'area sottesa ai vari tratti, in cui:

$$A_1 = \text{area triangolo } (d \cdot F_1/2); \quad A_2, \dots, A_{19} = \text{area trapezio } [\Delta d^* \cdot (F_i + F_{i+1})/2] \rightarrow \text{con } \Delta d^* = d_{i+1} - d_i.$$

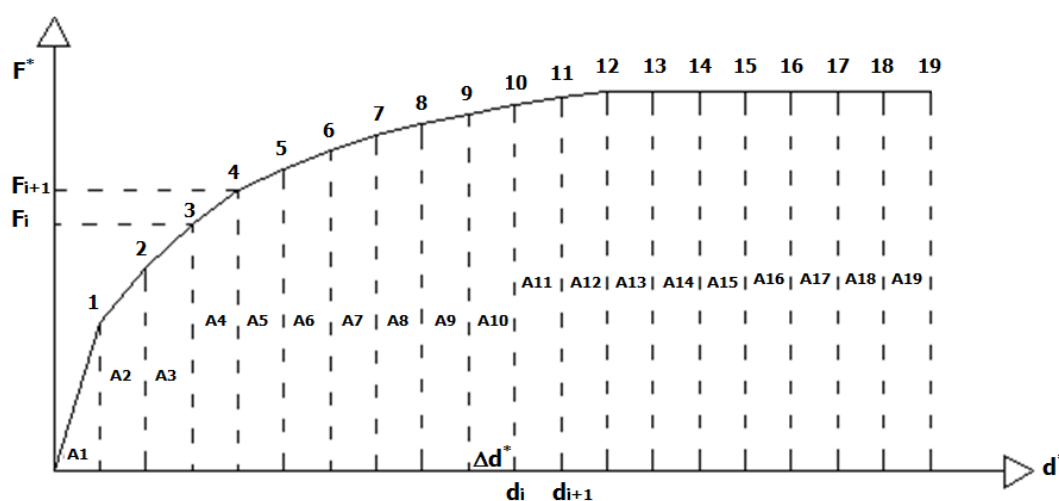


Figura 10.8: Calcolo area sottesa alla curva di capacità

Tab. 10.2: Calcolo area Sottesa alla curva di CAPACITA' SDOF

A	$\Delta d^*$ [N]	$F_i^*$ [cm]	$F_{i+1}^*$ [cm]	$A_i$ [Ncm]	$A_i$ [Nm]
A <sub>1</sub>	0,0012	21 673	--	13,27	0,13
A <sub>2</sub>	0,0061	21 673	127 712	457,41	4,57
A <sub>3</sub>	0,0102	127 712	301 093	2 193,45	21,93
A <sub>4</sub>	0,0104	301 093	474 474	4 051,05	40,51
A <sub>5</sub>	0,0105	474 474	647 855	5 902,74	59,03
A <sub>6</sub>	0,0107	647 855	821 236	7 832,33	78,32
A <sub>7</sub>	0,0107	821 236	994 617	9 746,48	97,46
A <sub>8</sub>	0,0110	994 617	1 167 999	11 919,32	119,19
A <sub>9</sub>	0,0115	1 167 999	1 341 380	14 372,88	143,73
A <sub>10</sub>	0,0122	1 341 380	1 514 761	17 387,89	173,88
A <sub>11</sub>	0,0133	1 514 761	1 688 142	21 344,99	213,45
A <sub>12</sub>	0,0154	1 688 142	1 861 523	27 364,13	273,64
A <sub>13</sub>	0,0179	1 861 523	2 034 904	34 809,58	348,10
A <sub>14</sub>	0,0208	2 034 904	2 208 285	44 174,41	441,74
A <sub>15</sub>	0,0236	2 208 285	2 381 666	54 232,86	542,33
A <sub>16</sub>	0,0332	2 381 666	2 555 048	81 982,17	819,82
A <sub>17</sub>	0,0360	2 555 048	2 728 429	95 163,48	951,63
A <sub>18</sub>	0,0346	2 728 429	2 901 810	97 352,83	973,53
A <sub>19</sub>	0,0173	2 901 810	2 942 638	50 528,37	505,28
<b>A<sub>Tot</sub></b>				<b>580 830</b>	<b>5 808,30</b>

Quindi, l'area sottesa alla curva di capacità dello SDOF è pari a:

$$E_m = 580\,830 \text{ Ncm} = \mathbf{5\,808 \text{ Nm}}$$

### - Sistema di equazioni (I - II)

Calcolata l'area sottesa ( $E_m$ ) alla curva di capacità del sistema SDOF, si considera il sistema costituito dalle seguenti due relazioni:

I)  $F_y^* \cdot (d_y^*/2) + (d_u^* - d_y^*) \cdot F_y^* = E_m$       uguaglianza tra le aree sottese alla curva SDOF e alla bilineare;

II)  $K^* = F_y^*/d_y^*$       rigidità secante.

Il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,60 \cdot F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente ( $F_{bu}^*$  = resistenza massima del sistema equivalente - *Figura 10.10*).

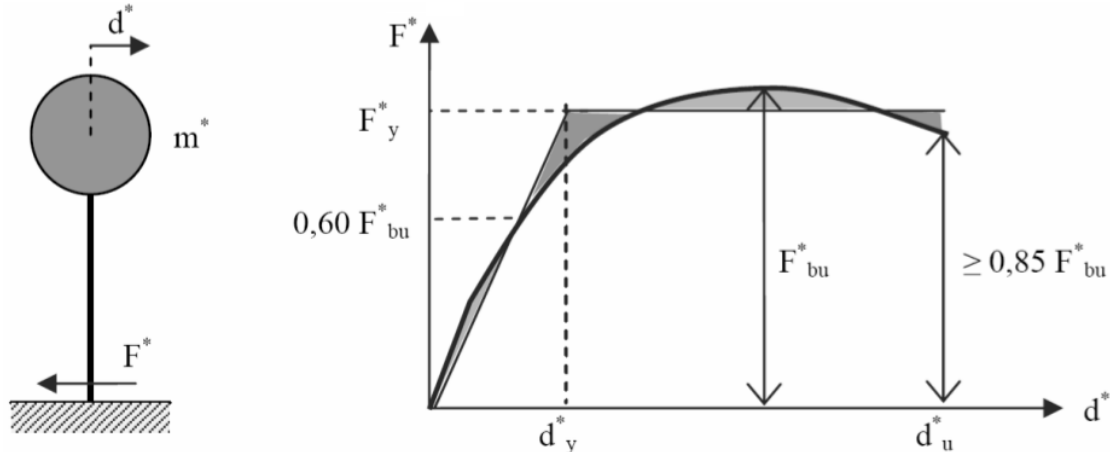


Figura 10.9: Curva di capacità SDOF e bilatera (Figura C7.3.1 - Circ. 619/09)

### - Rigidezza secante ( $k^*$ )

Dalla relazione (I) si ha:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} = \frac{0,60 \cdot F_{bu}^*}{d^*(0,60 \cdot F_{bu}^*)} = \frac{1765583 \text{ N}}{0,1148 \text{ cm}} = \mathbf{15\,378\,103 \text{ N/cm}}$$

Dove:

$F_{bu}^* = F_{max} = 2942638 \text{ N}$  (forza massima del sistema equivalente - SDOF);

$d^*(0,60 \cdot F_{bu}^*) = 0,1148 \text{ cm}$  (spostamento sulla curva SDOF in corrispondenza della forza  $0,60 \cdot F_{bu}^*$ );

essendo  $0,60 \cdot F_{bu}^* = 0,60 \cdot 2942638 \text{ N} = \mathbf{1765583 \text{ N}}$ , tale spostamento si ottiene come interpolazione tra i seguenti due punti della curva SDOF (tra cui ricade  $0,60 \cdot F_{bu}^* = 1765583 \text{ N}$ ):

11 -> (d; F) <sub>11</sub> = (0,1079 cm; 1688142 N)	-> $d^*(0,60 \cdot F_{bu}^*) = d_{11} + \frac{(0,6 \cdot F_{bu}^* - F_{11}) \cdot (d_{12} - d_{11})}{(F_{12} - F_{11})} =$
12 -> (d; F) <sub>12</sub> = (0,1233 cm; 1861523 N)	$= 0,1079 + \frac{(1765583 - 1688142) \cdot (0,1233 - 0,1079)}{(1861523 - 1688142)} =$
	$= 0,1079 + \frac{77441 \cdot 0,0154}{173381} = 0,1079 + 0,0069 = \mathbf{0,1148}$

### - Forza di snervamento ( $F_y^*$ )

Dalla relazione (II) esplicitiamo  $d_y^* = F_y^*/k^*$  e sostituendo nella (I) si ottiene:

$$F_y^* \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{F_y^*}{k^*} \right) + \left( d_u^* - \frac{F_y^*}{k^*} \right) \cdot F_y^* = E_m \rightarrow \frac{(F_y^*)^2}{2 \cdot k^*} + d_u^* \cdot F_y^* - \frac{(F_y^*)^2}{k^*} = E_m \rightarrow -\frac{(F_y^*)^2}{2 \cdot k^*} + d_u^* \cdot F_y^* = E_m \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{(F_y^*)^2}{2 \cdot k^*} - d_u^* \cdot F_y^* + E_m = 0.$$

Considerando che:

$d_u^* = 0,3068$  cm (spostamento massimo sulla curva SDOF);  
 $k^* = 15\,378\,103$  N/cm (rigidezza secante);  
 $E_m = 580\,830$  Ncm (area sottesa alla curva SDOF).

Dalla risoluzione della seguente equazione di II grado risulta:

$$F_y^* = \frac{d_u^* \pm \sqrt{(d_u^*)^2 - 4 \cdot \frac{1}{2 \cdot k^*} \cdot E_m}}{2 \cdot \frac{1}{2 \cdot k^*}} = (\text{considerando quella con il segno meno essendo } < \text{ di } F_{bu}^*) =$$

$$= \frac{0,3068 \text{ cm} - \sqrt{(0,3068 \text{ cm})^2 - 2 \cdot \frac{1}{15378103 \text{ N/cm}} \cdot 580830 \text{ Ncm}}}{\frac{1}{15378103 \text{ N/cm}}} = \mathbf{2\,622\,007 \text{ N.}}$$

- **Spostamento allo snervamento ( $d_y^*$ )**

Noto il valore della forza di snervamento possiamo calcolare:

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*} = \frac{2622007 \text{ N}}{15378103 \text{ N/cm}} = \mathbf{0,1705 \text{ cm.}}$$

Dove:

$F_y^* = 2622007$  N;  
 $k^* = 15378103$  N/cm;

- **Confronto**

Relativamente ai parametri appena calcolati, riportiamo di seguito il confronto tra il calcolo manuale e i risultati di EdiLus.

Calcolo Manuale			
$E_m = A_{SDOF}$	$k^* = k_{sec}$	$F_y^* = F_{Snv,Blt}$	$d_y^* = d_{Snv,Blt}$
[Nm]	[N/cm]	[N]	[cm]
5 808	15 378 103	2 622 007	0,1705

Calcolo EdiLus								
$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$	$(d, F)_{Snv,Blt}$					
			SLV SLD	$K_{sec}$	F	$\delta$	$A_{SDOF}$	T
		[Ns <sup>2</sup> /m]	[N/cm]	[N]	[cm]	[N·m]	[s]	
<b>Direzione sisma in +X - Proporzionale I Modo vibrazione</b>								
1,388	3	279.700	SLV SLD	15.376.275	2.621.795	0,171	5.807	0,085
			SLD	15.376.275	2.621.795	0,171	5.807	0,085

**b) SLD**

Anche in questo caso vale quanto detto al **PASSO I** punto **b)**.

**PASSO V: determinazione risposta massima sistema equivalente ( $d_{max,SDOF}^*$ )**

Per determinare la risposta massima del sistema SDOF, occorre effettuare il calcolo dei successivi parametri:

- **Periodo della bi-lineare ( $T^*$ )**

Il periodo elastico ( $T^*$ ) del sistema bi-lineare equivalente vale:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2797 \text{ Ns}^2 / \text{cm}}{15378103 \text{ N/cm}}} = \mathbf{0,085 \text{ s.}}$$

Dove:

$m^* = 279\,700$  Ns<sup>2</sup>/m = 2797,00 Ns<sup>2</sup>/cm (massa equivalente - presa da EdiLus);  
 $k^* = 15378103$  N/cm (rigidezza secante).

## - Parametri sismici allo SLV/SLD

Si riportano di seguito i parametri sismici, allo SLV ed SLD, che saranno utili nel prosieguo.

<i>SL</i>	<i>S</i> [--]	<i>T<sub>B</sub></i> [s]	<i>T<sub>C</sub></i> [s]	<i>T<sub>D</sub></i> [s]	<i>η</i> [--]
<b>SLD</b>	1,500	0,159	0,478	1,869	1,00
<b>SLV</b>	1,427	0,190	0,571	2,368	

Dove:

$$S = S_S \cdot S_T = \begin{cases} = S_{S,SLD} \cdot S_T = 1,500 \cdot 1,00 = 1,500 & \text{(SLD)} \\ = S_{S,SLV} \cdot S_T = 1,427 \cdot 1,00 = 1,427 & \text{(SLV)} \end{cases}$$

$S_{S,SLD} = 1,500$  (coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLD).

$S_{S,SLV} = 1,427$  (coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLV).

$S_T = 1,00$  (coefficienti di Amplificazione Topografica).

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = \begin{cases} = C_{C,SLD} \cdot T_{C,SLD}^* = 1,548 \cdot 0,309 = 0,478 \text{ s} & \text{(SLD)} \\ = C_{C,SLV} \cdot T_{C,SLV}^* = 1,418 \cdot 0,402 = 0,570 \text{ s} & \text{(SLV)} \end{cases} \text{ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto}$$

$C_{C,SLD} = 1,548$  (coefficienti di Amplificazione di  $T_C$  allo SLD).

$C_{C,SLV} = 1,418$  (coefficienti di Amplificazione di  $T_C$  allo SLV).

$T_{C,SLD}^* = 0,309$  s (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale allo SLD).

$T_{C,SLV}^* = 0,402$  s (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale allo SLV).

$$T_B = T_C/3 = \begin{cases} = T_{C,SLD}/3 = 0,478/3 = 0,159 \text{ s} & \text{(SLD)} \\ = T_{C,SLV}/3 = 0,570/3 = 0,190 \text{ s} & \text{(SLV)} \end{cases} \text{ periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto}$$

$T_{C,SLD} = 0,478$  s.

$T_{C,SLV} = 0,570$  s.

$$T_D = 4 \cdot a_g/g + 1,6 = \begin{cases} = 4 \cdot (a_g/g)_{SLD} + 1,6 = 4 \cdot 0,0673 + 1,6 = 1,869 \text{ s} & \text{(SLD)} \\ = 4 \cdot (a_g/g)_{SLV} + 1,6 = 4 \cdot 0,1921 + 1,6 = 2,368 \text{ s} & \text{(SLD)} \end{cases} \text{ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto}$$

$(a_g/g)_{SLD} = 0,0673$  (coefficiente di accelerazione al suolo allo SLD).

$(a_g/g)_{SLV} = 0,1921$  (coefficiente di accelerazione al suolo allo SLV).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1,00.$$

$\xi = 5$  (coefficiente viscoso equivalente).

## - Rapporto $q^*$

Per il calcolo di  $d_{max,SDOF}^*$  è importante conoscere (allo SLV) anche la grandezza  $q^*$ , data dalla seguente relazione:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \rightarrow$$

rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare.

Nella precedente relazione occorre calcolare  $S_e(T^*)$ .

Quindi, occorre vedere (*Figura 10.11*) su quale tratto dello spettro elastico rientriamo con il valore di  $T^*$  (0,083 s).

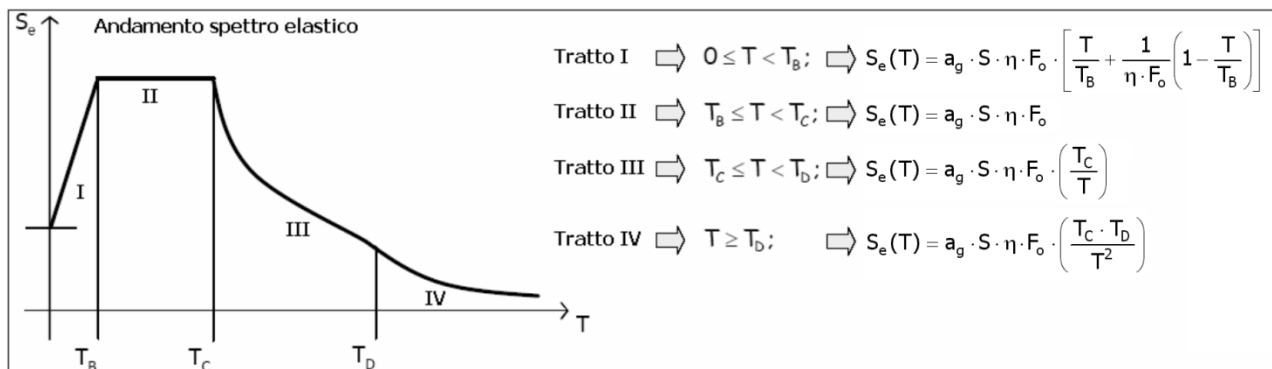


Figura 10.10: Tratti dello spettro elastico

Essendo  $0 \leq T^* < T_B \rightarrow$  siamo sul tratto I per cui:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T^*}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T^*}{T_B} \right) \right] = 1,885 \cdot 1,427 \cdot 1 \cdot 2,370 \cdot \left[ \frac{0,085}{0,190} + \frac{1}{1 \cdot 2,37} \cdot \left( 1 - \frac{0,085}{0,19} \right) \right] =$$

$$= 6,373 \cdot [0,446 + 0,234] = \mathbf{4,331 \text{ m/s}^2}.$$

Dove:

$$a_g = a_{g,SLV} = (a_g/g)_{SLV} \cdot g = 0,1921 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1,885 \text{ m/s}^2 \text{ (accelerazione al suolo allo SLV);}$$

$$(a_g/g)_{SLV} = 0,1921 \text{ (coefficiente di accelerazione al suolo allo SLV).}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2 \text{ (accelerazione di gravità).}$$

$$S = S_{SLV} = 1,427;$$

$$\eta = 1,00;$$

$$F_0 = 2,370 \text{ (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale - vedi Tab. 3);}$$

$$T_B = T_{B,SLV} = 0,190 \text{ s (periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto allo SLV);}$$

$$T^* = 0,083 \text{ s (periodo del sistema equivalente SDOF).}$$

Quindi, il valore di  $q^*$  è pari a:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = \frac{4,331 \text{ m/s}^2 \cdot 279700 \text{ Ns}^2 / \text{m}}{2622007 \text{ N}} = \mathbf{0,4621} (< 4 \rightarrow \text{vedi N.B.}).$$

Dove:

$$S_e(T^*) = 4,331 \text{ m/s}^2;$$

$$m^* = 279700 \text{ Ns}^2/\text{m} \text{ (massa equivalente - presa da EdiLus);}$$

$$F_y^* = 2622007 \text{ N.}$$

#### N.B.

In ogni caso il  $q^* < 4$  come previsto al **§ 7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA** del DM 18.

