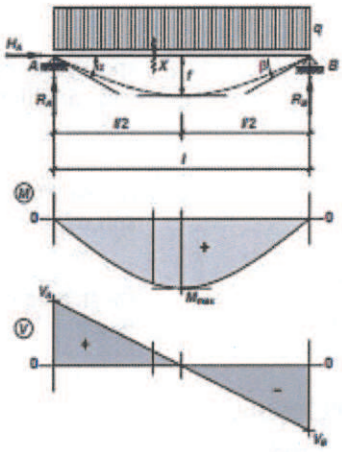
12	
	Reazioni $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$ $\quad H_A = 0$
	Taglio $V_A = \frac{q \cdot l}{2}$ $\quad V_B = -\frac{q \cdot l}{2}$ $\quad V_X = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right)$ $V = 0$ per $x = \frac{l}{2}$
	Momenti flettenti $M_A = M_B = 0$ $\quad M_X = \frac{q}{2} \cdot x \cdot (l - x)$ $M_{\frac{l}{2}} = M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$
	Rotazioni massime $\alpha = \beta = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I}$
	Freccia massima $f_{\frac{l}{2}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ coefficente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$G_p := \gamma_a \cdot A_t$ $\qquad G_p = 9.42\,kg \cdot m^{-1}$

Il carico agente a ml è dato da:

$Q := \gamma_{1g} \cdot G_p + \gamma_{2g} \cdot G_2 \cdot l_i + \gamma_{q1} \cdot Q_a \cdot l_i$ $\qquad Q = 218.232 \frac{kg}{m}$

Verifica flessione monoassiale (retta) p 4.2.4.1.2 NTC

Il momento risulta essere

$M_{ed1} := Q \cdot \frac{l^2}{8}$ $\qquad \boxed{M_{ed1} = 3.278\,KN \cdot m}$

$\boxed{M_{ed1} \le \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1}$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il taglio risulta essere

$V_{ed1} := Q \cdot \frac{l}{2}$ $\qquad \boxed{V_{ed1} = 3.747\,KN}$

$V_{crd} := \frac{A_t \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$ $\qquad \boxed{V_{crd} = 181.453\,KN}$

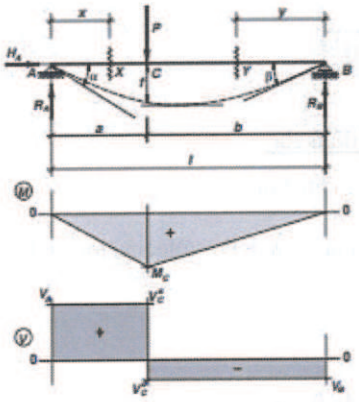
$\boxed{V_{ed1} \le V_{crd} = 1}$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Schema di calcolo

carico puntuale dovuto all'appoggio della rampa 3

10 	Reazioni $R_A = \frac{P \cdot b}{l}$ $R_B = \frac{P \cdot a}{l}$ $H_A = 0$
	Taglio $V_A = V_X = \frac{P \cdot b}{l}$ $V_B = V_Y = -\frac{P \cdot a}{l}$
	Momenti flettenti $M_A = M_B = 0$ $M_X = \frac{P \cdot b}{l} \cdot x$ $M_Y = \frac{P \cdot a}{l} \cdot y$ $M_1 = M_{max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$
	Rotazioni massime $\alpha = \frac{P \cdot b}{6 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot (l^2 - b^2)$ $\beta = \frac{P \cdot a}{6 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot (l^2 - a^2)$
	Freccia per $a < b$: $f_{\frac{l}{2}} = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)$ per $a > b$: $f_{\frac{l}{2}} = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)$ $f_C = \frac{P \cdot a^2 \cdot b^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ per $x = \sqrt{\frac{l^2 - b^2}{3}}$: $f_{max} = \frac{P \cdot b \cdot \sqrt{(l^2 - b^2)^3}}{9 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot I \cdot l}$

$a := 70cm$

$b := l - a$ $\qquad b = 2.8\ m$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ coefficente per i carichi variabili

Il carico agente è dato da:

$Q_p := \gamma_{2g} \cdot V_{ed}$ $\qquad Q_p = 2.968\,KN$

Verifica flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

Il momento risulta essere

$M_{ed2} := Q_p \cdot \frac{a \cdot b}{l}$ $\qquad \boxed{M_{ed2} = 1.662\,KN \cdot m}$

$$\boxed{M_{ed2} \le \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il taglio risulta essere

$$V_{ed2} := \max\left(\frac{Q_p \cdot a}{l}, \frac{Q_p \cdot b}{l}\right)$$ $V_{ed2} = 2.374\,KN$

$$V_{crd} := \frac{A_t \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$ $V_{crd} = 181.453\,KN$

$V_{ed2} \le V_{crd} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Per il principio di sovrapposizione degli effetti avremo, considerando i massimi delle sollecitazione a favore di sicurezza:

Verifica flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

$$M_{ed1} + M_{ed2} \le \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

$V_{ed1} + V_{ed2} \le V_{crd} = 1$

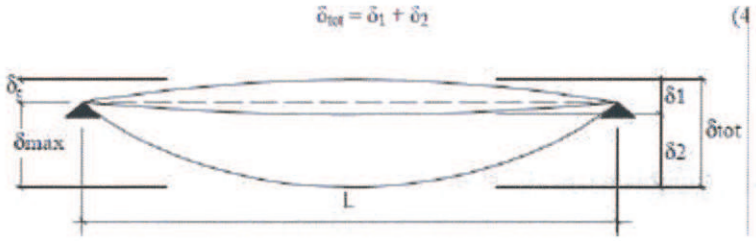
1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

La passerella risulta verificata per il cosciale composto da un solo piatto.

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$$\delta_{11} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_p + G_2 \cdot l_i) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y}$$ $\delta_{11} = 0.101\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi permanenti

$$\delta_{12} := \frac{Q_p \cdot a^2 \cdot b^2}{3 \cdot E_s \cdot J_y \cdot l}$$ $\delta_{12} = 0.235\,cm$ spostamento elastico dovuto ai al solo carico puntuale

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_a \cdot l_i) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y}$$ $\delta_2 = 0.508\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_{tot} := \delta_{11} + \delta_{12} + \delta_2$$ $\delta_{tot} = 0.845\,cm$ spostamento totale nello stato finale

$\delta_2 \le \frac{1}{500} = 1$ — **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

$\delta_{tot} \le \frac{1}{400} = 1$ — **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Verifica bulloni di collegamento cosciali

- **caratteristiche**

$d_{nom} := 10mm$ — diametro nominale

$n_b := 3$ — numero minimo bulloni

$A_{res} := 58mm^2$ — area sezione resistente tirafondi diam. 10mm:

Verifica a taglio eq 4.2.57 NTC

$$F_{vRd} := \frac{0.5 f_{tb} \cdot n_b \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}}$$

$F_{vRd} = 69.6\,KN$

$V_{ed} \le F_{vRd} = 1$ — **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Piastra - Verifica a rifollamento - p 4.2.8.1.1 NTC

Questa verifica va riferita alla piastra di nodo se il suo spessore è inferiore o uguale allo spessore totale delle piastre di collegamento

geometria connessione

$d_0 := d_{nom} + 1mm$ — diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

$s_a := 8mm$ — spessore profilo

$t_p := 8mm$ — spessore piastre di connessione

$t := \min(s_a, t_p)$ — $t = 8\,mm$

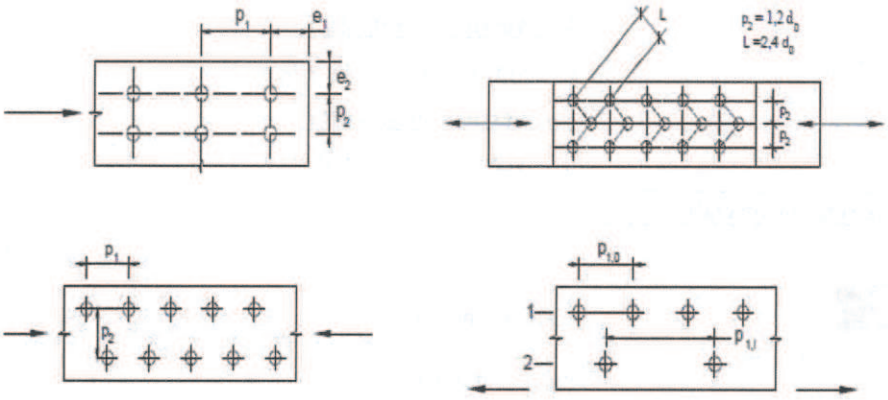
$e_1 := 30mm$ — distanza foro bordo orizzontale