A questo punto abbiamo tutti i dati per poter calcolare la risposta massima del sistema SDOF ( $d_{\max,SDOF}^*$ ) allo SLV e SLD.

#### a) Calcolo $d_{\max,SDOF}^*(SLV)$

Essendo:

- $T^* (0,085) < T_{C,SLV} (0,570)$ ;
- $q^* (0,4621) < 1$ ;
- $0 \leq T^* (0,085) < T_{B,SLV} (0,190)$ ;

con riferimento allo schema riportato di seguito:

$T^* \geq T_c \Rightarrow$	$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T^*} \right) \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2$				
$T^* < T_c \Rightarrow$	$q^* > 1$	$\Rightarrow d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$			
	$q^* \leq 1$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 5px;"><math>T_B \leq T^* &lt; T_c</math></td> <td style="padding: 5px;"><math>\Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2</math></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"><math>0 \leq T^* &lt; T_B</math></td> <td style="padding: 5px;"><math>\Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T^*}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T^*}{T_B} \right) \right) \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2</math></td> </tr> </table>	$T_B \leq T^* < T_c$	$\Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2$	$0 \leq T^* < T_B$
$T_B \leq T^* < T_c$	$\Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2$				
$0 \leq T^* < T_B$	$\Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T^*}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T^*}{T_B} \right) \right) \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2$				

risulta:

$$\begin{aligned}
 d_{\max, \text{SDOF}}^* (\text{SLV}) &= d_{e, \max}^* = S_{De} (T^*) = a_{g, \text{SLV}} \cdot S_{\text{SLV}} \cdot \eta \cdot F_{0, \text{SLV}} \cdot \left[ \frac{T^*}{T_{B, \text{SLV}}} + \frac{1}{\eta \cdot F_{0, \text{SLV}}} \cdot \left( 1 - \frac{T^*}{T_{B, \text{SLV}}} \right) \right] \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2 = \\
 &= 1,885 \text{ m/s}^2 \cdot 1,427 \cdot 1 \cdot 2,370 \cdot \left[ \frac{0,085 \text{ s}}{0,190 \text{ s}} + \frac{1}{1 \cdot 2,370} \cdot \left( 1 - \frac{0,085 \text{ s}}{0,190 \text{ s}} \right) \right] \cdot \left( \frac{0,085 \text{ s}}{2 \cdot \pi} \right)^2 = \\
 &= 6,3726 \text{ m/s}^2 \cdot [0,6797] \cdot (0,0135 \text{ s})^2 = 0,0007879 \text{ m} = \mathbf{0,07879 \text{ cm}}.
 \end{aligned}$$

Dove:

$$\begin{aligned}
 a_{g, \text{SLV}} &= 1,885 \text{ m/s}^2; \\
 S_{\text{SLV}} &= 1,427; \\
 \eta &= 1,00; \\
 F_{0, \text{SLV}} &= 2,370; \\
 T^* &= 0,085 \text{ s}; \\
 T_B &= T_{B, \text{SLV}} = 0,190 \text{ s}.
 \end{aligned}$$

### b) Calcolo $d_{\max, \text{SDOF}}^* (\text{SLD})$

Ripetendo anche allo SLD lo stesso procedimento visto in precedenza si ha:

- $T^* (0,085) < T_{c, \text{SLD}} (0,478)$
- $q^* (0,4621) < 1$ ;
- $T^* (0,085) < T_{B, \text{SLD}} (0,159)$

Per cui risulta:

$$\begin{aligned}
 d_{\max, \text{SDOF}}^* (\text{SLD}) &= d_{e, \max}^* = S_{De} (T^*) = a_{g, \text{SLD}} \cdot S_{\text{SLD}} \cdot \eta \cdot F_{0, \text{SLD}} \cdot \left[ \frac{T^*}{T_{B, \text{SLD}}} + \frac{1}{\eta \cdot F_{0, \text{SLD}}} \cdot \left( 1 - \frac{T^*}{T_{B, \text{SLD}}} \right) \right] \cdot \left( \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2 = \\
 &= 0,660 \text{ m/s}^2 \cdot 1,500 \cdot 1 \cdot 2,360 \cdot \left[ \frac{0,085 \text{ s}}{0,159 \text{ s}} + \frac{1}{1 \cdot 2,360} \cdot \left( 1 - \frac{0,085 \text{ s}}{0,159 \text{ s}} \right) \right] \cdot \left( \frac{0,085 \text{ s}}{2 \cdot \pi} \right)^2 = \\
 &= 2,337 \text{ m/s}^2 \cdot [0,7302] \cdot (0,0135 \text{ s})^2 = 0,0003104 \text{ m} = \mathbf{0,03104 \text{ cm}}.
 \end{aligned}$$

Dove:

$$\begin{aligned}
 a_{g, \text{SLD}} &= (a_g/g)_{\text{SLD}} \cdot g = 0,0673 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,660 \text{ m/s}^2; \\
 S_{\text{SLD}} &= 1,500; \\
 \eta &= 1,00; \\
 F_{0, \text{SLD}} &= 2,360; \\
 T^* &= 0,083 \text{ s}; \\
 T_B &= T_{B, \text{SLD}} = 0,159 \text{ s}.
 \end{aligned}$$

### - Confronto

Relativamente ai parametri appena calcolati e presenti nei tabulati, riportiamo di seguito il confronto tra il calcolo manuale e i risultati di EdiLus.

Calcolo Manuale							
$T^* = T$				$q^*$			
[s]				[-]			
0,085				0,4621			
Calcolo EdiLus							
T	PGA	PGA <sub>SLD</sub> piani	$\alpha_u / \alpha_1$	$q^*$	X	Y	Z
[s]					[m]	[m]	[m]
0,085	1,067	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50
0,085	0,997						

## PASSO VI: determinazione risposta effettiva dell'edificio ( $d^*_{max,MDOF}$ )

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo dell'EDIFICIO (MDOF) risulta pari a:

$$d^*_{max,MDOF}(SL) = \Gamma \cdot d^*_{max,SDOF}(SL).$$

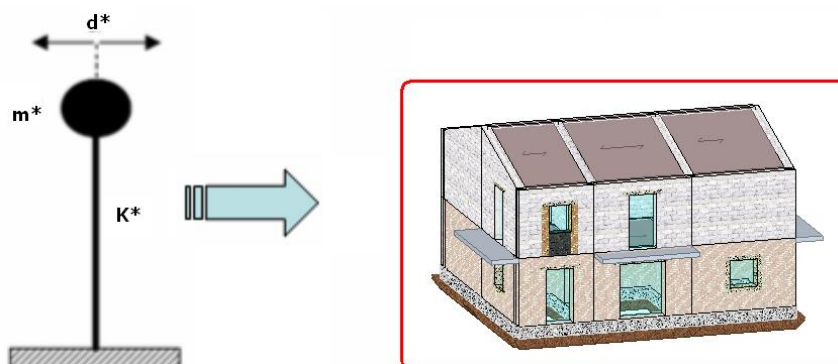


Figura 10.11: Risposta effettiva dell'edificio

Per cui si ha:

### a) Risposta massima allo SLV [ $d^*_{max,MDOF}(SLV) = d_D(SLV)$ ]

Si ottiene moltiplicando per  $\Gamma$  (*coefficiente di partecipazione*) lo spostamento massimo del sistema SDOF allo SLV. Quindi, con riferimento al **passo V** si ha:

$$d_{D,SLV} = d^*_{max,MDOF}(SLV) = \Gamma \cdot d^*_{max,SDOF}(SLV) = 1,388 \cdot 0,07879 \text{ cm} = \mathbf{0,1094 \text{ cm}}.$$

Dove:

$$\Gamma = 1,388;$$

$$d^*_{max,SDOF}(SLV) = 0,07879 \text{ cm}.$$

### b) Risposta massima allo SLD [ $d^*_{max,MDOF}(SLD) = d_D(SLD)$ ]

Si ottiene moltiplicando per  $\Gamma$  (*coefficiente di partecipazione*) lo spostamento massimo del sistema SDOF allo SLD. Quindi, con riferimento al **passo V** si ha:

$$d_{D,SLD} = d^*_{max,MDOF}(SLD) = \Gamma \cdot d^*_{max,SDOF}(SLD) = 1,388 \cdot 0,03104 \text{ cm} = \mathbf{0,04309 \text{ cm}}.$$

Dove:

$$\Gamma = 1,388;$$

$$d^*_{max,SDOF}(SLD) = 0,03104 \text{ cm}.$$

### - Confronto

Relativamente ai parametri appena calcolati, riportiamo di seguito il confronto tra il calcolo manuale e i risultati di EdilUS.

Calcolo Manuale																
$d_{D,SLV}$ (Domanda di spostamento allo SLV)							$d_{D,SLD}$ (Domanda di spostamento allo SLD)									
[cm]							[cm]									
0,1094							0,04309									
Calcolo EdilUS																
$\Gamma$	$K_{stop}$	$M_{Eq}$	SLV	SLD	$K_{rac}$	F	$\delta$	$A_{SDOF}$	T	PGA	PGA <sub>SLD piani</sub>	$\alpha_0/\alpha_1$	$q^*$	X	Y	Z
	(N/m)	(N/m)	(N/cm)	(N/cm)	(N/cm)	(N)	(cm)	(N/m)	(s)					(m)	(m)	(m)
Direzione sisma in +X - Proporzionale I Modo vibrazione																
1,388	3	279,700	SLV	SLD	15,376,275	2,621,795	0,171	5,807	0,085	1,067	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50
			SLV	SLD	15,376,275	2,621,795	0,171	5,807	0,085	0,997						
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).																
Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Pnt Cntr							
0	0	0,0000	1	30,082	0,0017	2	177,264	0,0102								
3	417,817	0,0244	4	658,570	0,0389	5	899,223	0,0535								
6	1.139,876	0,0683	7	1.380,529	0,0832	8	1.621,182	0,0985								
9	1.861,825	0,1144	10	2.102,488	0,1313	11	2.343,141	0,1498								
12	2.583,794	0,1712	13	2.824,447	0,1960	14	3.065,100	0,2249								
15	3.305,753	0,2577	16	3.546,406	0,3038	17	3.787,059	0,3538								
18	4.027,712	0,4018	19	4.084,382	0,4258											
CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0,426																
CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0,426																
Domanda spostamento allo SLV (cm): 0,109																
Domanda spostamento allo SLD (cm): 0,043																
Verifica allo SLV: Verificata																
Verifica allo SLD: Verificata																

## PASSO VII: calcolo della PGA

La PGA di "calcolo" viene determinata applicando la seguente relazione:

$$PGA_{d,SL} = \frac{d_C(SL)}{d_D(SL)} \cdot S_{SL} \cdot (a_g/g)_{SL}$$

dove:

$(a_g/g)_{SL}$ , accelerazione di picco al suolo della zona, per lo SL considerato;  
 $d_C(SL)$  = CAPACITÀ di spostamento della struttura, per lo SL considerato;  
 $d_D(SL)$  = DOMANDA di spostamento della struttura, per lo SL considerato.

Quindi, per il caso in esame, si ha:

### a) SLV ( $PGA_{d,SLV}$ )

$$PGA_{d,SLV} = \frac{d_{C,SLV}}{d_{D,SLV}} \cdot S_{SLV} \cdot (a_g/g)_{SLV} = \frac{0,4258\text{cm}}{0,1094\text{cm}} \cdot 1,427 \cdot 0,1921 = \mathbf{1,067}$$

Dove:

$d_{C,SLV} = 0,4258$  cm (vedi Passo II);  
 $d_{D,SLV} = 0,1094$  cm (vedi Passo VI);  
 $S_{SLV} = 1,427$ ;  
 $(a_g/g)_{SLV} = 0,1921$ .

### b) SLD ( $PGA_{d,SLD}$ )

$$PGA_{d,SLD} = \frac{d_{C,SLD}}{d_{D,SLD}} \cdot S_{SLD} \cdot (a_g/g)_{SLD} = \frac{0,4258\text{cm}}{0,0431\text{cm}} \cdot 1,500 \cdot 0,0673 = \mathbf{0,998}$$

Dove:

$d_{C,SLD} = 0,4258$  cm (vedi Passo II);  
 $d_{D,SLD} = 0,0431$  cm (vedi Passo VI);  
 $S_{SLD} = 1,500$ ;  
 $(a_g/g)_{SLD} = 0,0673$ .

### - Confronto

Relativamente ai parametri appena calcolati, riportiamo di seguito il confronto tra il calcolo manuale e i risultati di EdiLus.

Calcolo Manuale							
PGA <sub>SLV</sub>				PGA <sub>SLD</sub>			
[-]				[-]			
0,903				0,844			
Calcolo EdiLus							
T [s]	PGA	PGA <sub>SLD</sub> piani	$\alpha_u/\alpha_1$	q*	Pnt Cntr		
					X [m]	Y [m]	Z [m]
0,085	1,067	77,261	3,58	0,46	5,61	0,27	7,50
0,085	0,997						

## PASSO VIII: determinazione del rapporto $\alpha_u/\alpha_1$

Il calcolo manuale di tale valore è praticamente impossibile da eseguire per cui ci limitiamo a dare la sua definizione e come viene calcolato in EdiLus.

- Definizione di  $\alpha_u/\alpha_1$

Rapporto tra la forza ultima ( $F_u$ ) e la forza che determina il passaggio nel campo plastico ( $F_1$  = ultima forza del campo elastico):

$$\alpha_u/\alpha_1 = F_u/F_1.$$

- Calcolo in EdiLus

$F_u$ : forza ultima (forza in corrispondenza dello spostamento ultimo);

$F_1$ : forza in corrispondenza della quale c'è una prima intera sezione di integrazione/verifica dei maschi che ha abbandonato il comportamento elastico.

## 11 (MU) - Test di Validazione n.11 (Calcolo $T_{RC}$ PGA)

Titolo: **Calcolo periodo di ritorno  $T_{RC}$  associato alla PGA.**

Di seguito si espone il procedimento impiegato per il calcolo della Capacità in termini di periodo di ritorno ( $T_{RC}$ ) relativo alla PGA associata ad un meccanismo di rottura.

### Premessa

Il calcolo del periodo di ritorno relativo ad una PGA si ottiene mediante i seguenti passi:

#### PASSO 1 -> Trasformazione PGA in accelerazione

Data la generica PGA questa viene trasformata in accelerazione mediante la seguente relazione:

$$a_{g,PGA} = PGA \cdot 10 / (S_s \cdot S_T).$$

#### PASSO 2 -> Individuazione dei punti reticolo

Dalle coordinate del punto (Latitudine e Longitudine) di inserimento della struttura, si individuano i 4 punti del reticolo in cui questo ricade.

#### PASSO 3 -> Calcolo periodo di ritorno ( $T_{R,i}$ ) dei 4 punti del reticolo

Per ogni punto della reticolo abbiamo 9 colonne di periodo  $T_R$  (vedi Figura).

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
			$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.28
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.28
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.466	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.29
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.909	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	6.6096	45.188	0.284	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.006	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29
13112	6.6153	45.139	0.286	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.50	0.25	0.695	2.47	0.25	1.005	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.44	0.29
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.586	2.51	0.25	0.694	2.48	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.44	0.29
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.25	0.996	2.45	0.27	1.325	2.44	0.28	1.828	2.44	0.29
13778	6.6325	44.989	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.686	2.49	0.25	0.989	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.29
14000	6.6383	44.939	0.286	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.426	2.52	0.22	0.502	2.50	0.24	0.576	2.52	0.24	0.679	2.49	0.25	0.981	2.45	0.27	1.307	2.44	0.28	1.807	2.44	0.29

Figura 11.1: Parametri sismici NTC18

Per ognuno dei quattro punti della maglia (riga della precedente tabella) entriamo con il valore di  $a_{g,PGA}$  ed individuando il periodo  $T_{R,i}$  tenendo conto dei seguenti criteri:

- $a_{g,PGA} \leq a_{g,30}$ : se  $a_{g,PGA}$  è minore della  $a_g$  relativa a  $T_R = 30$  ( $a_{g,30}$ ) il periodo è dato da:

$$T_{R,i} = (a_{g,PGA}/a_{g,30}) \cdot T_{R,30} = (a_{g,PGA}/a_{g,30}) \cdot 30.$$

- $a_{g,PGA} \geq a_{g,2475}$ : se  $a_{g,PGA}$  è maggiore della  $a_g$  relativa a  $T_R = 2475$  ( $a_{g,2475}$ ) il periodo è dato da:

$$T_{R,i} = (a_{g,PGA}/a_{g,2475}) \cdot T_{R,2475} = (a_{g,PGA}/a_{g,2475}) \cdot 2475.$$

- $a_{g,30} \leq a_{g,PGA} \leq a_{g,2475}$ : se  $a_{g,PGA}$  è compreso tra la  $a_g$  relativa a  $T_R = 30$  e  $T_R = 2475$  il periodo è dato dalla relazione dell'allegato B delle NTC 2008 seguente:

$$T_{R,i} = T_{R1} \cdot 10^{\frac{[\log(a_{g,PGA}) - \log(a_{g1})] \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \left[\log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right)\right]^{-1}}{1}}.$$

Dove:

$a_{g1}$  e  $a_{g2}$ : accelerazioni della tabella (reticolo) tra cui ricade  $a_{g,PGA}$ ;

$T_{R1}$  e  $T_{R2}$ : periodi di ritorno corrispondenti, rispettivamente,  $a_{g1}$  e  $a_{g2}$ .

#### PASSO 4 -> Calcolo periodo di ritorno $T_{RC}$ corrispondente alla PGA

Noti i 4 periodi  $T_{R,i}$  dei 4 punti del reticolo e le distanze ( $d_i$ ) del punto della struttura dai vertici della maglia, calcoliamo il periodo di ritorno  $T_R$  (che viene stampato) mediante la media pesata in base alla distanza.

$$T_R = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{T_{R,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} = \frac{T_{R,1}/d_1 + T_{R,2}/d_2 + T_{R,3}/d_3 + T_{R,4}/d_4}{1/d_1 + 1/d_2 + 1/d_3 + 1/d_4}.$$

## Esempio

Il file di Edilus-MU è: **MU\_04\_Esistente\_NL(MOD).EDL**

### - Parametri Sismici -

I parametri sismici utilizzati nel calcolo sono riassunti nelle successive tabelle:

Tab. 1: Parametri Edificio

Classe [-]	Vita Nominale [anni]	Periodo di Riferimento [anni]	Tipo Terreno [-]
3	50	75	C

Tab. 2: Coordinate Geografiche

Latitudine	Longitudine
43.603828	13.539674

Tab. 3: Parametri Sismici

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> *	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>	S <sub>T</sub>	ξ
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[%]
Stato Limite Operatività	45	0,0528	1,500	0,280	1,500	1,598	1,00	5
Stato Limite Danno	75	0,0705	1,500	0,286	1,500	1,588		
Stato Limite Salvaguardia Vita	712	0,2012	1,402	0,303	1,402	1,557		
Stato Limite Prevenzione Collasso	1462	0,2624	1,307	0,314	1,307	1,538		

Legenda:

T<sub>r</sub> = Periodo di ritorno dell'azione sismica;

a<sub>g</sub>/g = Accelerazione orizzontale massima del terreno;

F<sub>0</sub> = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T<sub>c</sub>\* = Periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S<sub>s</sub> = Coefficiente di amplificazione stratigrafica;

C<sub>c</sub> = Coefficiente di amplificazione di T<sub>c</sub>;

S<sub>T</sub> = Coefficiente di amplificazione topografica;

ξ = Coefficiente viscoso equivalente.

### - Calcolo T<sub>RC</sub> -

Con riferimento alla successiva tabella "Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile", presente nell'elaborato "Schada di Vulnerabilità", si procede al calcolo del T<sub>RC</sub> delle PGA dei meccanismi evidenziati:

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile	
			PGA <sub>c</sub> [a <sub>g</sub> /g]	T <sub>RC</sub> [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.8380	>2475
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.5380	>2475
SLV	Carico Limite Terreno	TER	3.0930	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.8732	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.1720	218
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0479	24
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.2162	368
SLV	Taglio	CA	0.2315	431

### • T<sub>RC</sub> per PGA "Rottura nel Piano del Maschio" -

#### PASSO 1 -> Trasformazione PGA in accelerazione

Trasformiamo la PGA = PGA<sub>a</sub> = 0,0479 in accelerazione mediante la relazione:

$$a_{g,PGAa} = PGA_a \cdot 10 / (S_s \cdot S_T) = 0,0479 \cdot 10 / (1,40 \cdot 1,00) = 0,34214 \text{ m/s}^2.$$

Con:

PGA<sub>a</sub> = 0,0479;

S<sub>s</sub> = 1,40;

S<sub>T</sub> = 1,00.

#### PASSO 2 -> Individuazione dei punti reticolo

I vertici del reticolo in cui cade il punto in esame hanno le seguenti coordinate:

Punto	ID	LONGITUDINE	LATITUDINE
1	20757	13.49	43.635
2	20758	13.559	43.635
3	20979	13.49	43.585
4	20980	13.559	43.585

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune
 

REGIONE  
 Piemonte ▼

PROVINCIA  
 Torino ▼

COMUNE  
 Agliè ▼

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta II

Variabilità dei parametri II

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri II

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata ▼

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 11.2: ID punti reticolo

### PASSO 3 -> Calcolo periodo di ritorno ( $T_{R,i}$ ) dei 4 punti del reticolo

#### - Punto 1 (ID: 20757; LON: 43.635 - LAT: 13.49)

Essendo  $a_{g,PGAa} = 0,34214 < a_{g,1,30} = 0,422$  si ha:

$$T_{R,1} = (a_{g,PGAa}/a_{g,1,30}) \cdot 30 = (0,34214/0,422) \cdot 30 = \mathbf{24,32 \text{ anni}}$$

Con:

$$a_{g,PGAa} = 0,34214 \text{ m/s}^2;$$

$$a_{g,1,30} = 0,422 \text{ m/s}^2.$$

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
			$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$	$a_g$	$F_o$	$T_C$
10989	13.49	45.835	0.408	2.62	0.23	0.643	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.856	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.51	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32
20757	13.49	43.635	0.422	2.46	0.28	0.564	2.56	0.28	0.693	2.49	0.28	0.861	2.44	0.28	1.006	2.46	0.28	1.199	2.45	0.29	1.738	2.45	0.29	2.283	2.49	0.31	3.196	2.51	0.32
22089	13.49	43.335	0.518	2.41	0.28	0.658	2.42	0.29	0.776	2.46	0.29	0.907	2.47	0.30	1.048	2.48	0.31	1.254	2.44	0.32	1.829	2.46	0.32	2.397	2.50	0.32	3.350	2.47	0.34

 Figura 11.3: parametri sismici punto 1 per  $a_{g,PGAa}$ 

#### - Punto 2 (ID: 20758; LON: 43.635 - LAT: 13.559)

Essendo  $a_{g,PGAa} = 0,34214 < a_{g,2,30} = 0,398$  si ha:

$$T_{R,2} = (a_{g,PGAa}/a_{g,2,30}) \cdot 30 = (0,34214/0,398) \cdot 30 = \mathbf{25,78 \text{ anni}}$$

Con:

$$a_{g,PGAa} = 0,34214 \text{ m/s}^2;$$

$$a_{g,2,30} = 0,398 \text{ m/s}^2.$$

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
21868	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20798	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32
20536	13.559	43.685	0.380	2.48	0.27	0.506	2.52	0.28	0.591	2.58	0.29	0.724	2.46	0.29	0.858	2.49	0.29	1.008	2.50	0.29	1.474	2.47	0.30	1.945	2.50	0.31	2.707	2.54	0.32

Figura 11.4: parametri sismici punto 2 per a<sub>g,PGAa</sub>

- **Punto 3 (ID: 20979; LON: 43.585 - LAT: 13.49)**

Essendo a<sub>g,PGAa</sub> = 0,34214 < a<sub>g,3,30</sub> = 0,444 si ha:

$$T_{R,3} = (a_{g,PGAa}/a_{g,3,30}) \cdot 30 = (0,34214/0,444) \cdot 30 = \mathbf{23,11 \text{ anni}}$$

Con:

a<sub>g,PGAa</sub> = 0,34214 m/s<sup>2</sup>;  
a<sub>g,3,30</sub> = 0,444 m/s<sup>2</sup>.

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
11433	13.49	45.735	0.328	2.60	0.21	0.422	2.58	0.24	0.490	2.61	0.26	0.555	2.63	0.28	0.647	2.56	0.30	0.760	2.53	0.32	1.030	2.57	0.36	1.328	2.61	0.37	1.783	2.67	0.38
10989	13.49	45.835	0.408	2.52	0.23	0.543	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.866	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.61	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32

Figura 11.5: parametri sismici punto 3 per a<sub>g,PGAa</sub>

- **Punto 4 (ID: 20980; LON: 43.585 - LAT: 13.559)**

Essendo a<sub>g,PGAa</sub> = 0,34214 < a<sub>g,4,30</sub> = 0,422 si ha:

$$T_{R,4} = (a_{g,PGAa}/a_{g,4,30}) \cdot 30 = (0,34214/0,422) \cdot 30 = \mathbf{24,32 \text{ anni}}$$

Con:

a<sub>g,PGAa</sub> = 0,34214 m/s<sup>2</sup>;  
a<sub>g,4,30</sub> = 0,422 m/s<sup>2</sup>.

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
21868	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20798	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32

Figura 11.6: parametri sismici punto 4 per a<sub>g,PGAa</sub>

**PASSO 4 -> Calcolo periodo di ritorno T<sub>RC</sub> corrispondente alla PGA**

Le distanze del punto del "sito" dai vertici del reticolo sono:

- d<sub>1</sub> = 5305 m (distanza del "sito" dal punto 1);
- d<sub>2</sub> = 5305 m (distanza del "sito" dal punto 2);
- d<sub>3</sub> = 4530 m (distanza del "sito" dal punto 3);
- d<sub>4</sub> = 2615 m (distanza del "sito" dal punto 4).

Per cui:

$$T_R = \frac{\sum_{i=1}^4 T_{R,i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} = \frac{24,32 / 5305 + 25,78 / 5305 + 23,11 / 4530 + 24,32 / 2615}{1 / 5305 + 1 / 5305 + 1 / 4530 + 1 / 2615} = \frac{0,023853}{0,000980} = 24,33 \text{ anni} \rightarrow \mathbf{24 \text{ anni}}$$

**T<sub>RC</sub> -> PGA "Pressoflessione Fuoripiano del Maschio" -**

**PASSO 1 -> Trasformazione PGA in accelerazione**

Trasformiamo la PGA = PGA<sub>b</sub> = 0,1720 in accelerazione mediante la relazione:

$$a_{g,PGA_b} = PGA_b \cdot 10 / (S_s \cdot S_T) = 0,1720 \cdot 10 / (1,40 \cdot 1,00) = \mathbf{1,22857 \text{ m/s}^2}$$

Con:

PGA<sub>b</sub> = 0,1720;  
S<sub>s</sub> = 1,40;  
S<sub>T</sub> = 1,00.

**PASSO 2 -> Individuazione dei punti reticolo**

Vedi PASSO 2 del punto "T<sub>RC</sub> per PGA "Rottura nel Piano del Maschio".

**PASSO 3 -> Calcolo periodo di ritorno (T<sub>R,i</sub>) dei 4 punti del reticolo**

**- Punto 1 (ID: 20757; LON: 43.635 - LAT: 13.49)**

Essendo a<sub>g,1,201</sub> (1,199) < a<sub>g,PGAb</sub> (1,22857) < a<sub>g,1,475</sub> (1,738) si ha:

$$T_{R,1} = T_{R1} \cdot 10^{\left[ \log(a_{g,PGA}) - \log(a_{g1}) \right] \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \left[ \log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \right]^{-1}} = \mathbf{212,86 \text{ anni.}}$$

Con:

- a<sub>g,PGA</sub> = a<sub>g,PGAb</sub> = 1,22857 m/s<sup>2</sup>;
- T<sub>R1</sub> = 201 anni;
- T<sub>R2</sub> = 475 anni;
- a<sub>g1</sub> = a<sub>g,1,201</sub> = 1,199 m/s<sup>2</sup>;
- a<sub>g2</sub> = a<sub>g,1,475</sub> = 1,738 m/s<sup>2</sup>.

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
10989	13.49	45.835	0.408	2.52	0.23	0.543	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.856	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.51	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32
20757	13.49	43.635	0.422	2.46	0.28	0.564	2.56	0.28	0.693	2.49	0.28	0.861	2.44	0.28	1.006	2.46	0.28	1.199	2.45	0.29	1.738	2.45	0.29	2.283	2.49	0.31	3.196	2.51	0.32
22089	13.49	43.335	0.518	2.41	0.28	0.658	2.42	0.29	0.776	2.46	0.29	0.907	2.47	0.30	1.048	2.48	0.31	1.254	2.44	0.32	1.829	2.46	0.32	2.397	2.50	0.32	3.350	2.47	0.34

Figura 11.7: parametri sismici punto 1 per a<sub>g,PGAb</sub>

**- Punto 2 (ID: 20758; LON: 43.635 - LAT: 13.559)**

Essendo a<sub>g,2,201</sub> (1,122) < a<sub>g,PGAb</sub> (1,22857) < a<sub>g,2,475</sub> (1,645) si ha:

$$T_{R,2} = T_{R1} \cdot 10^{\left[ \log(a_{g,PGA}) - \log(a_{g1}) \right] \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \left[ \log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \right]^{-1}} = \mathbf{246,38 \text{ anni.}}$$

Con:

- a<sub>g,PGA</sub> = a<sub>g,PGAb</sub> = 1,22857 m/s<sup>2</sup>;
- T<sub>R1</sub> = 201 anni;
- T<sub>R2</sub> = 475 anni;
- a<sub>g1</sub> = a<sub>g,2,201</sub> = 1,122 m/s<sup>2</sup>;
- a<sub>g2</sub> = a<sub>g,2,475</sub> = 1,645 m/s<sup>2</sup>.

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
21968	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20758	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32
20536	13.559	43.685	0.380	2.48	0.27	0.506	2.52	0.28	0.591	2.58	0.29	0.724	2.46	0.29	0.858	2.49	0.29	1.008	2.50	0.29	1.474	2.47	0.30	1.945	2.50	0.31	2.707	2.54	0.32

Figura 11.8: parametri sismici punto 2 per a<sub>g,PGAb</sub>

**- Punto 3 (ID: 20979; LON: 43.585 - LAT: 13.49)**

Essendo a<sub>g,3,140</sub> (1,049) < a<sub>g,PGAb</sub> (1,22857) < a<sub>g,3,201</sub> (1,250) si ha:

$$T_{R,3} = T_{R1} \cdot 10^{\left[ \log(a_{g,PGA}) - \log(a_{g1}) \right] \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \left[ \log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \right]^{-1}} = \mathbf{193,89 \text{ anni.}}$$

Con:

- a<sub>g,PGA</sub> = a<sub>g,PGAb</sub> = 1,22857 m/s<sup>2</sup>;
- T<sub>R1</sub> = 140 anni;
- T<sub>R2</sub> = 201 anni;
- a<sub>g1</sub> = a<sub>g,3,140</sub> = 1,049 m/s<sup>2</sup>;
- a<sub>g2</sub> = a<sub>g,3,201</sub> = 1,250 m/s<sup>2</sup>.

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
11433	13.49	45.735	0.328	2.60	0.21	0.422	2.58	0.24	0.490	2.61	0.26	0.555	2.63	0.28	0.647	2.56	0.30	0.760	2.53	0.32	1.030	2.57	0.36	1.328	2.61	0.37	1.783	2.67	0.38
10989	13.49	45.835	0.408	2.52	0.23	0.543	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.856	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.51	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32

Figura 11.9: parametri sismici punto 3 per a<sub>g,PGAb</sub>

**- Punto 4 (ID: 20980; LON: 43.585 - LAT: 13.559)**

Essendo  $a_{g,4,201} (1,200) < a_{g,PGA} (1,22857) < a_{g,4,475} (1,744)$  si ha:

$$T_{R,4} = T_{R1} \cdot 10^{\left[ \log(a_{g,PGA}) - \log(a_{g1}) \right] \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \left[ \log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \right]^{-1}} = \mathbf{212,26 \text{ anni.}}$$

Con:

- $a_{g,PGA} = a_{g,PGAb} = 1,22857 \text{ m/s}^2$ ;
- $T_{R1} = 201 \text{ anni}$ ;
- $T_{R2} = 475 \text{ anni}$ ;
- $a_{g1} = a_{g,4,201} = 1,200 \text{ m/s}^2$ ;
- $a_{g2} = a_{g,4,475} = 1,744 \text{ m/s}^2$ .

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>
21868	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20758	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32

Figura 11.10: parametri sismici punto 4 per  $a_{g,PGAb}$

**PASSO 4 -> Calcolo periodo di ritorno T<sub>RC</sub> corrispondente alla PGA**

Considerando le distanze del punto del "sito" dai vertici del reticolo riportate al PASSO 4 del punto "T<sub>RC</sub> per PGA "Rottura nel Piano del Maschio"" si ha:

$$T_{R} = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{T_{R,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} = \frac{212,86 / 5305 + 246,38 / 5305 + 193,89 / 4530 + 212,26 / 2615}{1 / 5305 + 1 / 5305 + 1 / 4530 + 1 / 2615} = \frac{0,210598}{0,000980} = 214,80 \text{ anni} \rightarrow \mathbf{215 \text{ anni.}}$$

**• - T<sub>RC</sub> -> PGA "Carico Limite Terreno" -**

**PASSO 1 -> Trasformazione PGA in accelerazione**

Trasformiamo la PGA = PGA<sub>c</sub> = 3,1515 in accelerazione mediante la relazione:

$$a_{g,PGAc} = PGA_c \cdot 10 / (S_s \cdot S_T) = 3,1515 \cdot 10 / (1,40 \cdot 1,00) = \mathbf{22,51071 \text{ m/s}^2}.$$

Con:

- PGA<sub>c</sub> = 22,51071;
- S<sub>s</sub> = 1,40;
- S<sub>T</sub> = 1,00.