$e_2 := 30mm$ — distanza foro bordo verticale

$p_1 := 80mm$ — passo foro orizzontale

$p_2 := 45mm$ — passo foro verticale

verifiche geometriche **Tabella 4.2. XIII** - per unioni di elementi in acciaio (EN10025)



$1.2 \cdot d_0 \le e_1 = 1$

$1.2 \cdot d_0 \le e_2 = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

$2.2 \cdot d_0 \le p_1 \le \min(14 \cdot t, 200mm) = 1$

$2.4 \cdot d_0 \le p_2 \le \min(14 \cdot t, 200mm) = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

- **per i bulloni di bordo nella direzione del carico applicato**

$$\alpha := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{f_{tb}}{f_{tk}}, 1\right) \qquad \alpha = 0.909$$

$$k := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \qquad k = 2.5$$

la resistenza di calcolo a rifollamento del piatto di unione, viene assunto pari a:

$$F_{brif} := k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d_{nom} \cdot \frac{t}{\gamma_{m2}} \qquad F_{brif} = 62.545\,KN$$

$$\sigma := \frac{V_{ed1} + V_{ed2}}{F_{brif}} \qquad \sigma = 0.098$$

$\sigma \le 1 = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

- **per i bulloni interni direzione del carico applicato**

$$\alpha := \min\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25, \frac{f_{tb}}{f_{tk}}, 1\right) \qquad \alpha = 1$$

$$k := \min\left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \qquad k = 2.5$$

la resistenza di calcolo a rifollamento del piatto di unione, viene assunto pari a:

$$F_{brif} := k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d_{nom} \cdot \frac{t}{\gamma_{m2}} \qquad F_{brif} = 68.8\,KN$$

$$\sigma := \frac{V_{ed1} + V_{ed2}}{F_{brif}} \qquad \sigma = 0.089$$

$\sigma \le 1 = 1$ — **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Verifica balaustra scala

- **caratteristiche**

$b := 4cm$ — larghezza montante

$sp := 8mm$ — spessore trave

$h := 90cm$ — altezza corrimano

$l_i := 75cm$ — interasse massimo di competenza

$A_t := b \cdot h$ — $A_t = 360\,cm^2$

$W_y := sp \cdot \frac{b^2}{6}$ — $W_y = 2.133\,cm^3$ — modulo di resistenza

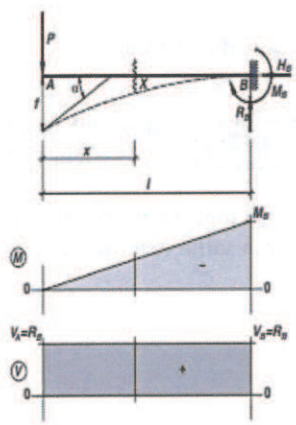
$W_z := b \cdot \frac{sp^2}{6}$ — $W_z = 0.427\,cm^3$ — modulo di resistenza

$J_y := sp \cdot \frac{b^3}{12}$ — $J_y = 4.267\,cm^4$ — momento d'inerzia

$J_z := b \cdot \frac{sp^3}{12}$ — $J_z = 0.171\,cm^4$ — momento d'inerzia

$W_{pl} := \frac{sp \cdot b^2}{4}$ — $W_{pl} = 3.2\,cm^3$ — calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

1 	Reazioni $R_B = P$ $H_B = 0$
	Taglio $V_B = P$ $V_X = P$ $V_A = P$
	Momenti flettenti $M_X = -P \cdot x$ $M_A = 0$ $M_B = M_{max} = -P \cdot l$
	Rotazione massima $\alpha_A = \frac{P \cdot l^2}{2 \cdot E \cdot I}$
	Freccia massima $f_A = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ — coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ — coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ — coefficente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$G_p := \gamma_a \cdot A_t$ — $G_p = 282.6\,kg \cdot m^{-1}$

Trave acciaio - Flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

il momento flettente di calcolo all'incastro vale:

$M_{ed} := \gamma_q \cdot H_k \cdot l_i \cdot h$ $\qquad$ $M_{ed} = 1.012\,KN \cdot m$

$M_{ed} \le \frac{2W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1$ $\qquad$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il valore di calcolo dell'azione tagliante vale

$V_{ed} := H_k \cdot l_i$ $\qquad$ $V_{ed} = 0.75\,KN$

$V_{crd} := \frac{2sp \cdot b \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$ $\qquad$ $V_{crd} = 96.775\,KN$

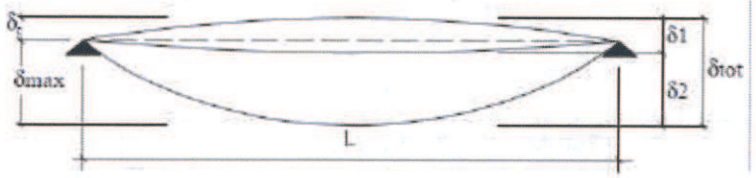
$V_{ed} \le V_{crd} = 1$ $\qquad$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti (trascurabile nel nostro caso), della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla

$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (4



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$\delta_2 := \frac{1}{3} \cdot \frac{H_k \cdot l_i \cdot h^3}{E_s \cdot 2J_y}$ $\qquad$ $\delta_2 = 1.042\,cm$ $\qquad$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

Tale spostamento, da verificare in fase di esecuzione del campione di prova da sottoporre all'approvazione della DL, risulta ammissibile in considerazione delle prescrizioni limitative effettuate per la salita delle scale.

Verifica bulloni di collegamento balaustra

- **caratteristiche**

$d_{nom} := 8mm$ $\qquad$ diametro nominale

$n_b := 2$ $\qquad$ numero minimo bulloni

$A_{res} := 38.6mm^2$ $\qquad$ area sezione resistente tirafondi diam. 8mm:

Verifica a taglio eq 4.2.57 NTC

$F_{vRd} := \frac{0.5 f_{tb} \cdot n_b \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}}$ $\qquad$ $F_{vRd} = 30.88\,KN$

$V_{ed} \le F_{vRd} = 1$ $\qquad$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

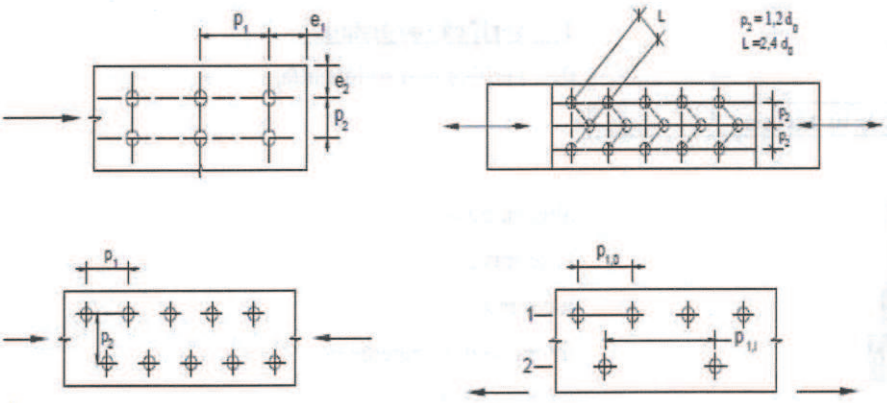
Piastra - Verifica a rifollamento - p 4.2.8.1.1 NTC