**PASSO 2 -> Individuazione dei punti reticolo**

Vedi PASSO 2 del punto "T<sub>RC</sub> per PGA "Rottura nel Piano del Maschio"".

**PASSO 3 -> Calcolo periodo di ritorno (T<sub>R,i</sub>) dei 4 punti del reticolo**

**- Punto 1 (ID: 20757; LON: 43.635 - LAT: 13.49)**

Essendo  $a_{g,PGAc} = 22,51071 \text{ m/s}^2 > a_{g,1,2475} = 3,196 \text{ m/s}^2$  si ha:

$$T_{R,1} = (a_{g,PGAc} / a_{g,1,2475}) \cdot 2475 = (22,51071 / 3,196) \cdot 2475 = \mathbf{17432,42 \text{ anni.}}$$

Con:

- $a_{g,PGAc} = 22,51071 \text{ m/s}^2$ ;
- $a_{g,1,2475} = 3,196 \text{ m/s}^2$ .

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	I <sub>c</sub>
10989	13.49	45.835	0.408	2.52	0.23	0.543	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.856	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.51	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32
20757	13.49	43.635	0.422	2.46	0.28	0.564	2.56	0.28	0.693	2.49	0.28	0.861	2.44	0.28	1.006	2.46	0.28	1.199	2.45	0.29	1.738	2.45	0.29	2.283	2.49	0.31	3.196	2.51	0.32
22089	13.49	43.335	0.518	2.41	0.28	0.658	2.42	0.29	0.776	2.46	0.29	0.907	2.47	0.30	1.048	2.48	0.31	1.254	2.44	0.32	1.829	2.46	0.32	2.397	2.50	0.32	3.350	2.47	0.34

Figura 11.11: parametri sismici punto 1 per  $a_{g,PGAc}$

**- Punto 2 (ID: 20758; LON: 43.635 - LAT: 13.559)**

Essendo  $a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2 > a_{g,2,2475} = 3,045 \text{ m/s}^2$  si ha:

$$T_{R,2} = (a_{g,PGAC}/a_{g,2,2475}) \cdot 2475 = (22,51071/3,045) \cdot 2475 = \mathbf{18299,29 \text{ anni.}}$$

Con:

$$a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2;$$

$$a_{g,2,2475} = 3,045 \text{ m/s}^2.$$

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>
21868	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20758	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32
20536	13.559	43.685	0.380	2.48	0.27	0.506	2.52	0.28	0.591	2.58	0.29	0.724	2.46	0.29	0.858	2.49	0.29	1.008	2.50	0.29	1.474	2.47	0.30	1.945	2.50	0.31	2.707	2.54	0.32

Figura 11.12: parametri sismici punto 2 per  $a_{g,PGAC}$

**- Punto 3 (ID: 20979; LON: 43.585 - LAT: 13.49)**

Essendo  $a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2 > a_{g,3,2475} = 3,277 \text{ m/s}^2$  si ha:

$$T_{R,3} = (a_{g,PGAC}/a_{g,3,2475}) \cdot 2475 = (22,51071/3,277) \cdot 2475 = \mathbf{17003,09 \text{ anni.}}$$

Con:

$$a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2;$$

$$a_{g,3,2475} = 3,277 \text{ m/s}^2.$$

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>
11433	13.49	45.735	0.328	2.60	0.21	0.422	2.58	0.24	0.490	2.61	0.26	0.555	2.63	0.28	0.647	2.56	0.30	0.760	2.53	0.32	1.030	2.57	0.36	1.328	2.61	0.37	1.783	2.67	0.38
10989	13.49	45.835	0.408	2.52	0.23	0.543	2.47	0.26	0.639	2.49	0.27	0.740	2.49	0.29	0.846	2.51	0.30	1.014	2.44	0.32	1.423	2.49	0.33	1.856	2.54	0.35	2.566	2.60	0.36
11877	13.49	45.635	0.286	2.51	0.21	0.354	2.53	0.23	0.402	2.57	0.26	0.463	2.55	0.28	0.523	2.62	0.29	0.589	2.66	0.32	0.782	2.71	0.36	0.999	2.68	0.39	1.328	2.69	0.43
20979	13.49	43.585	0.444	2.44	0.28	0.585	2.58	0.28	0.731	2.48	0.28	0.899	2.43	0.28	1.049	2.45	0.28	1.250	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20535	13.49	43.685	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.643	2.54	0.29	0.800	2.45	0.28	0.941	2.47	0.29	1.115	2.46	0.29	1.629	2.45	0.30	2.152	2.48	0.31	3.015	2.51	0.32

Figura 11.13: parametri sismici punto 3 per  $a_{g,PGAC}$

**- Punto 4 (ID: 20980; LON: 43.585 - LAT: 13.559)**

Essendo  $a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2 > a_{g,4,2475} = 3,207 \text{ m/s}^2$  si ha:

$$T_{R,4} = (a_{g,PGAC}/a_{g,4,2475}) \cdot 2475 = (22,51071/3,207) \cdot 2475 = \mathbf{17373,17 \text{ anni.}}$$

Con:

$$a_{g,PGAC} = 22,51071 \text{ m/s}^2;$$

$$a_{g,4,2475} = 3,207 \text{ m/s}^2.$$

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>
21868	13.559	43.385	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.559	43.435	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.559	43.485	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.559	43.535	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.559	43.585	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20758	13.559	43.635	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32

Figura 11.14: parametri sismici punto 4 per  $a_{g,PGAC}$

**PASSO 4 -> Calcolo periodo di ritorno  $T_{RC}$  corrispondente alla PGA**

Considerando le distanze del punto del "sito" dai vertici del reticolo riportate al PASSO 4 del punto " **$T_{RC}$  per PGA "Rottura nel Piano del Maschio"**" si ha:

$$T_R = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{T_{R,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} = \frac{17432,42 / 5305 + 18299,29 / 5305 + 17003,09 / 4530 + 17373,17 / 2615}{1 / 5305 + 1 / 5305 + 1 / 4530 + 1 / 2615} = \frac{17,137373}{0,000980} = \mathbf{17479,29 \text{ anni} -> > 2475 \text{ anni.}}$$

**- Confronto -**

Di seguito, relativamente ai meccanismi esaminati, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdilUs.

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile					
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>c</sub> [a <sub>g</sub> /g]	T <sub>RC</sub> [anni]	
				EdiLus	Manuale
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.8380	>2475	-
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.5380	>2475	-
SLV	Carico Limite Terreno	TER	3.0930	<b>&gt;2475</b>	<b>&gt;2475 (17479)</b>
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.8732	>2475	-
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.1720	<b>218</b>	<b>215</b>
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0479	<b>24</b>	<b>24</b>
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.2162	368	-
SLV	Taglio	CA	0.2315	431	-

## 12 (MU) - Test di Validazione n.12 (Muratura con FRCM)

Titolo: **Verifiche Muratura rinforzata con FRCM.**

Il file di EdilLus (MU) è: **MU\_Validaz\_FRCM.EDL.**

Di seguito si espone il procedimento impiegato per la verifica (senza sisma) di un pannello murario rinforzato con FRCM.

### Riferimenti Normativi

I riferimenti normativi utilizzati e richiamati nel seguito sono:

- Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM - ottobre 2019 (indicata con **[1]** nel seguito).
- Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica - giugno 2020 (indicata con **[2]** nel seguito).

### Dati Muro

Il pannello murario presenta le seguenti caratteristiche (Figura 12.1):

- Livello di Conoscenza LC2 (FC = 1,20).
- Lunghezza (L) = 4,00 m.
- Spessore ( $t_m$ ) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.
- Tipo Situazione = "di Fatto" (muratura esistente).
- Materiale = "Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)" (Figura 12.2).
- Tipo di rottura a Taglio del maschio = per scorrimento (Figura 12.2).

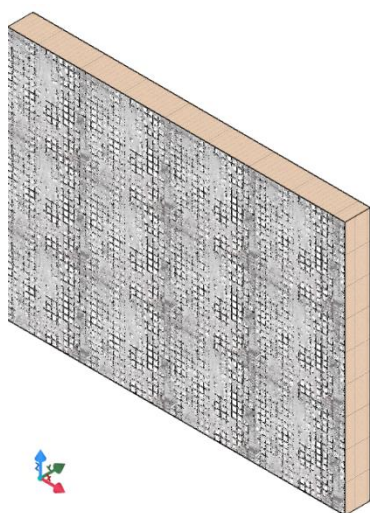


Figura 12.1: vista - "Editor 3D"

Descrizione		Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)
Sigla caratteristica del materiale		M.B.L.S.
<b>Caratteristiche Lineari</b>		
<b>Caratteristiche generiche</b>		
Peso specifico	[N/m <sup>3</sup> ]	12000
Coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.000010
Modulo elastico normale	[N/mm <sup>2</sup> ]	4'500
Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica	[%]	60
Modulo di Poisson		0.30
<b>Altre caratteristiche</b>		
$f_{cm}(k)$	Resistenza a compressione media (caratteristica) verticale	[N/mm <sup>2</sup> ] 5.00
$f_{cm}(k)_{(30)}$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature regolari	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
$f_{tm}(k)$	Resistenza a trazione media (caratteristica)	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
$f_{cm}(k)_{(0)}$	Resistenza a compressione media (caratteristica) orizzontale	[N/mm <sup>2</sup> ] 5.00
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza allo SLU	2.50
$t_0$	Resistenza a taglio media (caratteristica) senza compressione, per murature irregolari	[N/mm <sup>2</sup> ] 0.350
$\mu$	Coefficiente di attrito	0.40
$\lambda$	Snellezza limite in condizioni sismiche	20
<b>Tipo di Rottura a TAGLIO</b>		
MASCHI		per scorrimento (murature regolari)
FASCE		per fessurazione diagonale (murature irregolari)

Figura 12.2: caratteristiche Muratura

Il muro viene sottoposto alle seguenti azioni:

- forza distribuita orizzontale ( $q_x$ ) di **2 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro ed ortogonale al piano del muro - diretta Lungo X (Figura 12.3);
- forza distribuita orizzontale ( $q_y$ ) di **20 000 N/m** (Condizioni di Carico -> Carico Permanente) applicata in testa al muro e contenuta nel piano del muro - diretta Lungo Y (Figura 12.3).

I successivi calcoli/verifiche fanno riferimento alla sezione di mezzeria (Figura 12.4).

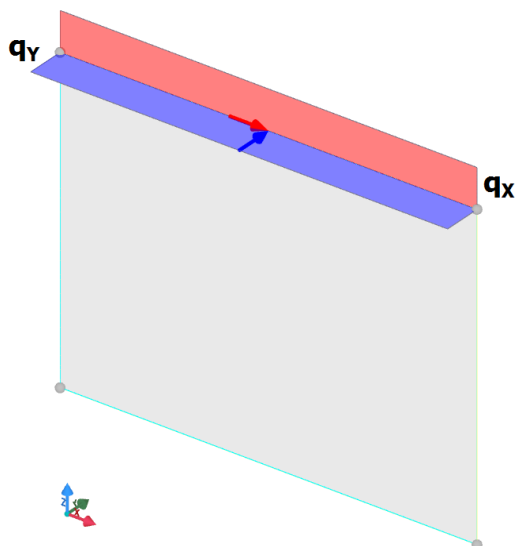


Figura 12.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

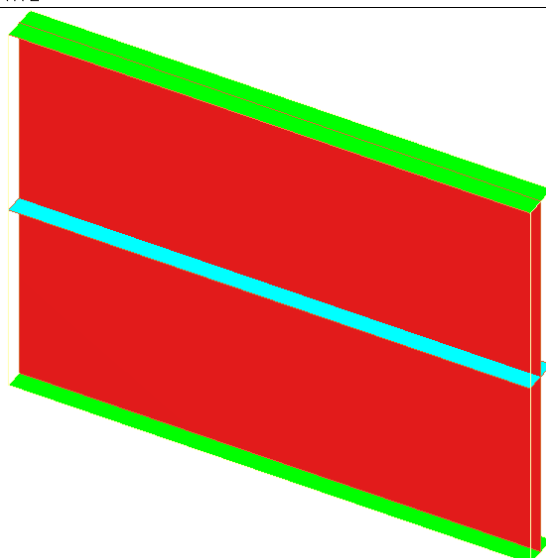


Figura 12.4: vista - "Maschi"

## Dati FRCM

Il rinforzo in FRCM utilizzato presenta le seguenti caratteristiche (Figura 12.3):

- Posizionamento = entrambe le facce, su tutta la superficie del muro;
- Tipo di situazione = "di progetto";
- Materiale = "Rinforzo FRCM";
- Spessore matrice ( $t_{mt}$ ) = 10 mm (non importante ai fini del calcolo);
- Spessore equivalente Fogli Verticali ( $t_{FRCM,v}$ ) = 0,250 mm;
- Spessore equivalente Fogli Orizzontali ( $t_{FRCM,o}$ ) = 0,250 mm;
- ancoraggio garantito (Testa/Piede) = NO.

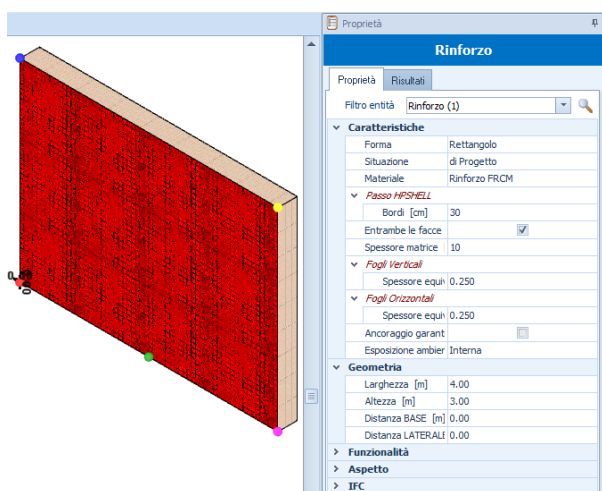


Figura 12.5: caratteristiche FRCM

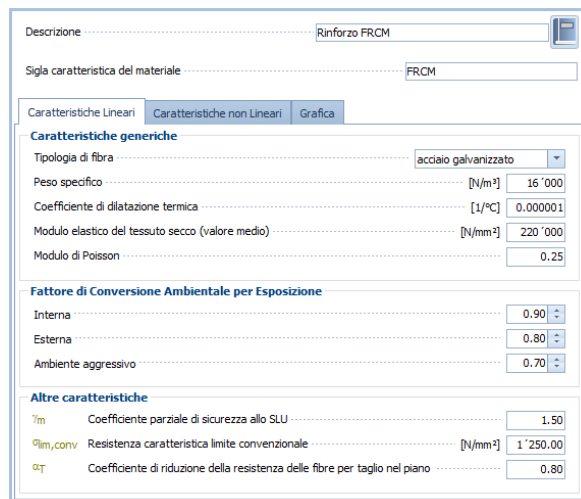


Figura 12.6: caratteristiche materiale FRCM

Per semplicità di esposizione si sceglie di armare il pannello murario per intero e su entrambe le facce. Tuttavia, EdiLus gestisce correttamente anche i casi in cui le facce non sono armate per intero e/o i rinforzi sono posti in maniera dissimmetrica (spessore fogli diversi sulle facce del pannello murario).

Ciò comporta che le verifiche (basate sul calcolo del Momento Resistente Ultimo) vengano effettuate separatamente (Nel Piano e Fuori Piano) per i Momenti di segno positivo e di segno negativo e comunque riportando il coefficiente di sicurezza minimo riscontrato fra tutte.

In base alle caratteristiche ed alla disposizione dei rinforzi viene creata una sezione (Figura 12.7) a più strati di materiali diversi (tipicamente *FRCM-muratura-FRCM*, ma anche *FRCM-muratura se manca il rinforzo su una delle due facce*), con le seguenti caratteristiche:

- la *sezione rinforzata* equivale ad una *sezione rettangolare in muratura* con base pari alla lunghezza ( $L$ ) del

- muro ed altezza pari allo spessore ( $t_m$ );
- data l'esiguità dello spessore ( $t_{FRCM}$ ), il *rinforzo in FRCM non viene considerato resistente a compressione*;
- il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block".

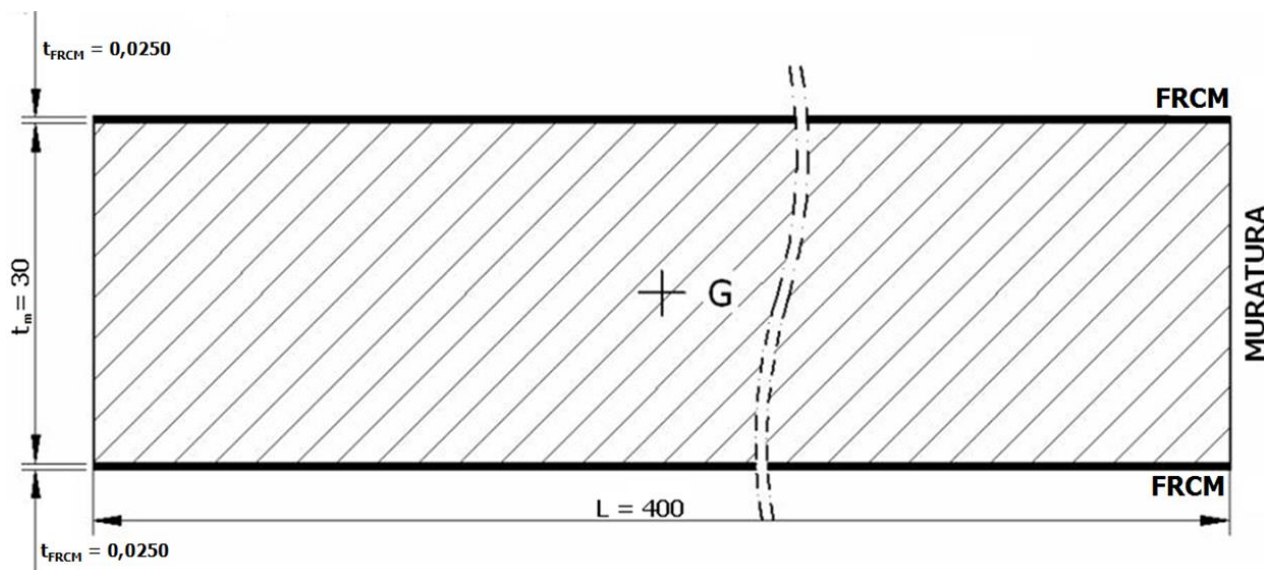


Figura 12.7: sezione resistente

Tale sezione può essere sollecitata **NEL PIANO** e **FUORI PIANO**.

Il procedimento di calcolo dei momenti resistenti ultimi (nel piano e fuori piano) è molto simile a quello adottato per sezioni costituite da *calcestruzzo armato* soggette a *pressoflessione retta*.

## Resistenze di calcolo

Tab. 12.1: Resistenze Muratura e FRCM

MURATURA (Tipo Situazione -> "di Fatto")	FRCM (Tipo Situazione -> "di Progetto")
$f_{ck} = f_{cm}(k) = 5,00 \text{ N/mm}^2$ ; $f_{ctk} = f_{tk} = 0,350 \text{ N/mm}^2$ ; $\gamma_{mu} = 2,50$ ; $FC = 1,20$ ; $f_{cd} = f_{ck}/(FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00 \text{ N/mm}^2 / (1,20 \cdot 2,5) = 1,67 \text{ N/mm}^2$ (per la sola muratura). $f_{cd,m} = 0,85 \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 0,85 \cdot 5,00 \text{ N/mm}^2 / (1,20 \cdot 2,5) = 1,42 \text{ N/mm}^2$ (per la sezione mista MU+FRCM). $\epsilon_{MU} = 0,0035$ .	$\sigma_{lim,conv} = 1250 \text{ N/mm}^2$ ; $\eta_a = 0,90$ (fattore di conversione ambientale per esposizione "Interna" - Tab 3.1 CNR DT 215 - 2018); $\gamma_m = 1,50$ (coefficiente parziale allo SLU - § 3.2 CNR DT 215 - 2018); $\alpha = 1,5$ (coefficiente di amplificazione - § 3.1 CNR DT 215 - 2018); $(\eta_a/\gamma_{mu}) \cdot \epsilon_{lim,conv} = (\eta_a/\gamma_{mu}) \cdot \sigma_{lim,conv}/E_f = (0,9/1,5) \cdot 1250/220000 = 0,00341$ (sez. di <i>testa/piede</i> ); $\epsilon_{fd} = (\alpha \cdot \eta_a/\gamma_{mu}) \cdot \epsilon_{lim,conv}^{(a)} = (\alpha \cdot \eta_a/\gamma_{mu}) \cdot \sigma_{lim,conv}/E_f = (1,5 \cdot 0,9/1,5) \cdot 1250/220000 = 0,00511$ (sez. di <i>mezzeria</i> ).

## Verifica a Pressoflessione Fuori Piano (PFFP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Fuori Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-23.398
<b>M<sub>NP</sub></b>	-117.724
<b>M<sub>FP</sub></b>	12.106
<b>T<sub>NP</sub></b>	-77.754

Risultati di EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>Met</b>	Mr
<b>CS</b>	0,43
<b>N<sub>Ed</sub></b>	30.417
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.080
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	4.488
<b>M<sub>1d</sub></b>	165.764
<b>M<sub>R</sub></b>	6.733
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Risultati di EdiLus della **verifica a Pressoflessione Fuori Piano** nella sezione di mezzeria

Il diagramma di compressione viene assunto del tipo "stress-block" ed è portata in conto la posizione del rinforzo. Vengono considerate le successive combinazioni:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	30417	101080	15738	6721	0,43
2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	23398	77754	12106	5192	0,43

**N.B. 12.1**

Il peso del muro sulla sezione di mezzeria è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 + 2 \cdot 16000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 21600 + 96 = 21\ 696 \text{ N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 2000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 12\ 000 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di N<sub>Ed</sub> (sforzo normale di progetto), V<sub>Ed</sub> (taglio di progetto) ed M<sub>Ed</sub> (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)
N <sub>Ed</sub> [N]	23398 · 1,30 = 30 417	23398 · 1,00 = 23 398	21636 · 1,30 = 28 205	21636 · 1,00 = 21 636
M <sub>Ed</sub> [Nm]	12106 · 1,30 = 15 738	12106 · 1,00 = 12 106	12000 · 1,30 = 15 600	12000 · 1,00 = 12 000

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

**- Momento Resistente Fuori Piano (M<sub>Rd,FP</sub>)**

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{Ed,FP} \leq M_{Rd,FP};$$

Dove:

M<sub>Ed,FP</sub>: momento di calcolo sollecitante Fuori Piano;

M<sub>Rd,FP</sub>: momento di calcolo resistente Fuori Piano valutato in funzione del valore dello sforzo normale di calcolo (N<sub>Ed</sub>) associato ad M<sub>Ed,FP</sub>.

Assumendo le seguenti ipotesi:

- conservazione della planarità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra rinforzo FRCC e supporto;
- muratura (legame costitutivo σ-ε per stati tensionali monoassiali)
  - trazione: resistenza nulla;
  - compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto (f<sub>md</sub>), a cui compete la deformazione ε<sub>m</sub><sup>\*</sup>; tensione nulla per ε > ε<sub>mu</sub>; tensione costante, pari a f<sub>md</sub>, per ε<sub>m</sub><sup>\*</sup> ≤ ε ≤ ε<sub>mu</sub>.
  - ε<sub>mu</sub> = 0,0035.
- rinforzo (legame costitutivo σ-ε)
  - tensioni di trazione: elastico lineare fino alla deformazione limite (ε<sub>fd</sub>);
 
$$(\eta_a/\gamma_m) \cdot \varepsilon_{lim,conv} = (\eta_a/\gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv}/E_f$$
 (nel caso di crisi attesa per distacco o scorrimento in zone di estremità - vale per la sezione di *testa/piede* del muro)
 
$$\varepsilon_{fd} = \frac{(\alpha \cdot \eta_a/\gamma_m) \cdot \varepsilon_{lim,conv} = (1,5 \cdot \eta_a/\gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv}/E_f}{\alpha}$$
 (nel caso di crisi attesa per distacco o scorrimento in zone intermedie - vale nella sezione di *mezzeria* del muro)
  - modulo elastico E = E<sub>f</sub>: modulo elastico del tessuto secco (valore medio);
  - privo di rigidità e di resistenza a compressione.

M<sub>Rd,FP</sub> può essere calcolato mediante la seguente relazione (f. 4.3 [2]):

$$M_{Rd} = M_{0d} + (M_{1d} - M_{0d})/\gamma_{Rd} \quad (\text{N.B. 12.2});$$

dove:

M<sub>0d</sub>: momento resistente della sezione muraria non rinforzata;

M<sub>1d</sub>: momento resistente della sezione muraria rinforzata;

γ<sub>Rd</sub>: fattore parziale di modello assunto pari a 2 (v. [2] p. 4).

**N.B. 12.2**

Come precisato al p. 4 delle [2], per combinazioni NON sismiche, "l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRCM non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato".  
Quindi, nel caso di combinazioni NON sismiche con  $N_{Ed}$  di compressione si ha che:

$$M_{Rd} = \min(M_{Rd,calc}; 1,5 \cdot M_{od}).$$

$M_{Rd,calc}$  = momento resistente ottenuto dalla relazione 4.3 della [2] (vista prima).

Di seguito si riporta il calcolo dei suddetti contributi.

**-- Momento resistente Fuori Piano della sezione muraria ( $M_{od}$ ) --**

Tale contributo si ottiene dalla seguente relazione:

$$M_u = L \cdot t_m^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right);$$

Dove:

$$\begin{aligned} L &= 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm}. \\ t_m &= 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}. \\ \sigma_0 &= N_{Ed}/A = 30417 \text{ N}/1200000 \text{ mm}^2 = 0,0253475 \text{ N/mm}^2 \\ N_{Ed} &= 30417 \text{ N (sforzo normale associato a } M_{Ed,FP} = 15738 \text{ Nm);} \\ A &= A_m = L \cdot t_m = 4000 \cdot 300 = 1\,200\,000 \text{ mm}^2. \\ f_d &= f_{cd} = f_{ck}/(FC \cdot \gamma_{mu}) = f_{cm}(k)/(FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00/(1,20 \cdot 2,5) = 1,667 \text{ N/mm}^2; \\ f_{ck} &= 5,00 \text{ N/mm}^2; \\ FC &= 1,20; \\ \gamma_{mu} &= 2,50. \end{aligned}$$

Quindi:

$$M_{od} = 4000 \cdot 300^2 \cdot \frac{0,0253475}{2} \cdot \left(1 - \frac{0,0253475}{0,85 \cdot 1,667}\right) = 4\,480\,915 \text{ Nmm} = \mathbf{4\,481 \text{ Nm}}.$$

**-- Momento resistente Fuori Piano della sezione rinforzata ( $M_{1d}$ ) --**

Tale contributo è dato dalla somma del contributo della muratura compressa ( $M_{Rd,MU}$ ) e del contributo dei "tondini" tesi di FRCM ( $M_{Rd,FRCM}$ ):

$$M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRCM}.$$

Il calcolo viene eseguito in analogia ad una sezione omogenea in "c.a.", con armatura ( $A_{FRCM}$ ) presente solo al lembo teso, che presenta le seguenti caratteristiche (Figura 12.7):

- Base (B) = spessore muro ( $t_m$ ) = 0,30 m.
- Altezza (H) = Lunghezza muro (L) = 4,00 m.
- Muratura:
  - resistenza a trazione nulla;
  - $\varepsilon_{mu} = 0,0035$ .
- Armatura:
  - il rinforzo in FRCM è distribuito sul singolo lato con spessore equivalente, sia verticale (contributo a flessione) che orizzontale (contributo a taglio), di 0,250 mm.
  - il rinforzo in FRCM è un sistema continuo che viene "discretizzato" in "tondini" con copriferro nullo posti ad un passo ( $p_{FRCM}$ ) pari a 2,00 cm. Quindi, nel caso in esame:
    - il numero di "tondini a flessione" ( $n_{FRCM,1}$ ) è pari a  $L/(2,00 \text{ cm}) = 400/2 = 200$ ;
    - il numero di "tondini a taglio" ( $n_{FRCM,2}$ ) è pari a  $H/(2,00 \text{ cm}) = 300/2 = 150$ .
  - i due contributi, rispettivamente, a flessione e taglio sono caratterizzati dalle seguenti aree:
    - flessione:  $A_{FRCM,v} = t_{FRCM,v} \cdot L = 0,00025 \text{ m} \cdot 4,00 \text{ m} = 0,001 \text{ m}^2$ ;
    - taglio:  $A_{FRCM,o} = t_{FRCM,o} \cdot H = 0,00025 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m} = 0,00075 \text{ m}^2$ .
  - l'area del singolo "tondino" è pari a:
    - flessione:  $A_{FRCM,v,i} = A_{FRCM,v}/n_{FRCM,1} = 0,001 \text{ m}^2/200 = 0,000005 \text{ m}^2$ .
    - taglio:  $A_{FRCM,o,i} = A_{FRCM,o}/n_{FRCM,2} = 0,00075 \text{ m}^2/150 = 0,000005 \text{ m}^2$ .
  - resistenza a compressione nulla.
  - $\varepsilon_{fd} = (\alpha \cdot \eta_a / \gamma_m) \cdot \varepsilon_{lim,conv} = (\alpha \cdot \eta_a / \gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv} / E_f$  (verifica nella sezione di mezzera del muro).
- Baricentro (G) della sezione nel centro geometrico di essa.

### ▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di FRCM in fase elastica e portando in conto il suo spessore equivalente (*N.B. 12.3*), applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd} - 2 \cdot A_{FRCM,i} \cdot \sum_{i=1}^{200} \sigma_{FRCM,i} = N_{Ed}$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 30417 \text{ N}$ ), vale:  $Y_n = \mathbf{0,1585 \text{ m}}$ .

Pertanto, i contributi al momento  $M_{1d}$ , calcolati rispetto al baricentro (G) del MURO, risultano essere:

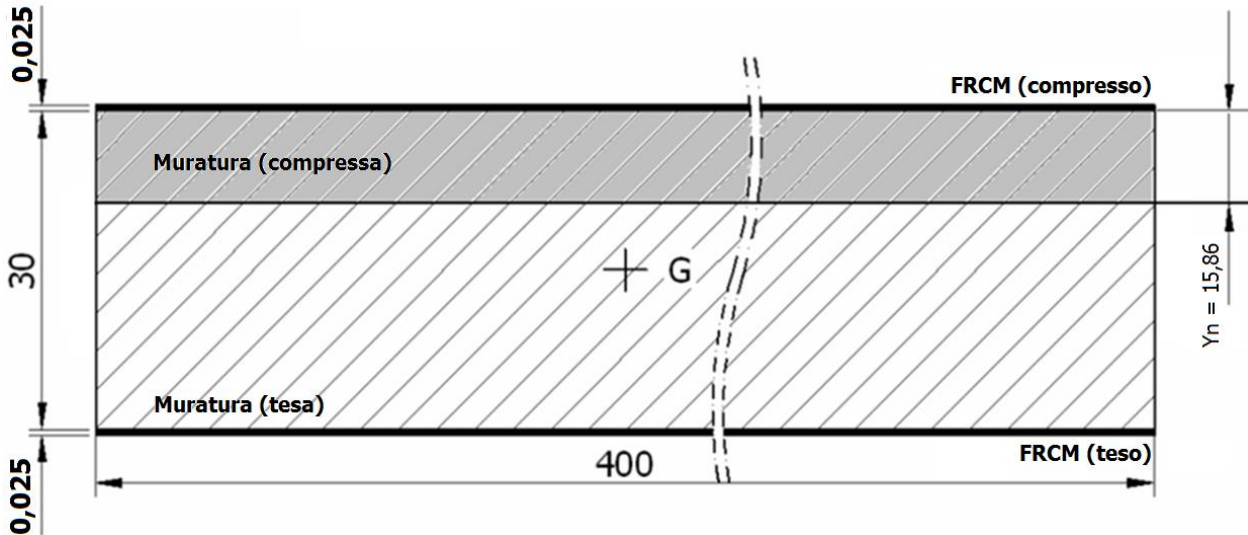


Figura 12.8: posizione asse neutro "Fuori Piano"

#### **N.B. 12.3**

Il rinforzo in FRCM viene posato direttamente sul muro da rinforzare e poi ricoperto dallo spessore della matrice/malta. Per tale motivo si considera SOLO lo spessore equivalente dell'FRCM.

### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

Tale contributo, rispetto al baricentro (G) del muro, vale:

$$M_{Rd,MU} = 0,80 \cdot Y_n \cdot L \cdot f_{cd} \cdot (H/2 - 0,80 \cdot Y_n/2) = 0,80 \cdot 0,1585 \cdot 4 \cdot 1416667 \cdot (0,30/2 - 0,80 \cdot 0,1585/2) = \mathbf{62\ 229 \text{ Nm}}$$

Dove:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0,1585 \text{ m.} \\ L &= 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm.} \\ f_{cd} &= f_{cd,m} = 0,85 \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 0,85 \cdot f_{cm}(k) / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 0,85 \cdot 5,00 / (1,20 \cdot 2,5) = 1,417 \text{ N/mm}^2 = 1416667 \text{ N/m}^2. \\ H &= t_m = 0,30 \text{ m.} \end{aligned}$$

### ▪ **Momento Resistente FRCM ( $M_{Rd,FRCM}$ )**

Tale contributo, rispetto al baricentro (G) del muro, vale:

$$M_{FRCM} = \sigma_{FRCM} \cdot A_{FRCM} \cdot d_{FRCM,G} = 0,001 \cdot 688288542 \text{ N/m}^2 \cdot 0,150125 \text{ m} = \mathbf{103\ 329 \text{ Nm}}$$

In cui:

$$\sigma_{FRCM} = E_f \cdot \varepsilon_{FRCM} = 220000 \cdot 0,003129 = 688,284841 \text{ N/mm}^2 = 688\ 284\ 841 \text{ N/m}^2.$$

$$\begin{aligned} E_f &= 220000 \text{ N/mm}^2 \text{ (modulo elastico del FRCM);} \\ \varepsilon_{FRCM} &= \varepsilon_{MU} \cdot (t_m + t_{FRCM,v}/2 - Y_n) / Y_n = 0,0035 \cdot (0,30 + 0,00025/2 - 0,1585) / 0,1585 = 0,003129. \\ \varepsilon_{MU} &= 0,0035 \text{ (deformazione ultima della muratura);} \\ t_m &= 0,30 \text{ m (spessore della parete muraria);} \\ t_{FRCM,v} &= 0,250 \text{ mm} = 0,025 \text{ cm} = 0,00025 \text{ m (spessore dei fogli verticali).} \\ Y_n &= 0,1585 \text{ m (posizione asse neutro).} \end{aligned}$$

$$A_{FRCM} = A_{FRCM,v} = 0,001 \text{ m}^2 \text{ (area di FRCM teso per la flessione);}$$

$$d_{FRCM,G} = t_m/2 + t_{FRCM,v}/2 = 0,30/2 + 0,00025/2 = 0,150125 \text{ m (distanza FRCM dal baricentro della sezione).}$$

### ▪ **Calcolo $M_{1d}$**

Pertanto:

$$M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRCM} = 62229 + 103329 = \mathbf{165\ 558\ Nm.}$$

Dove:

$$M_{Rd,MU} = 62229\ Nm \text{ (contributo della muratura);}$$

$$M_{Rd,FRCM} = 103329\ Nm \text{ (contributo del FRCM).}$$

### ▪ **Momento Resistente Fuori Piano ( $M_{R,FP}$ )**

A questo punto possiamo calcolare:

$$M_{Rd,FP} = M_{0d} + (M_{1d} - M_{0d})/\gamma_{Rd} = 4\ 481 + (165\ 558 - 4\ 481)/2 = \mathbf{85\ 019\ Nm.}$$

Dove:

$$M_{0d} = 4481\ Nm \text{ (momento resistente della sola sezione muraria);}$$

$$M_{1d} = 165558\ Nm \text{ (momento resistente della sezione rinforzata);}$$

$$\gamma_{Rd} = 2 \text{ (fattore parziale di modello).}$$

Per quanto detto nella *N.B. 12.2*, essendo nel caso di combinazione NON sismica, poiché si ha che:

$$M_{R,FP} = \min(M_{Rd,FP}; 1,5 \cdot M_{0d}) = \min(85019; 1,5 \cdot 4481) = \min(85019; 6722) = \mathbf{6\ 722\ Nm.}$$

### - **Coefficiente di Sicurezza Fuori Piano ( $CS_{FP}$ ) -**

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{FP} = M_{R,FP}/M_{Ed} = 6722\ Nm/15738\ Nm = \mathbf{0,43.}$$

### - **Confronto -**

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,43</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	30.417
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.080
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	<b>4.481</b>
<b>M<sub>1d</sub></b>	<b>165.558</b>
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>6.722</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,43</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	30.417
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.080
<b>M<sub>Ed</sub></b>	15.738
<b>Φ</b>	-
<b>M<sub>0d</sub></b>	<b>4.488</b>
<b>M<sub>1d</sub></b>	<b>165.764</b>
<b>M<sub>R</sub></b>	<b>6.733</b>
<b>N<sub>R</sub></b>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

EdiLus

## Verifica Pressoflessione Nel Piano (PFNP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Pressoflessione Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria	
CC Carico Permanente	
<b>N</b>	-23.398
<b>M<sub>NP</sub></b>	-117.724
<b>M<sub>FP</sub></b>	12.106
<b>T<sub>NP</sub></b>	-77.754

Risultati EdiLus delle *sollecitazioni caratteristiche* nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	0,59
<b>N<sub>Ed</sub></b>	30.417
<b>V<sub>Ed</sub></b>	-101.080
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-153.041
<b>M<sub>0d</sub></b>	59.746
<b>M<sub>1d</sub></b>	1.473.772
<b>M<sub>R</sub></b>	89.618
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Risultati EdiLus della *verifica a Pressoflessione Nel Piano* nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nel caso precedente (Fuori Piano) continuano a valere anche nel presente caso (Nel Piano), quindi:

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	M <sub>Rd</sub> [Nm]	CS
1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	30417	101080	153041	89618	0,59
2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	23398	77754	117724	69228	0,59

#### N.B. 12.4

Il peso del muro sulla sezione di mezzeria è pari a:

$$P = 12000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 \cdot 0,30 + 2 \cdot 16000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 \cdot 0,0005 = 21600 + 96 = 21696 \text{ N.}$$

Il taglio in mezzeria vale:

$$T_2 = 20000 \cdot 4,00 = 80\,000 \text{ N.}$$

Il momento in mezzeria vale:

$$M_2 = 20000 \cdot 4,00 \cdot 3,00 / 2 = 120\,000 \text{ Nm.}$$

In EdiLus i valori di N<sub>Ed</sub> (sforzo normale di progetto), V<sub>Ed</sub> (taglio di progetto) ed M<sub>Ed</sub> (momento di progetto) vengono ricavati per integrazione delle tensioni, per cui risentono di un certo grado di approssimazione.

Infatti, dovrebbe essere:

	EdiLus		Manuale	
	Combinazioni			
	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)
N <sub>Ed</sub> [N]	23398 · 1,30 = 30 417	23398 · 1,00 = 23 398	21536 · 1,30 = 27 997	21536 · 1,00 = 21 536
V <sub>Ed</sub> [N]	77754 · 1,30 = 101 080	77754 · 1,00 = 77 754	80000 · 1,30 = 104 000	80000 · 1,00 = 80 000
M <sub>Ed</sub> [Nm]	117724 · 1,30 = 153 041	117724 · 1,00 = 117 724	120000 · 1,30 = 156 000	120000 · 1,00 = 120 000

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **1<sup>a</sup> combinazione** di carico.

#### - Momento Resistente Nel Piano (M<sub>Rd,NP</sub>) -

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{Ed,NP} \leq M_{Rd,NP};$$

Dove:

M<sub>Ed,NP</sub>: momento di calcolo sollecitante Nel Piano;

M<sub>Rd,NP</sub>: momento di calcolo resistente Nel Piano valutato in funzione del valore dello sforzo normale di calcolo (N<sub>Ed</sub>) associato ad M<sub>Ed,NP</sub>.

Assumendo le stesse ipotesi viste per il momento resistente Fuori Piano, M<sub>Rd,NP</sub> può essere calcolato mediante la seguente relazione:

$$M_{Rd} = M_{0d} + (M_{1d} - M_{0d}) / \gamma_{Rd};$$

dove:

M<sub>0d</sub>: momento resistente della sezione muraria non rinforzata;

M<sub>1d</sub>: momento resistente della sezione muraria rinforzata;

γ<sub>Rd</sub>: fattore parziale di modello assunto pari a 2 (p. 4 della [2]).

Di seguito si riporta il calcolo dei suddetti contributi.

#### -- Momento resistente Nel Piano della sezione muraria (M<sub>0d</sub>) --

Tale contributo si ottiene dalla seguente relazione (f. 7.8.2 NTC18):

$$M_u = L^2 \cdot t_m \cdot \frac{\sigma_0}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right);$$

dove:

$$L = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm};$$

$$t_m = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm};$$

$$\sigma_0 = N_{Ed}/A = 30417 \text{ N}/1200000 \text{ mm}^2 = 0,0253475 \text{ N/mm}^2;$$

$$N_{Ed} = 30417 \text{ N (sforzo normale associato a } M_{Ed,NP} = 153041 \text{ Nm)};$$

$$A = A_m = L \cdot t_m = 4000 \cdot 300 = 1\,200\,000 \text{ mm}^2.$$

$$f_d = f_{cd} = f_{ck} / (FC \cdot \gamma_{mu}) = f_{cm}(k) / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00 / (1,20 \cdot 2,5) = 1,667 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ck} = 5,00 \text{ N/mm}^2;$$

$$FC = 1,20;$$

$$\gamma_{mu} = 2,50.$$

Quindi:

$$M_{od} = 4000^2 \cdot 300 \cdot \frac{0,0253475}{2} \cdot \left(1 - \frac{0,0253475}{0,85 \cdot 1,667}\right) = 59\,745\,537 \text{ Nmm} = \mathbf{59\,746 \text{ Nm}}$$

-- **Momento resistente Nel Piano della sezione rinforzata ( $M_{1d}$ )** --

Tale contributo è dato dalla somma del contributo della muratura compressa ( $M_{Rd,MU}$ ) e del contributo dei "tondini" tesi di FRCM ( $M_{Rd,FRCM}$ ):

$$M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRCM}$$

Viene calcolato nelle stesse ipotesi viste per il momento resistente Fuori Piano.

#### ▪ **Calcolo asse neutro**

Ipotizzando la presenza di FRCM in fase elastica, applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$0,80 \cdot X_n \cdot t \cdot f_{cd} - 2 \cdot A_{FRCM,i} \cdot \sum_{i=1}^{200} \sigma_{FRCM,i} = N_{Ed}$$

la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso, per la **1ª combinazione di carico** ( $N_{Ed} = 30\,697 \text{ N}$ ), vale:  $X_n = \mathbf{1,7433 \text{ m}} = 174,33 \text{ cm} = 1743,3 \text{ mm}$ .

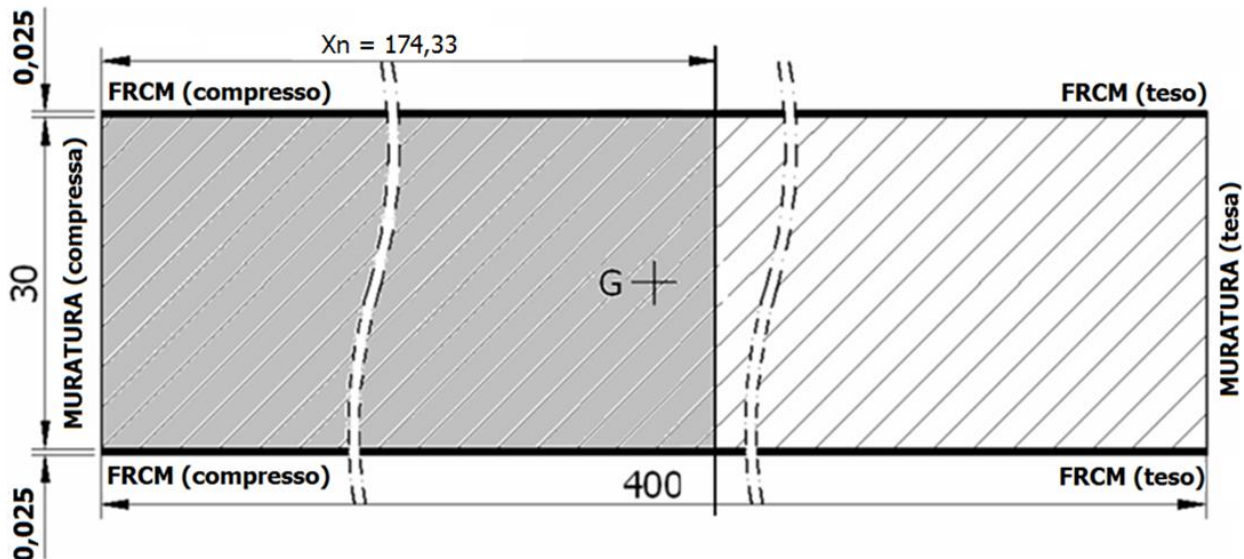


Figura 12.9: posizione asse neutro "Nel Piano"

Pertanto, i contributi al momento  $M_{1d}$ , calcolati rispetto al baricentro ( $G$ ) del MURO, risultano essere:

#### ▪ **Momento Resistente Muratura ( $M_{Rd,MU}$ )**

Tale contributo, rispetto al baricentro ( $G$ ) del muro, vale:

$$M_{Rd,MU} = 0,80 \cdot X_n \cdot t_m \cdot f_{cd,m} \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,80 \cdot \frac{X_n}{2}\right) = 0,80 \cdot 1,7433 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1416667 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot \left(2,00 \text{ m} - 0,80 \cdot \frac{1,7433 \text{ m}}{2}\right) = \mathbf{772\,135 \text{ Nm}}$$

Dove:

$$\begin{aligned} X_n &= 1,7433 \text{ m} \\ t_m &= 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm} \\ f_{cd} &= f_{cd,m} = 0,85 \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 0,85 \cdot f_{cm}(k) / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 0,85 \cdot 5,00 / (1,20 \cdot 2,5) = 1,417 \text{ N/mm}^2 \\ L &= 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### ▪ **Momento Resistente FRCM ( $M_{Rd,FRCM}$ )**

Dei 200 "tondini" (per lato) con cui viene "discretizzato" il rinforzo in FRCM, risulta:

- **87** sono compressi per cui  $\sigma_{FRCM,1} = \dots = \sigma_{FRCM,87} = 0 \rightarrow M_{FRCM,1} = \dots = M_{FRCM,87} = 0$ .

▪ **113** sono TESI per cui  $\sigma_{FRCM,88}, \dots, \sigma_{FRCM,200} \neq 0 \rightarrow M_{FRCM,88}, \dots, M_{FRCM,200} \neq 0$ .

Tab. 12.2: Deformazioni e tensioni nei singoli "tondini" di FRCM (teso)

$\epsilon_{FRCM,i}$			$\sigma_{FRCM,i}$		
$\epsilon_{FRCM,1} = \dots = \epsilon_{FRCM,87}$	0,0	[-]	$\sigma_{FRCM,1} = \dots = \sigma_{FRCM,87}$	0	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,88}$	0,00001	[-]	$\sigma_{FRCM,88}$	2 942 734	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,89}$	0,00005	[-]	$\sigma_{FRCM,89}$	11 776 365	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,90}$	0,00009	[-]	$\sigma_{FRCM,90}$	20 609 997	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,91}$	0,00013	[-]	$\sigma_{FRCM,91}$	29 443 628	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,92}$	0,00017	[-]	$\sigma_{FRCM,92}$	38 277 259	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,93}$	0,00021	[-]	$\sigma_{FRCM,93}$	47 110 890	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,94}$	0,00025	[-]	$\sigma_{FRCM,94}$	55 944 522	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,95}$	0,00029	[-]	$\sigma_{FRCM,95}$	64 778 153	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,96}$	0,00033	[-]	$\sigma_{FRCM,96}$	73 611 784	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,97}$	0,00037	[-]	$\sigma_{FRCM,97}$	82 445 415	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,98}$	0,00041	[-]	$\sigma_{FRCM,98}$	91 279 047	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,99}$	0,00046	[-]	$\sigma_{FRCM,99}$	100 112 678	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,100}$	0,00050	[-]	$\sigma_{FRCM,100}$	108 946 309	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,101}$	0,00054	[-]	$\sigma_{FRCM,101}$	117 779 940	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,102}$	0,00058	[-]	$\sigma_{FRCM,102}$	126 613 572	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,103}$	0,00062	[-]	$\sigma_{FRCM,103}$	135 447 203	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,104}$	0,00066	[-]	$\sigma_{FRCM,104}$	144 280 834	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,105}$	0,00070	[-]	$\sigma_{FRCM,105}$	153 114 465	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,106}$	0,00074	[-]	$\sigma_{FRCM,106}$	161 948 097	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,107}$	0,00078	[-]	$\sigma_{FRCM,107}$	170 781 728	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,108}$	0,00082	[-]	$\sigma_{FRCM,108}$	179 615 359	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,109}$	0,00086	[-]	$\sigma_{FRCM,109}$	188 448 990	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,110}$	0,00090	[-]	$\sigma_{FRCM,110}$	197 282 622	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,111}$	0,00094	[-]	$\sigma_{FRCM,111}$	206 116 253	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,112}$	0,00098	[-]	$\sigma_{FRCM,112}$	214 949 884	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,113}$	0,00102	[-]	$\sigma_{FRCM,113}$	223 783 515	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,114}$	0,00106	[-]	$\sigma_{FRCM,114}$	232 617 147	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,115}$	0,00110	[-]	$\sigma_{FRCM,115}$	241 450 778	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,116}$	0,00114	[-]	$\sigma_{FRCM,116}$	250 284 409	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,117}$	0,00118	[-]	$\sigma_{FRCM,117}$	259 118 040	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,118}$	0,00122	[-]	$\sigma_{FRCM,118}$	267 951 672	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,119}$	0,00126	[-]	$\sigma_{FRCM,119}$	276 785 303	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,120}$	0,00130	[-]	$\sigma_{FRCM,120}$	285 618 934	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,121}$	0,00134	[-]	$\sigma_{FRCM,121}$	294 452 565	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,122}$	0,00138	[-]	$\sigma_{FRCM,122}$	303 286 197	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,123}$	0,00142	[-]	$\sigma_{FRCM,123}$	312 119 828	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,124}$	0,00146	[-]	$\sigma_{FRCM,124}$	320 953 459	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,125}$	0,00150	[-]	$\sigma_{FRCM,125}$	329 787 090	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,126}$	0,00154	[-]	$\sigma_{FRCM,126}$	338 620 722	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,127}$	0,00158	[-]	$\sigma_{FRCM,127}$	347 454 353	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,128}$	0,00162	[-]	$\sigma_{FRCM,128}$	356 287 984	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,129}$	0,00166	[-]	$\sigma_{FRCM,129}$	365 121 615	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,130}$	0,00170	[-]	$\sigma_{FRCM,130}$	373 955 247	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,131}$	0,00174	[-]	$\sigma_{FRCM,131}$	382 788 878	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,132}$	0,00178	[-]	$\sigma_{FRCM,132}$	391 622 509	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,133}$	0,00182	[-]	$\sigma_{FRCM,133}$	400 456 140	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,134}$	0,00186	[-]	$\sigma_{FRCM,134}$	409 289 772	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,135}$	0,00190	[-]	$\sigma_{FRCM,135}$	418 123 403	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,136}$	0,00194	[-]	$\sigma_{FRCM,136}$	426 957 034	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,137}$	0,00198	[-]	$\sigma_{FRCM,137}$	435 790 665	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,138}$	0,00202	[-]	$\sigma_{FRCM,138}$	444 624 297	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,139}$	0,00206	[-]	$\sigma_{FRCM,139}$	453 457 928	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,140}$	0,00210	[-]	$\sigma_{FRCM,140}$	462 291 559	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,141}$	0,00214	[-]	$\sigma_{FRCM,141}$	471 125 190	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,142}$	0,00218	[-]	$\sigma_{FRCM,142}$	479 958 822	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,143}$	0,00222	[-]	$\sigma_{FRCM,143}$	488 792 453	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,144}$	0,00226	[-]	$\sigma_{FRCM,144}$	497 626 084	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,145}$	0,00230	[-]	$\sigma_{FRCM,145}$	506 459 715	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,146}$	0,00234	[-]	$\sigma_{FRCM,146}$	515 293 346	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,147}$	0,00238	[-]	$\sigma_{FRCM,147}$	524 126 978	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,148}$	0,00242	[-]	$\sigma_{FRCM,148}$	532 960 609	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,149}$	0,00246	[-]	$\sigma_{FRCM,149}$	541 794 240	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,150}$	0,00250	[-]	$\sigma_{FRCM,150}$	550 627 871	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,151}$	0,00254	[-]	$\sigma_{FRCM,151}$	559 461 503	[N/m <sup>2</sup> ]