Questa verifica va riferita alla piastra di nodo se il suo spessore è inferiore o uguale allo spessore totale delle piastre di collegamento

geometria connessione

$d_0 := d_{nom} + 1mm$	diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
$s_a := 8mm$	spessore profilo
$t_p := 8mm$	spessore piastre di connessione
$t := \min(s_a, t_p)$	t = 8 mm
$e_1 := 20mm$	distanza foro bordo orizzontale
$e_2 := 30mm$	distanza foro bordo verticale
$p_1 := 20mm$	passo foro orizzontale
$p_2 := 45mm$	passo foro verticale

verifiche geometriche **Tabella 4.2. XIII** - per unioni di elementi in acciaio (EN10025)



$1.2 \cdot d_0 \le e_1 = 1$	**1 - verifica soddisfatta**
$1.2 \cdot d_0 \le e_2 = 1$	0 - verifica non soddisfatta
$2.2 \cdot d_0 \le p_1 \le \min(14 \cdot t, 200mm) = 1$	**1 - verifica soddisfatta**
$2.4 \cdot d_0 \le p_2 \le \min(14 \cdot t, 200mm) = 1$	0 - verifica non soddisfatta

- **per i bulloni di bordo nella direzione del carico applicato**

$$\alpha := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{f_{tb}}{f_{tk}}, 1\right) \qquad \alpha = 0.741$$

$$k := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \qquad k = 2.5$$

la resistenza di calcolo a rifollamento del piatto di unione, viene assunto pari a:

$$F_{brif} := k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d_{nom} \cdot \frac{t}{\gamma_{m2}} \qquad F_{brif} = 40.77\,KN$$

$$\sigma := \frac{V_{ed}}{F_{brif}}$$ $\sigma = 0.018$

$\boxed{\sigma \le 1 = 1}$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

- **per i bulloni interni direzione del carico applicato**

$$\alpha := \min\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25, \frac{f_{tb}}{f_{tk}}, 1\right)$$ $\alpha = 0.491$

$$k := \min\left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$$ $k = 2.5$

la resistenza di calcolo a rifollamento del piatto di unione, viene assunto pari a:

$$F_{brif} := k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d_{nom} \cdot \frac{t}{\gamma_{m2}}$$ $F_{brif} = 27.01\,KN$

$$\sigma := \frac{V_{ed}}{F_{brif}}$$ $\sigma = 0.028$

$\boxed{\sigma \le 1 = 1}$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica passerella ponte in acciaio

- **caratteristiche**

$h := 15cm$ altezza trave

$b := 8mm$ base trave

$l := 400cm$ luce trave

$l_i := 32.5cm$ interasse di competenza

$A_t := b \cdot h$ $A_t = 12\,cm^2$

$W_y := b \cdot \frac{h^2}{6}$ $W_y = 30\,cm^3$ modulo di resistenza

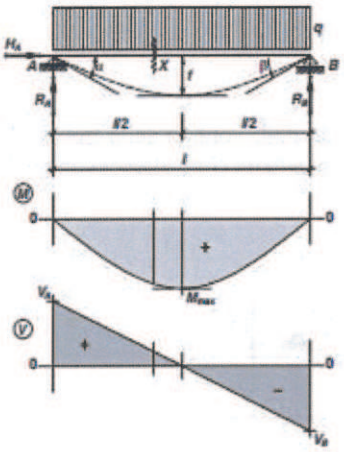
$W_z := h \cdot \frac{b^2}{6}$ $W_z = 1.6\,cm^3$ modulo di resistenza

$J_y := b \cdot \frac{h^3}{12}$ $J_y = 225\,cm^4$ momento d'inerzia

$J_z := h \cdot \frac{b^3}{12}$ $J_z = 0.64\,cm^4$ momento d'inerzia

$W_{pl} := \frac{b \cdot h^2}{4}$ $W_{pl} = 45\,cm^3$ calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

12 	Reazioni $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$ $\quad H_A = 0$
	Taglio $V_A = \frac{q \cdot l}{2}$ $\quad V_B = -\frac{q \cdot l}{2}$ $\quad V_X = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right)$ $V = 0$ per $x = \frac{l}{2}$
	Momenti flettenti $M_A = M_B = 0$ $\quad M_X = \frac{q}{2} \cdot x \cdot (l - x)$ $M_{\frac{l}{2}} = M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$
	Rotazioni massime $\alpha = \beta = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I}$
	Freccia massima $f_{\frac{l}{2}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ coefficente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$G_p := \gamma_a \cdot A_t$ $\qquad G_p = 9.42\,kg \cdot m^{-1}$

Il carico agente a ml è dato da:

$Q := \gamma_{1g} \cdot G_p + \gamma_{2g} \cdot G_2 \cdot l_i + \gamma_{q1} \cdot Q_a \cdot l_i$ $\qquad Q = 123.822 \frac{kg}{m}$

Verifica flessione monoassiale (retta) p 4.2.4.1.2 NTC

Il momento risulta essere

$M_{ed1} := Q \cdot \frac{l^2}{8}$ $\qquad \boxed{M_{ed1} = 2.429\,KN \cdot m}$

$\boxed{M_{ed1} \le \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1}$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il taglio risulta essere

$V_{ed1} := Q \cdot \frac{l}{2}$ $\qquad \boxed{V_{ed1} = 2.429\,KN}$

$V_{crd} := \frac{A_t \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$ $\qquad \boxed{V_{crd} = 181.453\,KN}$

$\boxed{V_{ed1} \le V_{crd} = 1}$

1 - verifica soddisfatta

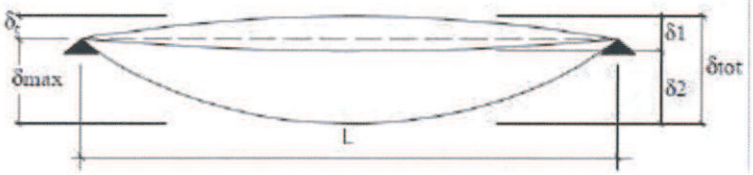
0 - verifica non soddisfatta

La passerella risulta verificata per il cosciale composto da un solo piatto.

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla

$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (4



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_p + G_2 \cdot l_i) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y}$$

$\delta_{11} = 0.101\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi permanenti

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_a \cdot l_i) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y}$$

$\delta_2 = 0.47\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_{tot} := \delta_1 + \delta_2$$

$\delta_{tot} = 0.594\,cm$ spostamento totale nello stato finale

$\delta_2 \le \frac{l}{500} = 1$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

$\delta_{tot} \le \frac{l}{400} = 1$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Verifica balaustra passerella

- **caratteristiche**

$b := 4cm$ larghezza montante

$sp := 8mm$ spessore trave

$h := 90cm$ altezza trave

$l_i := 63cm$ interasse massimo di competenza

$A_t := b \cdot h$ $A_t = 360\,cm^2$

$W_y := sp \cdot \frac{b^2}{6}$ $W_y = 2.133\,cm^3$ modulo di resistenza

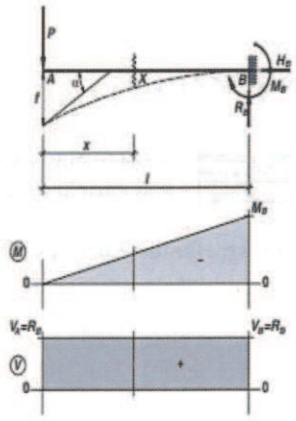
$W_z := b \cdot \frac{sp^2}{6}$ $W_z = 0.427\,cm^3$ modulo di resistenza

$J_y := sp \cdot \frac{b^3}{12}$ $J_y = 4.267\,cm^4$ momento d'inerzia

$J_z := b \cdot \frac{sp^3}{12}$ $J_z = 0.171\,cm^4$ momento d'inerzia

$W_{pl} := \frac{sp \cdot b^2}{4}$ $\qquad W_{pl} = 3.2\,cm^3$ $\qquad$ calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

1	
	Reazioni $R_B = P \quad H_B = 0$
	Taglio $V_B = P \quad V_X = P \quad V_A = P$
	Momenti flettenti $M_X = -P \cdot x \qquad M_A = 0 \qquad M_B = M_{max} = -P \cdot l$
	Rotazione massima $\alpha_A = \frac{P \cdot l^2}{2 \cdot E \cdot I}$
	Freccia massima $f_A = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ $\qquad$ coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ $\qquad$ coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ $\qquad$ coefficente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$G_p := \gamma_a \cdot A_t$ $\qquad G_p = 282.6\,kg \cdot m^{-1}$

Trave acciaio - Flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

il momento flettente di calcolo all'incastro vale:

$M_{ed} := \gamma_q \cdot H_k \cdot l_i \cdot h$ $\qquad \boxed{M_{ed} = 0.851\,KN \cdot m}$

$\boxed{M_{ed} \le \frac{2W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1}$ $\qquad$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il valore di calcolo dell'azione tagliante vale

$V_{ed} := H_k \cdot l_i$ $\qquad \boxed{V_{ed} = 0.63\,KN}$

$V_{crd} := \frac{2sp \cdot b \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$ $\qquad \boxed{V_{crd} = 96.775\,KN}$

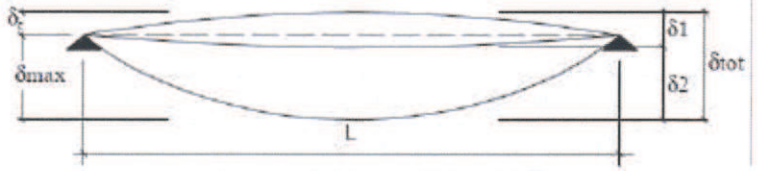
$\boxed{V_{ed} \le V_{crd} = 1}$ $\qquad$ **1 - verifica soddisfatta**

0 - verifica non soddisfatta

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti (trascurabile nel nostro caso), della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla

$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (4



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$$\delta_2 := \frac{1}{3} \cdot \frac{H_k \cdot l_i \cdot h^3}{E_s \cdot 2J_y}$$

$\delta_2 = 0.875\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

Tale spostamento, risulta ammissibile in considerazioni delle prescrizioni limitative effettuate per la visita

Verifica balaustra camminamento

- **caratteristiche**

$b := 4cm$ larghezza montante

$sp := 8mm$ spessore trave

$h := 100cm$ altezza trave

$l_i := 80cm$ interasse massimo di competenza

$A_t := b \cdot h$ $\quad A_t = 400\,cm^2$

$W_y := sp \cdot \frac{b^2}{6}$ $\quad W_y = 2.133\,cm^3$ modulo di resistenza

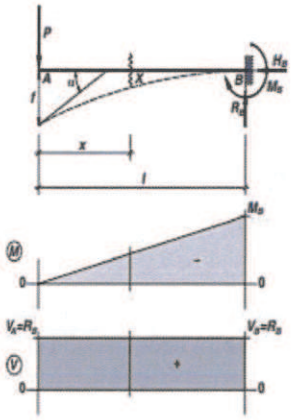
$W_z := b \cdot \frac{sp^2}{6}$ $\quad W_z = 0.427\,cm^3$ modulo di resistenza

$J_y := sp \cdot \frac{b^3}{12}$ $\quad J_y = 4.267\,cm^4$ momento d'inerzia

$J_z := b \cdot \frac{sp^3}{12}$ $\quad J_z = 0.171\,cm^4$ momento d'inerzia

$W_{pl} := \frac{sp \cdot b^2}{4}$ $\quad W_{pl} = 3.2\,cm^3$ calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

1 	Reazioni $R_B = P \quad H_B = 0$
	Taglio $V_B = P \quad V_X = P \quad V_A = P$
	Momenti flettenti $M_X = -P \cdot x \quad M_A = 0 \quad M_B = M_{max} = -P \cdot l$
	Rotazione massima $\alpha_A = \frac{P \cdot l^2}{2 \cdot E \cdot I}$
	Freccia massima $f_A = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$\gamma_{1g} := 1.3$ coefficente per i carichi permanenti

$\gamma_{2g} := 1.5$ coefficente per i carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{q1} := 1.5$ coefficente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$G_p := \gamma_a \cdot A_t$ $\quad G_p = 314\,kg \cdot m^{-1}$

Trave acciaio - Flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

il momento flettente di calcolo all'incastro vale:

$M_{ed} := \gamma_q \cdot H_k \cdot l_i \cdot h$ $\quad M_{ed} = 1.2\,KN \cdot m$

$M_{ed} \le \frac{2W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il valore di calcolo dell'azione tagliante vale

$V_{ed} := H_k \cdot l_i$ $\quad V_{ed} = 0.8\,KN$

$V_{crd} := \frac{2sp \cdot b \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$ $\quad V_{crd} = 96.775\,KN$

$V_{ed} \le V_{crd} = 1$

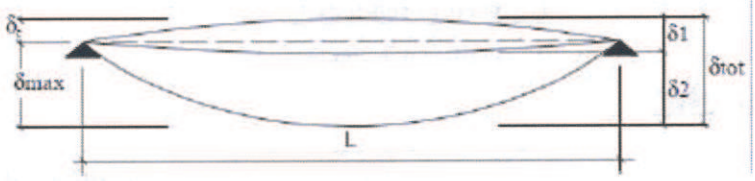
1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti (trascurabile nel nostro caso), della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla

$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (4



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$\delta_2 := \frac{1}{3} \cdot \frac{H_k \cdot l_i \cdot h^3}{E_s \cdot 2J_y}$ $\quad \delta_2 = 1.524\,cm$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

Tale spostamento, da verificare a seguito della prevista prova di carico e da sottoporre all'approvazione della DL, risulta ammissibile in considerazione delle prescrizioni limitative effettuate per la visita del camminamento e dell'effettiva funzione della ringhiera che risulta essere una delimitazione dell'area di camminamento affidando la funzione di protezione alla ricostruzione della muratura esterna.

Verifica tirafondi di collegamento balaustra camminamento

- **caratteristiche**

$d_{nom} := 14mm$ diametro nominale tirafondi

$A_{res} := 115mm^2$ area sezione resistente tirafondi

$n_b := 4$ numero minimo bulloni

$n_{bfila} := 2$ numero bulloni per fila

$d := 130mm$ distanza tra i tirafondi in direzione x

Verifica del tirafondo più sollecitato (utilizzare barre min in classe 8.8)

$f_{yb} := 649 \frac{N}{mm^2}$

$f_{tb} := 800 \frac{N}{mm^2}$

Trazione su ogni tirafondo della fila iesima

$$N_b := \frac{M_{ed}}{n_{bfila} \cdot d} \qquad N_b = 4.615\,KN$$

Trazione su ogni tirafondo della fila iesima

$$V_b := \frac{V_{ed}}{n_b} \qquad V_b = 0.2\,KN$$

Verifica a taglio eq 4.2.57 NTC

$$F_{vRd} := \frac{0.6 f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}} \qquad F_{vRd} = 44.16\,KN$$

$V_{ed} \le F_{vRd} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica a trazione eq 4.2.62 NTC

$$F_{tRd} := \frac{0.9 f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}} \qquad F_{tRd} = 66.24\,KN$$

$N_b \le F_{tRd} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica azioni combinate eq 4.2.65 NTC

$$\frac{N_b}{1.4 \cdot F_{tRd}} + \frac{V_b}{F_{vRd}} = 0.054$$

$$\frac{N_b}{1.4 \cdot F_{tRd}} + \frac{V_b}{F_{vRd}} \le 1 = 1$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica appoggio muratura

$b := 15cm$ larghezza piastra base

$l := 20cm$ lunghezza appoggio

$d_1 := 3cm$ distanza dal lembo compresso dei tirafondi

In via semplificativa si suppone che la muratura reagisca secondo una striscia larga 1/4 della lunghezza della piastra di base e che la pressione sulla muratura inferiore sia costante

$$\sigma_r := \frac{4 \cdot M_{ed}}{d \cdot b \cdot l} \qquad \sigma_r = 1.231 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma_r \leq f_{dm} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