$\epsilon_{FRCM,152}$	0,00258	[-]	$\sigma_{FRCM,152}$	568 295 134	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,153}$	0,00262	[-]	$\sigma_{FRCM,153}$	577 128 765	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,154}$	0,00266	[-]	$\sigma_{FRCM,154}$	585 962 396	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,155}$	0,00270	[-]	$\sigma_{FRCM,155}$	594 796 028	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,156}$	0,00274	[-]	$\sigma_{FRCM,156}$	603 629 659	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,157}$	0,00278	[-]	$\sigma_{FRCM,157}$	612 463 290	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,158}$	0,00282	[-]	$\sigma_{FRCM,158}$	621 296 921	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,159}$	0,00286	[-]	$\sigma_{FRCM,159}$	630 130 553	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,160}$	0,00290	[-]	$\sigma_{FRCM,160}$	638 964 184	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,161}$	0,00294	[-]	$\sigma_{FRCM,161}$	647 797 815	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,162}$	0,00298	[-]	$\sigma_{FRCM,162}$	656 631 446	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,163}$	0,00302	[-]	$\sigma_{FRCM,163}$	665 465 078	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,164}$	0,00306	[-]	$\sigma_{FRCM,164}$	674 298 709	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,165}$	0,00311	[-]	$\sigma_{FRCM,165}$	683 132 340	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,166}$	0,00315	[-]	$\sigma_{FRCM,166}$	691 965 971	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,167}$	0,00319	[-]	$\sigma_{FRCM,167}$	700 799 603	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,168}$	0,00323	[-]	$\sigma_{FRCM,168}$	709 633 234	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,169}$	0,00327	[-]	$\sigma_{FRCM,169}$	718 466 865	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,170}$	0,00331	[-]	$\sigma_{FRCM,170}$	727 300 496	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,171}$	0,00335	[-]	$\sigma_{FRCM,171}$	736 134 128	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,172}$	0,00339	[-]	$\sigma_{FRCM,172}$	744 967 759	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,173}$	0,00343	[-]	$\sigma_{FRCM,173}$	753 801 390	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,174}$	0,00347	[-]	$\sigma_{FRCM,174}$	762 635 021	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,175}$	0,00351	[-]	$\sigma_{FRCM,175}$	771 468 653	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,176}$	0,00355	[-]	$\sigma_{FRCM,176}$	780 302 284	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,177}$	0,00359	[-]	$\sigma_{FRCM,177}$	789 135 915	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,178}$	0,00363	[-]	$\sigma_{FRCM,178}$	797 969 546	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,179}$	0,00367	[-]	$\sigma_{FRCM,179}$	806 803 178	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,180}$	0,00371	[-]	$\sigma_{FRCM,180}$	815 636 809	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,181}$	0,00375	[-]	$\sigma_{FRCM,181}$	824 470 440	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,182}$	0,00379	[-]	$\sigma_{FRCM,182}$	833 304 071	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,183}$	0,00383	[-]	$\sigma_{FRCM,183}$	842 137 703	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,184}$	0,00387	[-]	$\sigma_{FRCM,184}$	850 971 334	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,185}$	0,00391	[-]	$\sigma_{FRCM,185}$	859 804 965	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,186}$	0,00395	[-]	$\sigma_{FRCM,186}$	868 638 596	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,187}$	0,00399	[-]	$\sigma_{FRCM,187}$	877 472 228	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,188}$	0,00403	[-]	$\sigma_{FRCM,188}$	886 305 859	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,189}$	0,00407	[-]	$\sigma_{FRCM,189}$	895 139 490	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,190}$	0,00411	[-]	$\sigma_{FRCM,190}$	903 973 121	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,191}$	0,00415	[-]	$\sigma_{FRCM,191}$	912 806 753	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,192}$	0,00419	[-]	$\sigma_{FRCM,192}$	921 640 384	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,193}$	0,00423	[-]	$\sigma_{FRCM,193}$	930 474 015	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,194}$	0,00427	[-]	$\sigma_{FRCM,194}$	939 307 646	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,195}$	0,00431	[-]	$\sigma_{FRCM,195}$	948 141 278	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,196}$	0,00435	[-]	$\sigma_{FRCM,196}$	956 974 909	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,197}$	0,00439	[-]	$\sigma_{FRCM,197}$	965 808 540	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,198}$	0,00443	[-]	$\sigma_{FRCM,198}$	974 642 171	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,199}$	0,00447	[-]	$\sigma_{FRCM,199}$	983 475 803	[N/m <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{FRCM,200}$	0,00451	[-]	$\sigma_{FRCM,200}$	992 309 434	[N/m <sup>2</sup> ]

**LEGENDA**

$\epsilon_{FRCM,i}$ : deformazione dell'i-esimo tendino di FRCM  
 grigio -> compressione

$\sigma_{FRCM,i}$ : tensione nell'i-esimo tendino di FRCM  
 arancio -> trazione

Tab. 12.3: Distanza dal baricentro e momenti ultimi dei singoli "tondini" di FRCM

$d_{FRCM,G,i}$			$M_{FRCM,i}$		
$d_{FRCM,G,1} = \dots = d_{FRCM,G,87}$	--	[m]	$M_{FRCM,1} = \dots = M_{FRCM,87}$	0	[Nm]
$d_{FRCM,G,88}$	0,250	[m]	$M_{FRCM,88}$	7	[Nm]
$d_{FRCM,G,89}$	0,230	[m]	$M_{FRCM,89}$	27	[Nm]
$d_{FRCM,G,90}$	0,210	[m]	$M_{FRCM,90}$	43	[Nm]
$d_{FRCM,G,91}$	0,190	[m]	$M_{FRCM,91}$	56	[Nm]
$d_{FRCM,G,92}$	0,170	[m]	$M_{FRCM,92}$	65	[Nm]
$d_{FRCM,G,93}$	0,150	[m]	$M_{FRCM,93}$	71	[Nm]
$d_{FRCM,G,94}$	0,130	[m]	$M_{FRCM,94}$	73	[Nm]
$d_{FRCM,G,95}$	0,110	[m]	$M_{FRCM,95}$	71	[Nm]
$d_{FRCM,G,96}$	0,090	[m]	$M_{FRCM,96}$	66	[Nm]

dFRCM,G,97	0,070	[m]	M <sub>FRCM,97</sub>	58	[Nm]
dFRCM,G,98	0,050	[m]	M <sub>FRCM,98</sub>	46	[Nm]
dFRCM,G,99	0,030	[m]	M <sub>FRCM,99</sub>	30	[Nm]
dFRCM,G,100	0,010	[m]	M <sub>FRCM,100</sub>	11	[Nm]
dFRCM,G,101	-0,010	[m]	M <sub>FRCM,101</sub>	-12	[Nm]
dFRCM,G,102	-0,030	[m]	M <sub>FRCM,102</sub>	-38	[Nm]
dFRCM,G,103	-0,050	[m]	M <sub>FRCM,103</sub>	-68	[Nm]
dFRCM,G,104	-0,070	[m]	M <sub>FRCM,104</sub>	-101	[Nm]
dFRCM,G,105	-0,090	[m]	M <sub>FRCM,105</sub>	-138	[Nm]
dFRCM,G,106	-0,110	[m]	M <sub>FRCM,106</sub>	-178	[Nm]
dFRCM,G,107	-0,130	[m]	M <sub>FRCM,107</sub>	-222	[Nm]
dFRCM,G,108	-0,150	[m]	M <sub>FRCM,108</sub>	-269	[Nm]
dFRCM,G,109	-0,170	[m]	M <sub>FRCM,109</sub>	-320	[Nm]
dFRCM,G,110	-0,190	[m]	M <sub>FRCM,110</sub>	-375	[Nm]
dFRCM,G,111	-0,210	[m]	M <sub>FRCM,111</sub>	-433	[Nm]
dFRCM,G,112	-0,230	[m]	M <sub>FRCM,112</sub>	-494	[Nm]
dFRCM,G,113	-0,250	[m]	M <sub>FRCM,113</sub>	-559	[Nm]
dFRCM,G,114	-0,270	[m]	M <sub>FRCM,114</sub>	-628	[Nm]
dFRCM,G,115	-0,290	[m]	M <sub>FRCM,115</sub>	-700	[Nm]
dFRCM,G,116	-0,310	[m]	M <sub>FRCM,116</sub>	-776	[Nm]
dFRCM,G,117	-0,330	[m]	M <sub>FRCM,117</sub>	-855	[Nm]
dFRCM,G,118	-0,350	[m]	M <sub>FRCM,118</sub>	-938	[Nm]
dFRCM,G,119	-0,370	[m]	M <sub>FRCM,119</sub>	-1 024	[Nm]
dFRCM,G,120	-0,390	[m]	M <sub>FRCM,120</sub>	-1 114	[Nm]
dFRCM,G,121	-0,410	[m]	M <sub>FRCM,121</sub>	-1 207	[Nm]
dFRCM,G,122	-0,430	[m]	M <sub>FRCM,122</sub>	-1 304	[Nm]
dFRCM,G,123	-0,450	[m]	M <sub>FRCM,123</sub>	-1 405	[Nm]
dFRCM,G,124	-0,470	[m]	M <sub>FRCM,124</sub>	-1 508	[Nm]
dFRCM,G,125	-0,490	[m]	M <sub>FRCM,125</sub>	-1 616	[Nm]
dFRCM,G,126	-0,510	[m]	M <sub>FRCM,126</sub>	-1 727	[Nm]
dFRCM,G,127	-0,530	[m]	M <sub>FRCM,127</sub>	-1 842	[Nm]
dFRCM,G,128	-0,550	[m]	M <sub>FRCM,128</sub>	-1 960	[Nm]
dFRCM,G,129	-0,570	[m]	M <sub>FRCM,129</sub>	-2 081	[Nm]
dFRCM,G,130	-0,590	[m]	M <sub>FRCM,130</sub>	-2 206	[Nm]
dFRCM,G,131	-0,610	[m]	M <sub>FRCM,131</sub>	-2 335	[Nm]
dFRCM,G,132	-0,630	[m]	M <sub>FRCM,132</sub>	-2 467	[Nm]
dFRCM,G,133	-0,650	[m]	M <sub>FRCM,133</sub>	-2 603	[Nm]
dFRCM,G,134	-0,670	[m]	M <sub>FRCM,134</sub>	-2 742	[Nm]
dFRCM,G,135	-0,690	[m]	M <sub>FRCM,135</sub>	-2 885	[Nm]
dFRCM,G,136	-0,710	[m]	M <sub>FRCM,136</sub>	-3 031	[Nm]
dFRCM,G,137	-0,730	[m]	M <sub>FRCM,137</sub>	-3 181	[Nm]
dFRCM,G,138	-0,750	[m]	M <sub>FRCM,138</sub>	-3 335	[Nm]
dFRCM,G,139	-0,770	[m]	M <sub>FRCM,139</sub>	-3 492	[Nm]
dFRCM,G,140	-0,790	[m]	M <sub>FRCM,140</sub>	-3 652	[Nm]
dFRCM,G,141	-0,810	[m]	M <sub>FRCM,141</sub>	-3 816	[Nm]
dFRCM,G,142	-0,830	[m]	M <sub>FRCM,142</sub>	-3 984	[Nm]
dFRCM,G,143	-0,850	[m]	M <sub>FRCM,143</sub>	-4 155	[Nm]
dFRCM,G,144	-0,870	[m]	M <sub>FRCM,144</sub>	-4 329	[Nm]
dFRCM,G,145	-0,890	[m]	M <sub>FRCM,145</sub>	-4 507	[Nm]
dFRCM,G,146	-0,910	[m]	M <sub>FRCM,146</sub>	-4 689	[Nm]
dFRCM,G,147	-0,930	[m]	M <sub>FRCM,147</sub>	-4 874	[Nm]
dFRCM,G,148	-0,950	[m]	M <sub>FRCM,148</sub>	-5 063	[Nm]
dFRCM,G,149	-0,970	[m]	M <sub>FRCM,149</sub>	-5 255	[Nm]
dFRCM,G,150	-0,990	[m]	M <sub>FRCM,150</sub>	-5 451	[Nm]
dFRCM,G,151	-1,010	[m]	M <sub>FRCM,151</sub>	-5 651	[Nm]
dFRCM,G,152	-1,030	[m]	M <sub>FRCM,152</sub>	-5 853	[Nm]
dFRCM,G,153	-1,050	[m]	M <sub>FRCM,153</sub>	-6 060	[Nm]
dFRCM,G,154	-1,070	[m]	M <sub>FRCM,154</sub>	-6 270	[Nm]
dFRCM,G,155	-1,090	[m]	M <sub>FRCM,155</sub>	-6 483	[Nm]
dFRCM,G,156	-1,110	[m]	M <sub>FRCM,156</sub>	-6 700	[Nm]
dFRCM,G,157	-1,130	[m]	M <sub>FRCM,157</sub>	-6 921	[Nm]
dFRCM,G,158	-1,150	[m]	M <sub>FRCM,158</sub>	-7 145	[Nm]
dFRCM,G,159	-1,170	[m]	M <sub>FRCM,159</sub>	-7 373	[Nm]
dFRCM,G,160	-1,190	[m]	M <sub>FRCM,160</sub>	-7 604	[Nm]
dFRCM,G,161	-1,210	[m]	M <sub>FRCM,161</sub>	-7 838	[Nm]
dFRCM,G,162	-1,230	[m]	M <sub>FRCM,162</sub>	-8 077	[Nm]
dFRCM,G,163	-1,250	[m]	M <sub>FRCM,163</sub>	-8 318	[Nm]
dFRCM,G,164	-1,270	[m]	M <sub>FRCM,164</sub>	-8 564	[Nm]
dFRCM,G,165	-1,290	[m]	M <sub>FRCM,165</sub>	-8 812	[Nm]
dFRCM,G,166	-1,310	[m]	M <sub>FRCM,166</sub>	-9 065	[Nm]

d <sub>FRCM,G,167</sub>	-1,330	[m]	M <sub>FRCM,167</sub>	-9 321	[Nm]
d <sub>FRCM,G,168</sub>	-1,350	[m]	M <sub>FRCM,168</sub>	-9 580	[Nm]
d <sub>FRCM,G,169</sub>	-1,370	[m]	M <sub>FRCM,169</sub>	-9 843	[Nm]
d <sub>FRCM,G,170</sub>	-1,390	[m]	M <sub>FRCM,170</sub>	-10 109	[Nm]
d <sub>FRCM,G,171</sub>	-1,410	[m]	M <sub>FRCM,171</sub>	-10 379	[Nm]
d <sub>FRCM,G,172</sub>	-1,430	[m]	M <sub>FRCM,172</sub>	-10 653	[Nm]
d <sub>FRCM,G,173</sub>	-1,450	[m]	M <sub>FRCM,173</sub>	-10 930	[Nm]
d <sub>FRCM,G,174</sub>	-1,470	[m]	M <sub>FRCM,174</sub>	-11 211	[Nm]
d <sub>FRCM,G,175</sub>	-1,490	[m]	M <sub>FRCM,175</sub>	-11 495	[Nm]
d <sub>FRCM,G,176</sub>	-1,510	[m]	M <sub>FRCM,176</sub>	-11 783	[Nm]
d <sub>FRCM,G,177</sub>	-1,530	[m]	M <sub>FRCM,177</sub>	-12 074	[Nm]
d <sub>FRCM,G,178</sub>	-1,550	[m]	M <sub>FRCM,178</sub>	-12 369	[Nm]
d <sub>FRCM,G,179</sub>	-1,570	[m]	M <sub>FRCM,179</sub>	-12 667	[Nm]
d <sub>FRCM,G,180</sub>	-1,590	[m]	M <sub>FRCM,180</sub>	-12 969	[Nm]
d <sub>FRCM,G,181</sub>	-1,610	[m]	M <sub>FRCM,181</sub>	-13 274	[Nm]
d <sub>FRCM,G,182</sub>	-1,630	[m]	M <sub>FRCM,182</sub>	-13 583	[Nm]
d <sub>FRCM,G,183</sub>	-1,650	[m]	M <sub>FRCM,183</sub>	-13 895	[Nm]
d <sub>FRCM,G,184</sub>	-1,670	[m]	M <sub>FRCM,184</sub>	-14 211	[Nm]
d <sub>FRCM,G,185</sub>	-1,690	[m]	M <sub>FRCM,185</sub>	-14 531	[Nm]
d <sub>FRCM,G,186</sub>	-1,710	[m]	M <sub>FRCM,186</sub>	-14 854	[Nm]
d <sub>FRCM,G,187</sub>	-1,730	[m]	M <sub>FRCM,187</sub>	-15 180	[Nm]
d <sub>FRCM,G,188</sub>	-1,750	[m]	M <sub>FRCM,188</sub>	-15 510	[Nm]
d <sub>FRCM,G,189</sub>	-1,770	[m]	M <sub>FRCM,189</sub>	-15 844	[Nm]
d <sub>FRCM,G,190</sub>	-1,790	[m]	M <sub>FRCM,190</sub>	-16 181	[Nm]
d <sub>FRCM,G,191</sub>	-1,810	[m]	M <sub>FRCM,191</sub>	-16 522	[Nm]
d <sub>FRCM,G,192</sub>	-1,830	[m]	M <sub>FRCM,192</sub>	-16 866	[Nm]
d <sub>FRCM,G,193</sub>	-1,850	[m]	M <sub>FRCM,193</sub>	-17 214	[Nm]
d <sub>FRCM,G,194</sub>	-1,870	[m]	M <sub>FRCM,194</sub>	-17 565	[Nm]
d <sub>FRCM,G,195</sub>	-1,890	[m]	M <sub>FRCM,195</sub>	-17 920	[Nm]
d <sub>FRCM,G,196</sub>	-1,910	[m]	M <sub>FRCM,196</sub>	-18 278	[Nm]
d <sub>FRCM,G,197</sub>	-1,930	[m]	M <sub>FRCM,197</sub>	-18 640	[Nm]
d <sub>FRCM,G,198</sub>	-1,950	[m]	M <sub>FRCM,198</sub>	-19 006	[Nm]
d <sub>FRCM,G,199</sub>	-1,970	[m]	M <sub>FRCM,199</sub>	-19 374	[Nm]
d <sub>FRCM,G,200</sub>	-1,990	[m]	M <sub>FRCM,200</sub>	-19 747	[Nm]
			<b>M<sub>FRCM</sub></b>	<b>701 633</b>	<b>[Nm]</b>