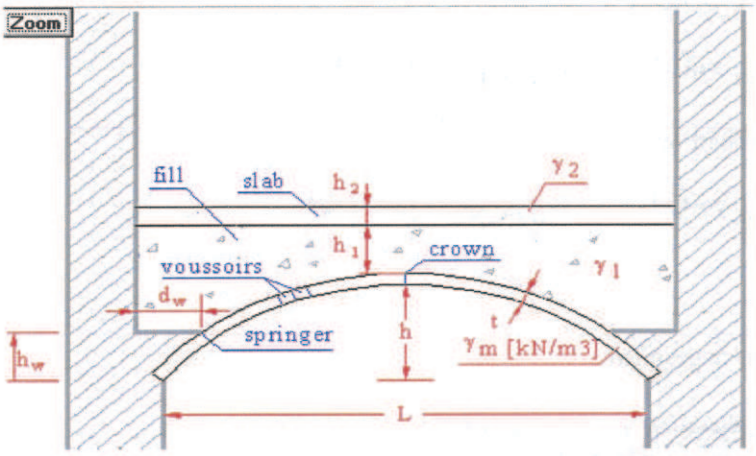
Verifica estrazione muratura a trazione

Vista la variabilità delle caratteristiche della muratura sottostante, alla luce delle considerazioni sopracitate, si prescrive per tali agganci una prova di estrazione da eseguire con estrattore idraulico installato su di un supporto metallico di contrasto in base all'appendice A della norma UNI EN 795-2012 e norma UNI11560:2014 punto 9.2.1 che prevede per gli ancoraggi della linea vita, che gli stessi vengano valutati tramite prove di carico che restituiscano una forza di almento 5KN per ogni singolo ancoraggio, per verificare la corretta connessione tra ancorante e materiale di supporto. Qualora le prove di estrazione non fossero verifricate, in alternativa agli ancoraggi con barre filettate, l' ancoraggio potrà essere realizzato tramite carotaggio, inserimento di un paletto centrale direttamente saldato alla piastra di base e riempimento con malta di calce.

VALUTAZIONE di VULNERABILITA' SISMICA - LV2 (Meccanismi Locali)

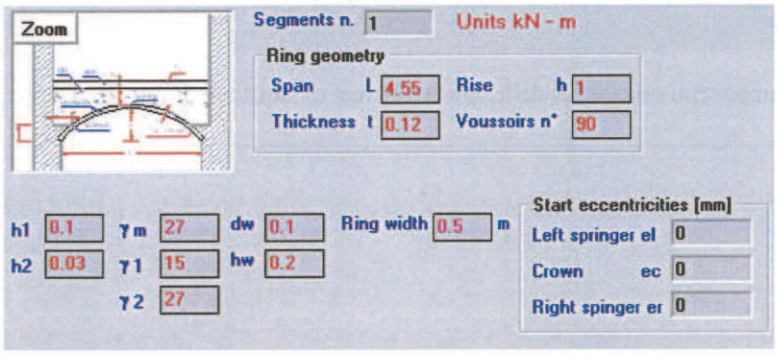
Stato Attuale - carichi in situazione sismica

Per considerare l'incremento di sollecitazione lungo gli archi principali dovuto alla presenza delle unghie, sono stati amplificati i valori dei pesi specifici di un coefficiente pari al rapposto tra la larghezza di influenza dei carichi sull'arco e la larghezza dell'arco stesso.

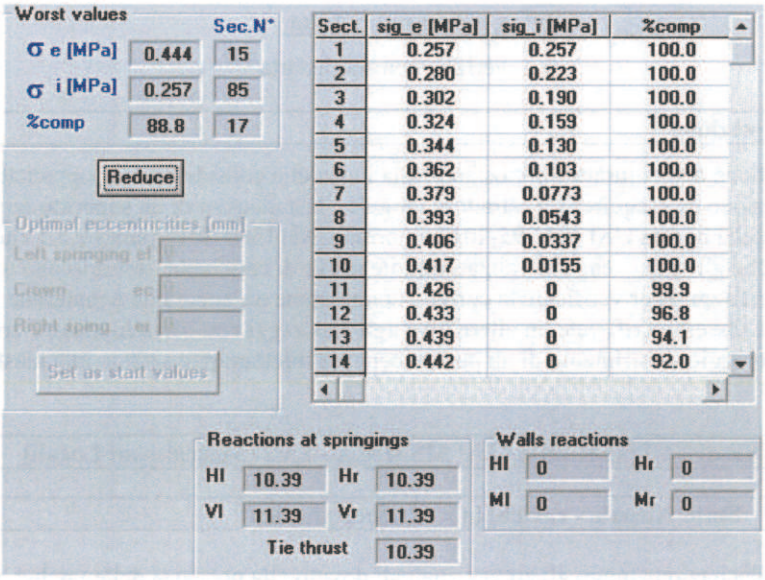


- **volta primo piano**

  la volta presenta le seguenti geometrie



in assenza di carichi variabili le componenti orizzontali delle spinte alle reni di sinistra e destra (Hl, Hr,Vl, Vr) valgono



Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0.257	0.257	100.0
2	0.280	0.223	100.0
3	0.302	0.190	100.0
4	0.324	0.159	100.0
5	0.344	0.130	100.0
6	0.362	0.103	100.0
7	0.379	0.0773	100.0
8	0.393	0.0543	100.0
9	0.406	0.0337	100.0
10	0.417	0.0155	100.0
11	0.426	0	99.9
12	0.433	0	96.8
13	0.439	0	94.1
14	0.442	0	92.0

$P_{h1sisa} := 10.39KN$

$P_{v1sisa} := 11.39KN$

$\alpha := 50deg$ angolo di inclinazione arco diagonale

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

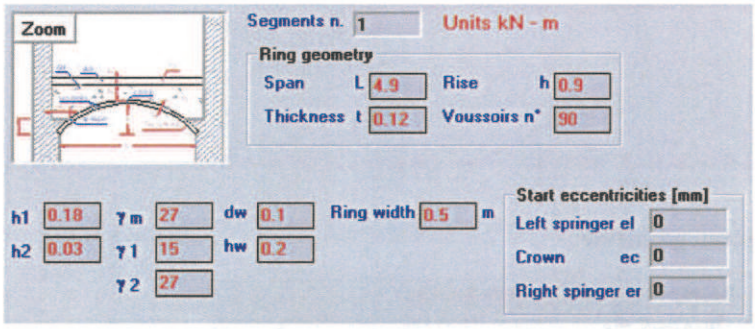
$$P_{h1sisaEO} := 2 \cdot P_{h1sisa} \cdot \sin(\alpha) \qquad P_{h1sisaEO} = 15.918\,KN$$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

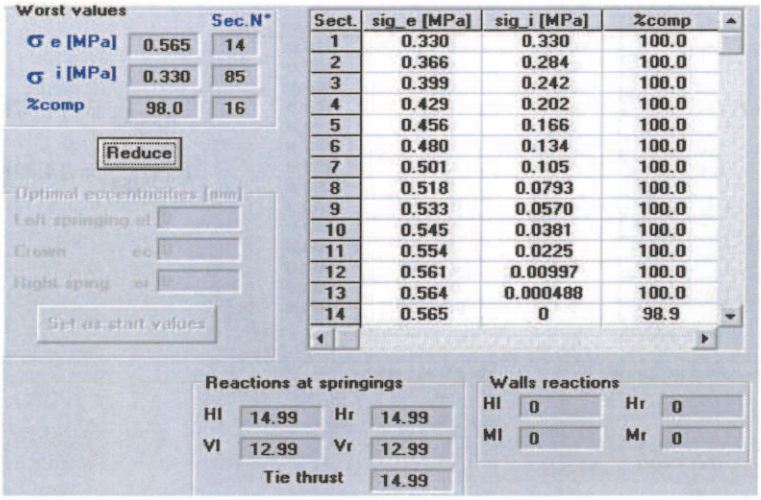
$$P_{h1sisaNS} := 2 \cdot P_{h1sisa} \cdot \cos(\alpha) \qquad P_{h1sisaNS} = 13.357\,KN$$

- **volta secondo piano**

la volta presenta le seguenti geometrie



in assenza di carichi variabili le componenti orizzontali delle spinte alle reni di sinistra e destra (Hl, Hr,Vl, Vr) valgono



$P_{h2sisa} := 14.99KN$

$P_{v2sisa} := 12.99KN$

$\alpha := 45deg$ angolo di inclinazione arco diagonale

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

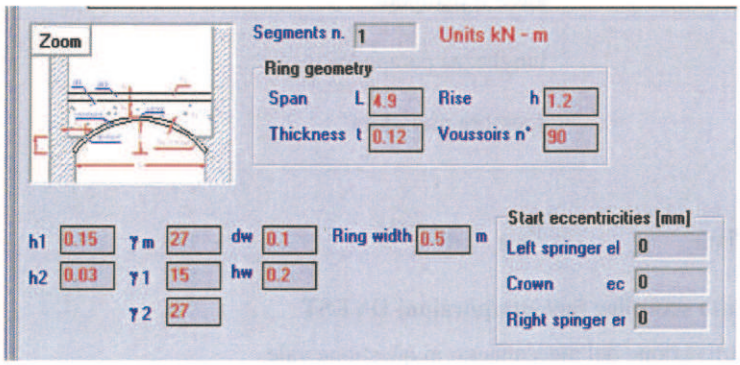
$P_{h2sisaEO} := 2 \cdot P_{h2sisa} \cdot \sin(\alpha)$ $P_{h2sisaEO} = 21.199\,KN$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

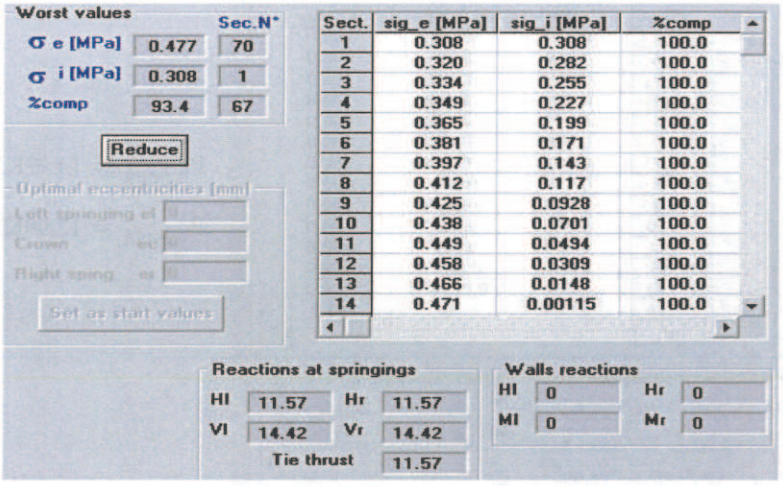
$P_{h2sisaNS} := 2 \cdot P_{h2sisa} \cdot \cos(\alpha)$ $P_{h2sisaNS} = 21.199\,KN$

- **volta terzo piano - lato Nord-Sud-Est-Ovest**

  la volta presenta le seguenti geometrie



in assenza di carichi variabili le componenti orizzontali delle spinte alle reni di sinistra e destra (Hl, Hr,Vl, Vr) valgono



Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	0.477	70
σ i [MPa]	0.308	1
%comp	93.4	67

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el

Crown ec

Right sping er

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0.308	0.308	100.0
2	0.320	0.282	100.0
3	0.334	0.255	100.0
4	0.349	0.227	100.0
5	0.365	0.199	100.0
6	0.381	0.171	100.0
7	0.397	0.143	100.0
8	0.412	0.117	100.0
9	0.425	0.0928	100.0
10	0.438	0.0701	100.0
11	0.449	0.0494	100.0
12	0.458	0.0309	100.0
13	0.466	0.0148	100.0
14	0.471	0.00115	100.0

Reactions at springings

Hl	11.57	Hr	11.57
Vl	14.42	Vr	14.42
Tie thrust			11.57

Walls reactions

Hl	0	Hr	0
Ml	0	Mr	0

$P_{h3sisa} := 11.57KN$

$P_{v3sisa} := 14.42KN$

$\alpha := 45deg$ angolo di inclinazione arco diagonale

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

$P_{h3sisaEO} := 2 \cdot P_{h3sisa} \cdot \sin(\alpha)$ $P_{h3sisaEO} = 16.362\,KN$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

$P_{h3sisaNS} := 2 \cdot P_{h3sisa} \cdot \cos(\alpha)$ $P_{h3sisaNS} = 16.362\,KN$

- **merlatura**

$\gamma_{me} := 1.8KN \cdot m^{-3}$ peso muratura

$h_{me} := 1.5m$ altezza parapetto

$l_{me} := 7m$ lunghezza parapetto

$sp_{me} := 30cm$ spessore merlatura

carico merlatura

$P_{me} := \gamma_{me} \cdot h_{me} \cdot l_{me} \cdot sp_{me}$ $P_{me} = 5.67\,KN$

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni OVEST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1aovest} := 0.302 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1aovest} := 0.027$$

$$\alpha_{gM1aovest} \geq a_{gslv} = 0$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni SUD

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1asud} := 0.346 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1asud} := 0.031$$

$$\alpha_{gM1asud} \geq a_{gslv} = 0$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni NORD

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1anord} := 0.760 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1anord} := 0.04$$

$$\alpha_{gM1anord} \geq a_{gslv} = 0$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni EST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1aest} := 0.0667 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1aest} := 0.035$$

$$\alpha_{gM1aest} \geq a_{gslv} = 0$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-OVEST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M2anordovest} := 1.415 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM2anordovest} := 0.077$$

$$\alpha_{gM2anordovest} \geq a_{gslv} = 0$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-EST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M2anordest} := 1.989 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM2anordest} := 0.108$$

$$\alpha_{gM2anordest} \geq a_{gslv} = 0$$

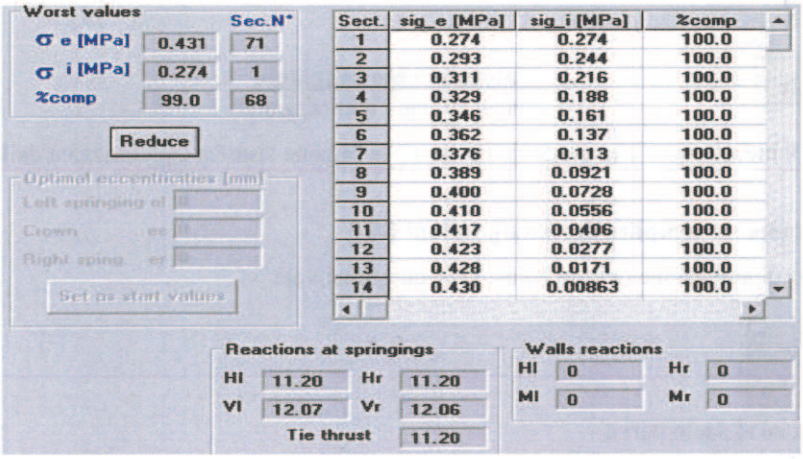
1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica non è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi per l'azione sismica caratterizzata dalla ag-SLV calcolata