#### LEGENDA

d<sub>FRCM,G,i</sub>: distanza dell'i-esimo tondino FRCM dal baricentro della sezione;  
grigio -> compressione

M<sub>FRCM,i</sub>: momenti ultimi dell'i-esimo tondino FRCM  
arancio -> trazione

Esplicitando le formule, risulta:

$$M_{Rd,FRCM} = 2 \cdot A_{FRCM,i} \cdot \sum_{i=88}^{200} (\sigma_{FRCM,i} \cdot d_{FRCM,G,i}) = \sum_{i=88}^{200} M_{FRCM,i} = \mathbf{701\ 633\ Nm.}$$

#### ▪ **Calcolo M<sub>1d</sub>**

Pertanto:

$$M_{1d} = M_{Rd,MU} + M_{Rd,FRCM} = 772135 + 701633 = \mathbf{1\ 473\ 768\ Nm.}$$

Dove:

M<sub>Rd,MU</sub> = 772135 Nm (contributo della muratura);  
M<sub>Rd,FRCM</sub> = 701633 Nm (contributo del FRCM).

#### ▪ **Momento Resistente Nel Piano (M<sub>R,NP</sub>)**

A questo punto possiamo calcolare:

$$M_{Rd,NP} = M_{0d} + (M_{1d} - M_{0d})/\gamma_{Rd} = 59\ 746 + (1\ 473\ 768 - 59\ 746)/2 = \mathbf{766\ 757\ Nm.}$$

Dove:

M<sub>0d</sub> = 59746 Nm (momento resistente della sola sezione muraria);  
M<sub>1d</sub> = 1473768 Nm (momento resistente della sezione rinforzata);  
γ<sub>Rd</sub> = 2 (fattore parziale di modello).

Per quanto detto nella *N.B. 12.2*, essendo nel caso di combinazione NON sismica, si ha che:

$$M_{R,NP} = \min(M_{Rd,NP}; 1,5 \cdot M_{0d}) = \min(766757; 1,5 \cdot 59746) = \min(766757; 89618) = \mathbf{89\ 618\ Nm.}$$

## - Coefficiente di Sicurezza Nel Piano (CS<sub>NP</sub>) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{NP} = M_{R, NP} / M_{Ed} = 89618 \text{ Nm} / 153041 \text{ Nm} = \mathbf{0,59}$$

## - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,59</b>
N <sub>Ed</sub>	30.417
V <sub>Ed</sub>	-101.080
M <sub>Ed</sub>	-153.041
M <sub>0d</sub>	<b>59.746</b>
M <sub>1d</sub>	<b>1.473.768</b>
M <sub>R</sub>	<b>89.618</b>
N <sub>R</sub>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Manuale

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
Met	Mr
<b>CS</b>	<b>0,59</b>
N <sub>Ed</sub>	30.417
V <sub>Ed</sub>	-101.080
M <sub>Ed</sub>	-153.041
M <sub>0d</sub>	<b>59.746</b>
M <sub>1d</sub>	<b>1.473.772</b>
M <sub>R</sub>	<b>89.618</b>
N <sub>R</sub>	-
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

EdiLus

## Verifica a Taglio Nel Piano (TNP)

Di seguito si riportano i risultati del calcolo in termini di sollecitazioni (caratteristiche) e di verifica (Taglio Nel Piano) relativi alla sezione di mezzeria del muro ottenuti da EdiLus.

Sezione in mezzeria CC Carico Permanente	
N	-23.398
M <sub>NP</sub>	-117.724
M <sub>FP</sub>	12.106
T <sub>NP</sub>	-77.754

Risultati di EdiLus delle **sollecitazioni caratteristiche** nella sezione di mezzeria

Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
CS	0,00
N <sub>Ed</sub>	23.398
V <sub>Ed</sub>	77.754
M <sub>Ed</sub>	-117.724
V <sub>t,c</sub>	498.750
V <sub>t,M</sub>	0
V <sub>t,S</sub>	675.000
V <sub>t,t</sub>	0
<b>Verifica NON soddisfatta</b>	

Risultati di EdiLus della **Verifica a Taglio Nel Piano** nella sezione di mezzeria

Le considerazioni fatte nei casi precedenti (Fuori Piano e Nel Piano) continuano a valere anche nel presente caso, quindi (*N.B. 12.4*):

Combinazione	N <sub>Ed</sub> [N]	V <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [Nm]	V <sub>t,c</sub> [N]	V <sub>t,M</sub> [N]	V <sub>t,S</sub> [N]	V <sub>t,t</sub> [N]	V <sub>Rd</sub> [N]	CS
1 (γ <sub>G</sub> = 1,30)	30417	101080	153041	498750	0	675000	0	0	0,00
2 (γ <sub>G</sub> = 1,00)	23398	77754	117724	498750	0	675000	0	0	0,00

I successivi dettagli di calcolo fanno riferimento alla **2ª combinazione** di carico.

La verifica per taglio è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_{t,Rd}; V_{t,c}) \quad (\text{f. 3.1 della [1]});$$

in cui:

- V<sub>Ed</sub> è il taglio sollecitante;
- V<sub>Rd</sub> è il taglio resistente, calcolato sulla base di un meccanismo a traliccio costituito da elementi resistenti tesi (la muratura rinforzata con FRCC) ed elementi resistenti compressi (bielle di muratura);
- V<sub>t,Rd</sub> è la resistenza a taglio della muratura rinforzata per crisi dell'elemento teso;
- V<sub>t,c</sub> è il valore della resistenza a taglio della muratura rinforzata per crisi della biella compressa di muratura.

Di seguito si riporta il calcolo dei vari contributi che portano alla determinazione di V<sub>Rd</sub>.

### - Taglio resistente della muratura rinforzata, per crisi dell'elemento teso ( $V_{t,Rd}$ ) -

Tale contributo ( $V_{t,Rd} = V_{t,t}$ ) è calcolato come somma dei contributi della muratura non rinforzata ( $V_t = V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,f} = V_{t,S,calc}$ ), cioè (p. 4.1.1 [2]):

$$V_{t,Rd} = V_{t,t} = V_{t,M} + V_{t,S,calc} = 0 + 0 = \mathbf{0\ N.}$$

Di seguito, viene esplicitato il calcolo dei suddetti contributi.

#### -- Calcolo contributo Muratura non rinforzata ( $V_t = V_{t,M}$ ) --

Come precisato al p. 4.1.1 della [2] tale contributo è "valutato in accordo con la normativa vigente per le pareti non rinforzate" in funzione del tipo di crisi a taglio (scorrimento o fessurazione diagonale).

Nel caso in esame tale contributo è dato da:

$$V_{t,M} = \beta \cdot A \cdot f_{vd} = \mathbf{0} \quad (\text{meccanismo di rottura a taglio per "scorrimento" - N.B. 12.5}).$$

dove:

$\beta = 0$ ; coefficiente parziale della sezione dato da:

1	se $e_{NP} < L/6$ ;
$1,5 - 3 \cdot e_{NP}/L$	se $L/6 \leq e_{NP} \leq L/3$ ;
0	se $e_{NP} > L/3$ (eccentricità eccessiva).

Nel caso in esame:

$$e_{NP} = M_{Ed,NP}/N_{Ed,NP} = 117724/23398 = 5,03 \text{ m} > L/3 = 4,00/3 = 1,6 \text{ m};$$

$M_{Ed,NP} = 117724 \text{ Nm}$  (momento sollecitante associato a  $V_{Ed}$ );  
 $N_{Ed,NP} = 23398 \text{ N}$  (sforzo normale sollecitante associato a  $V_{Ed}$ );  
 $L = 4,00 \text{ m} = 400 \text{ cm} = 4000 \text{ mm}$  (lunghezza parete muraria).

$$A = A_m = L \cdot t_m = 4000 \cdot 300 = 1\ 200\ 000 \text{ mm}^2 \text{ (area trasversale della parete muraria);}$$

$$L = 4000 \text{ mm};$$

$$t_m = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm} \text{ (spessore della parete muraria).}$$

$$f_{vd} = [(f_{vko}/FC) + 0,40 \cdot N_{Ed}/(\beta \cdot A)]/\gamma_M = 0;$$

$$f_{vko} = 0,350 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza a taglio media/caratteristica senza compressione, per murature regolari);}$$

$$FC = 1,20 \text{ (Fattore di Confidenza);}$$

$$N_{Ed} = 23398 \text{ N};$$

$$\beta = 0;$$

$$A = A_m = 1\ 200\ 000 \text{ mm}^2;$$

$$\gamma_M = \gamma_{mu} = 2,5.$$

#### N.B. 12.5

Nel caso di meccanismo di rottura a taglio per *fessurazione diagonale*, il contributo della muratura ( $V_t$ ) è dato dalla relazione:

$$V_t = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot L \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

Dove:

$\tau_{0d} = \tau_0/(FC \cdot \gamma_M)$  = resistenza a taglio di progetto senza compressione, per murature irregolari;

$\tau_0$  = resistenza a taglio media/caratteristica senza compressione, per murature irregolari;

FC = fattore di confidenza.

L = lunghezza della parete muraria;

t = spessore della parete muraria;

b = coefficiente correttivo = H/L (comunque  $1,0 \leq b \leq 1,5$ );

$\sigma_n = N_{Ed}/A$  = tensione nella sezione trasversale della parete muraria;

$N_{Ed}$  = sforzo normale associato a  $V_{Ed}$ ;

A = area della sezione trasversale della parete muraria.

#### -- Calcolo contributo del rinforzo FRCM ( $V_{t,f} = V_{t,S}$ ) --

Tale contributo ( $V_{t,f} = V_{t,S}$ ) è valutato attraverso la seguente relazione (f. 3.3 della [1]):

$$V_{t,f} = V_{t,S} = n_f \cdot t_{vf} \cdot l_f \cdot \alpha_t \cdot \epsilon_{fd} \cdot E_f / \gamma_K;$$

in cui:

$n_f = 2$  (numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete);

$t_{vf} = 0,250 \text{ mm}$  (spessore equivalente di uno strato di tessuto con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio);

$l_f = \min(H, L) = \min(3; 4) = 3,0$  m dimensione di calcolo del rinforzo, non può essere assunta superiore all'altezza del muro;

dove:

$H = 3,00$  m = 300 cm = 3000 mm (altezza del pannello murario);  
 $L = 4,00$  m = 400 cm = 4000 mm (lunghezza del pannello murario).

$\alpha_t = 0,80$  (coefficiente riduttivo per taglio);

$E_f = 220000$  N/mm<sup>2</sup> (modulo elastico medio del tessuto senza matrice inorganica).

$\varepsilon_{fd} = (\alpha \cdot \eta_a / \gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv} = (\alpha \cdot \eta_a / \gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv} / E_f$  (deformazione limite nel caso di crisi attesa per distacco o scorrimento in zone intermedie).

Nel caso in esame:

$\varepsilon_{fd} = (\alpha \cdot \eta_a / \gamma_m) \cdot \sigma_{lim,conv} / E_f = (1,5 \cdot 0,90 / 1,5) \cdot 1250 / 220000 = 0,005114$ ;

$\alpha = 1,5$  (coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'ancoraggio garantito; siamo nella sezione di mezzeria);

$\eta_a = 0,90$  (fattore di esposizione = Interna);

$\gamma_m = 1,5$  (coefficiente parziale di sicurezza).

$\sigma_{lim,conv} = 1250$  N/mm<sup>2</sup> (tensione limite convenzionale);

$E_f = 220000$  N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_K = \gamma_{Rd} = 2$  (coefficiente di modello).

Per cui:

$V_{t,f} = V_{t,s} = n_f \cdot t_{vf} \cdot l_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f / \gamma_K = 2 \cdot 0,250 \cdot 3000 \cdot 0,80 \cdot 0,005114 \cdot 220000 / 2 = \mathbf{675\ 000\ N}$  (riportato in EdiLus).

Anche in questo caso vale quanto detto nella *N.B. 12.2*, per cui essendo nel caso di combinazione NON sismica, si ha che:

$V_{t,s,calc} = \min(V_{t,M} + V_{t,s}; 1,5 \cdot V_{t,M}) = \min(0 + 675000, 0) = \mathbf{0\ N}$ .

### - Taglio resistente della muratura rinforzata, per crisi della biella compressa ( $V_{t,c}$ ) -

Tale contributo ( $V_{t,c}$ ) è dato dalla relazione 3.4 della [1]:

$V_{t,c} = 0,25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f = 0,25 \cdot f_{md} \cdot 300 \cdot d_f = 0,25 \cdot 1,6667 \cdot 300 \cdot 3990 = \mathbf{498\ 750\ N}$ .

in cui:

$f_{md} = f_{cd} = f_{ck} / (FC \cdot \gamma_{mu}) = 5,00$  N/mm<sup>2</sup> / (1,20 · 2,5) = 1,6667 N/mm<sup>2</sup> (resistenza di progetto a compressione della muratura);

$FC = 1,2$ ;

$\gamma_{mu} = 2,5$ .

$t = 0,30$  m = 30 cm = 300 mm (spessore della parete muraria);

$d_f = 3990$  mm (distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCCM - *N.B. 12.6*).

#### **N.B. 12.6**

Praticamente, "d<sub>f</sub>" rappresenta, lungo la lunghezza del muro, la distanza dal lembo compresso della muratura dell'ultimo tondino teso di FRCCM, quindi:

$d_f = L - p_{FRCCM} / 2 = 4000 - 20 / 2 = 4000 - 10 = 3990$  mm;

in cui:

$L = 4,00$  m = 400 cm = 4000 mm (lunghezza della parete muraria);

$p_{FRCCM} = 2$  cm = 20 mm (passo dei tondini in cui viene schematizzato il rinforzo in FRCCM).

I 200 tondini di FRCCM a flessione sono distribuiti simmetricamente, nella direzione della lunghezza del muro, rispetto al baricentro del muro (100 + 100) ... primi tondini a ± 1 cm dal baricentro.

### - Taglio Resistente ( $V_{Rd}$ ) -

Da quanto calcolato in precedenza si ha:

$V_{Rd} = \min(V_{t,t}; V_{t,c}) = \min(0; 498750) = \mathbf{0\ N}$  (*N.B. 12.7*).

### - Coefficiente di Sicurezza a Taglio ( $CS_{TNP}$ ) -

Il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS_{TNP} = V_{Rd}/V_{Ed} = 0 \text{ N}/77754 \text{ N} = \mathbf{0}.$$

### - Confronto -

Di seguito, relativamente alla verifica in esame, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Sezione n.2[Arm] in mezzeria		Sezione n.2[Arm] in mezzeria	
<b>CS</b>	<b>0,00</b>	<b>CS</b>	<b>0,00</b>
<b>N<sub>Ed</sub></b>	23.398	<b>N<sub>Ed</sub></b>	23.398
<b>V<sub>Ed</sub></b>	77.754	<b>V<sub>Ed</sub></b>	77.754
<b>M<sub>Ed</sub></b>	-117.724	<b>M<sub>Ed</sub></b>	-117.724
<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>498.750</b>	<b>V<sub>t,c</sub></b>	<b>498.750</b>
<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>0</b>	<b>V<sub>t,M</sub></b>	<b>0</b>
<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>675.000</b>	<b>V<sub>t,S</sub></b>	<b>675.000</b>
<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>0</b>	<b>V<sub>t,t</sub></b>	<b>0</b>
<b>Verifica NON soddisfatta</b>		<b>Verifica NON soddisfatta</b>	
Manuale		EdiLus	

#### N.B. 12.7

Tale risultato porta alla considerazione che l'FRCM non comporta un aumento di resistenza a taglio.

In pratica, se la muratura senza intervento va in crisi per scorrimento, dopo l'applicazione dell'intervento continuerà ad andare in crisi per lo stesso motivo.

Ciò vuol dire che, in questo caso, l'FRCM è un intervento **INADEGUATO**.