Stato Modificato - carichi in situazione sismica

- **volta primo piano**

in presenza del carico variabile (2KN/mq) le componenti orizzontali delle spinte alle reni di sinistra e destra (Hl, Hr,Vl, Vr) risultano:



$$P_{h1sism} := 11.2KN$$

$$P_{v1sism} := 12.07KN$$

$\alpha := 50deg$ angolo di inclinazione arco diagonale

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

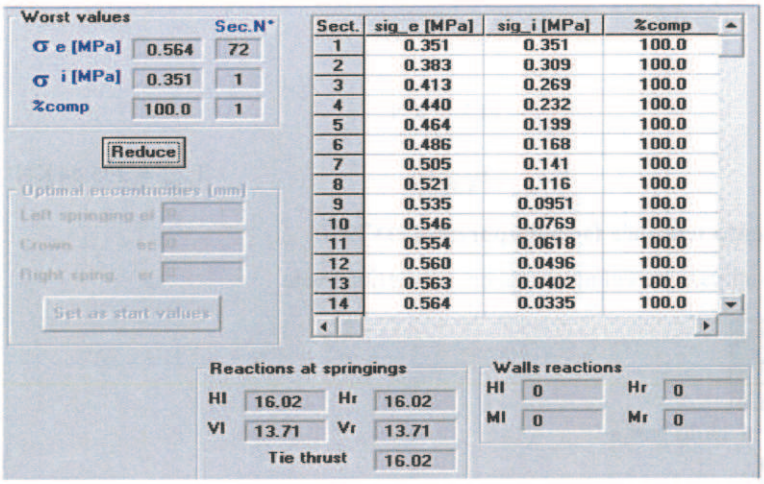
$$P_{h1sismEO} := 2 \cdot P_{h1sism} \cdot \sin(\alpha) \qquad P_{h1sismEO} = 17.159\,KN$$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

$$P_{h1sismNS} := 2 \cdot P_{h1sism} \cdot \cos(\alpha) \qquad P_{h1sismNS} = 14.398\,KN$$

- **volta secondo piano**

in presenza del carico variabile (2KN/mq) le componenti orizzontali delle spinte alle reni di sinistra e destra (Hl, Hr,Vl, Vr) risultano:



Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0.351	0.351	100.0
2	0.383	0.309	100.0
3	0.413	0.269	100.0
4	0.440	0.232	100.0
5	0.464	0.199	100.0
6	0.486	0.168	100.0
7	0.505	0.141	100.0
8	0.521	0.116	100.0
9	0.535	0.0951	100.0
10	0.546	0.0769	100.0
11	0.554	0.0618	100.0
12	0.560	0.0496	100.0
13	0.563	0.0402	100.0
14	0.564	0.0335	100.0

$P_{h2sism} := 16.02KN$

$P_{v2sism} := 13.71KN$

$\alpha := 45deg$ angolo di inclinazione arco diagonale

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

$P_{h2sismEO} := 2 \cdot P_{h2sism} \cdot \sin(\alpha)$ $P_{h2sismEO} = 22.656\,KN$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

$P_{h2sismNS} := 2 \cdot P_{h2sism} \cdot \cos(\alpha)$ $P_{h2sismNS} = 22.656\,KN$

- **solaio intermedio**

area influenza solaio intermedio

$A_s := 2.5m^2$

carico solaio

$P_s := \left(G_s \cdot A_s + \psi_{2j} \cdot Q_a \cdot A_s\right)$ $P_s = 3.953\,KN$

- **volta terzo piano**

la spinta totale agente sul paramento Est-Ovest è

$P_{h3sismEO} := P_{h3sisaEO}$ $P_{h3sismEO} = 16.362\,KN$

la spinta totale agente sul paramento Nord-Sud è

$P_{h3sismNS} := P_{h3sisaNS}$ $P_{h3sismNS} = 16.362\,KN$

- **merlatura**

$\gamma_{me} := 1.8KN \cdot m^{-3}$ peso muratura

$h_{me} := 1.5m$ altezza parapetto

$l_{me} := 7m$ lunghezza parapetto

$sp_{me} := 30cm$ spessore merlatura

carico merlatura

$P_{me} := \gamma_{me} \cdot h_{me} \cdot l_{me} \cdot sp_{me}$ $P_{me} = 5.67\,KN$

- **tiro catene**

$t_{cat} := 12Tonn$ $\qquad t_{cat} = 117.72\,KN$

$n_{cat} := 2$ $\qquad T_{cat} := n_{cat} \cdot t_{cat}$ $\qquad T_{cat} = 235.44\,KN$

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni OVEST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1movest} := 1.836 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1movest} := 0.166$$

$$\alpha_{gM1movest} \geq a_{gslv} = 1$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni SUD

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1msud} := 1.863 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1msud} := 0.169$$

$$\alpha_{gM1msud} \geq a_{gslv} = 1$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni NORD

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1mnord} := 3.328 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$$\alpha_{gM1mnord} := 0.176$$

$$\alpha_{gM1mnord} \geq a_{gslv} = 1$$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni EST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$$\alpha^{\circ}_{M1mest} := 3.443 \frac{m}{s^2}$$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$\alpha_{gM1mest} := 0.182$

$\alpha_{gM1mest} \geq a_{gslv} = 1$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-OVEST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$\alpha^{\circ}_{M2mnordovest} := 2.389 \frac{m}{s^2}$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$\alpha_{gM2mnordovest} := 0.130$

$\alpha_{gM2mnordovest} \geq a_{gslv} = 1$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-EST

l 'accellerazione spettrale minima di attivazione del meccanismo in questione vale

$\alpha^{\circ}_{M2mnordest} := 2.971 \frac{m}{s^2}$

a cui corrisponde un' accellerazione al suolo pari a

$\alpha_{gM2mnordest} := 0.162$

$\alpha_{gM2mnordest} \geq a_{gslv} = 1$

1 - adeguamento raggiunto
0 - adeguamento non raggiunto

La verifica è soddisfatta ed il meccanismo è in grado di attivarsi solo per ag-SLV maggiori della PGA di riferimento

CONCLUSIONI

Di seguito si riportano i risultati delle analisi per i cinematismi considerati prima e dopo gli interventi. Si evince come dopo l'intervento, l'accellerazione spettrale di attivazione dei cinematismi per la torre, sia aumentata dallo stato attuale a quello di progetto in conseguenza degli interventi già realizzati quali tesatura delle catene e del nuovo solaio in legno che contribuisce alla stabilità del paramento.
L'intervento di consolidamento proposto ed in parte già realizzato, ha permesso di migliorare la risposta sismica del manufatto, in virtù di scelte progettuali in grado di tendere a quel miglioramento scatolare che rappresenta il requisito strutturale richiesto da ogni codice normativo.

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni OVEST

$\alpha^{\circ}_{M1aovest} \leq \alpha^{\circ}_{M1movest} = 1$

1 - verifica soddisfatta
0 - verifica non soddisfatta

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni SUD

$\alpha^{\circ}_{M1asud} \leq \alpha^{\circ}_{M1msud} = 1$

1 - verifica soddisfatta
0 - verifica non soddisfatta

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni NORD

$\alpha^{\circ}_{M1anord} \leq \alpha^{\circ}_{M1mnord} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Analisi meccasimo M1 - ribaltamento semplice facciata/porzioni EST

$\alpha^{\circ}_{M1aest} \leq \alpha^{\circ}_{M1mest} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-OVEST

$\alpha^{\circ}_{M2anordovest} \leq \alpha^{\circ}_{M2mnordovest} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Analisi meccasimo M2 - ribaltamento cantonale NORD-EST

$\alpha^{\circ}_{M2anordest} \leq \alpha^{\circ}_{M2mnordest} = 1$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

TABELLA RIEPILOGATIVA - MECCANISMI LOCALI

Tipologia Cinematismo		Attivazione ante intervento				Attivazione post interveno			
PGA (SLV)	0.119	☑	a* (m/s²)	ag (slv)	f.aslv	☑	a* (m/s2)	ag (slv)	f.aslv
Ribaltamento semplice facciata Ovest		SI	0.302	0.027	0.227	NO	1.836	0.166	1.39
Ribaltamento semplice facciata Sud		SI	0.346	0.031	0.261	NO	1.863	0.169	1.42
Ribaltamento semplice facciata Nord		SI	0.76	0.04	0.336	NO	3.328	0.176	1.48
Ribaltamento semplice facciata Est		SI	0.66	0.035	0.294	NO	3.443	0.182	1.53
Ribaltamento cantonale Nord-Ovest		SI	1.415	0.077	0.647	NO	2.389	0.13	1.09
Ribaltamento cantonale Nord-Est		SI	1.989	0.108	0.908	NO	2.971	0.162	1.36

TORRE DEL SOCCORSO - STATO ATTUALE - VALUTAZIONE SICUREZZA

Valutazione Fattore di accellerazione

Dal minimo dei precedenti si ottiene l'accellerazione di picco che la struttura riesce a sopportare tramite le equazioni **eq C8A.4.9 e C8A.4.10 della CIRC. n°617 2/2/09**

$$a_g := \min(\alpha_{gM1aovest}, \alpha_{gM1asud}, \alpha_{gM1anord}, \alpha_{gM1aest}, \alpha_{gM2anordovest}, \alpha_{gM2anordest})$$

$$a_g = 0.027$$

L'indicatore di rischio in termini di accellerazione si ottiene confrontando l'accellerazione che riesce a sopportare la struttura e quella di riferimento

$$f_{aslv} := \frac{a_g}{a_{gslv}}$$

$$f_{aslv} = 0.227$$

Valutazione Vita Nominale

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.041	2.564	0.234
50	0.051	2.548	0.250
72	0.059	2.560	0.259
101	0.068	2.546	0.264
140	0.076	2.548	0.268
201	0.087	2.544	0.273
475	0.119	2.518	0.282
975	0.156	2.439	0.286
2475	0.208	2.427	0.294

dalla tabella si evince che il tempo di ritorno della nostra struttura per la a.g(SLV) di riferimento

$$a_g = 0.027$$

risulta compreso tra:

$a_{gtr1} := 0.041$ $\qquad$ $a_{gtr2} := 0.041$

$T_{r1} := 30$ $\qquad$ $T_{r2} := 30$

$$\alpha := \left(\log(a_g) - \log(a_{gtr1})\right) \cdot \frac{\log\left(\left(\frac{T_{r2}}{T_{r1}}\right)\right)}{\log\left(\left(\frac{a_{gtr2}}{a_{gtr1}}\right)\right)} \qquad \alpha = 0$$

$T_{slv} := T_{r1} \cdot 10^{\alpha}$ $\qquad$ $T_{slv} = 30$

la valutazione del tempo di ritorno e della vita nominale per edifici esistenti assume un ruolo molto importante nel caso di edifici di interesse storico monumentale, dove le possibilità di intervenire risulano limitate. In caso di vita nominale inferiore a quello previsto per le nuove costruzioni, la struttura dovrà essere sottoposta a nuova verifica dopo il periodo di tempo trascorso.

$$V_n := -\frac{T_{slv} \cdot \ln(1 - P_{vr})}{C_u} \qquad V_n = 3.161$$

Pertanto si ottiene una vita nominale pari a 3 anni.

Valutazione Indicatore di Rischio

Dal rapporto tra il tempo di ritorno e quello di riferimento per lo stesso stato limite si ottiene l'indicatore di rischio della struttura in termini di tempo di ritorno

$$I := \frac{T_{slv}}{T_{Rslv}} \qquad I = 0.063$$

TORRE DEL SOCCORSO - STATO MODIFICATO - VALUTAZIONE SICUREZZA

Valutazione Fattore di accellerazione

Dal minimo dei precedenti si ottiene l'accellerazione di picco che la struttura riesce a sopportare tramite le equazioni **eq C8A.4.9 e C8A.4.10 della CIRC. n°617 2/2/09**

$$a_g := \min(\alpha_{gM1movest}, \alpha_{gM1msud}, \alpha_{gM1mnord}, \alpha_{gM1mest}, \alpha_{gM2mnordovest}, \alpha_{gM2mnordest})$$

$$a_g = 0.13$$

L'indicatore di rischio in termini di accellerazione si ottiene confrontando l'accellerazione che riesce a sopportare la struttura e quella di riferimento

$$f_{aslv} := \frac{a_g}{a_{gslv}}$$

$$f_{aslv} = 1.092$$

Valutazione Vita Nominale

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.041	2.564	0.234
50	0.051	2.548	0.250
72	0.059	2.560	0.259
101	0.068	2.546	0.264
140	0.076	2.548	0.268
201	0.087	2.544	0.273
475	0.119	2.518	0.282
975	0.156	2.439	0.286
2475	0.208	2.427	0.294

dalla tabella si evince che il tempo di ritorno della nostra struttura per la a.g(SLV) di riferimento

$$a_g = 0.13$$

risulta compreso tra:

$$a_{gtr1} := 0.119 \qquad a_{gtr2} := 0.156$$

$$T_{r1} := 475 \qquad T_{r2} := 975$$

$$\alpha := \left(\log(a_g) - \log(a_{gtr1})\right) \cdot \frac{\log\left(\left(\frac{T_{r2}}{T_{r1}}\right)\right)}{\log\left(\left(\frac{a_{gtr2}}{a_{gtr1}}\right)\right)} \qquad \alpha = 0.102$$

$$T_{slv} := T_{r1} \cdot 10^{\alpha} \qquad T_{slv} = 600.734$$

la valutazione del tempo di ritorno e della vita nominale per edifici esistenti assume un ruolo molto importante nel caso di edifici di interesse storico monumentale, dove le possibilità di intervenire risulano limitate. In caso di vita nominale inferiore a quello previsto per le nuove costruzioni, la struttura dovrà essere sottoposta a nuova verifica dopo il periodo di tempo trascorso.

$$V_n := -\frac{T_{slv} \cdot \ln(1 - P_{vr})}{C_u} \qquad V_n = 63.294$$

Pertanto si ottiene una vita nominale pari a 60 anni.

Valutazione Indicatore di Rischio

Dal rapporto tra il tempo di ritorno e quello di riferimento per lo stesso stato limite si ottiene l'indicatore di rischio della struttura in termini di tempo di ritorno

$$I := \frac{T_{slv}}{T_{Rslv}} \qquad I = 1.266$$

TABELLA RIEPILOGATIVA - VALUTAZIONE SICUREZZA

Di seguito si riportanto i risultati relativamente al fattore di accellerazione, vita nominale e indice di sicurezza in accordo con il punto **2.4** della **Direttiva sulla valutazione del rischio Sismico**

	f.aslv	V.n	I
STATO ATTUALE	0,227	3	0,063
STATO MODIFICATO	1,092	63	1,266

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO

Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h_V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A x_G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d_P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_1 [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d_2 [m]
1.20	9.35	5.80	8.67	1.63	1.70	1.84	1.80	1.80

COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE

Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]
	d	0.50		0.20	1.75	1.75
0.00	a	0.60		0.00	1.60	1.60

AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO

Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P_H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P_{V1}, P_{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F_H, F'_H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H1}, P'_{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H2}, P'_{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T_1+T_2), $(T'_1+T'_2)$ [kN]
1950.0			5.7	14.4	11.6			
			5.7		8.2	0.0	0.0	0.0

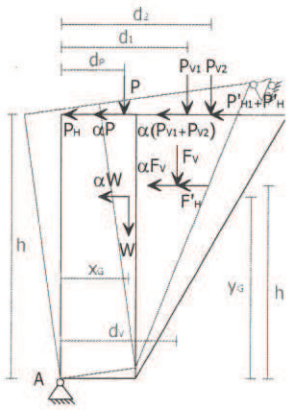


Fig. 1 - Schema di calcolo

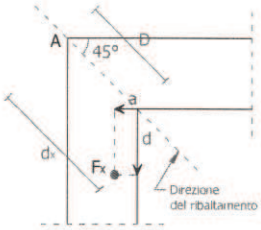


Fig. 2 - Vista dall'alto del cantonale

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
3171.4	0.0	20.6	26.5	0.0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
11310.0	0.0	106.6	125.0	0.0	0.0	70.9

MOLTIPLICATORE α_0

Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec^2]
0.273	1.35	200.638	0.996	1.989

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	14.50
Altezza della struttura H [m]	23.86
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
14.50	0.613	0.180	5.049

PGA-SLV

$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
0.108

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO

Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h_V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A x_G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d_P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_1 [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d_2 [m]
1.15	9.35	6.00	8.67	1.20	1.83	1.77	1.73	1.73

COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE

Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]
	d	0.00		0.20	1.75	1.75
0.00	a	0.80		0.00	1.80	1.80

AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO

Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P_H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P_{V1}, P_{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F_H, F'_H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H1}, P'_{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H2}, P'_{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T_1+T_2), $(T'_1+T'_2)$ [kN]
1900.0			5.7	14.4	11.8			
			5.7		8.2	0.0	0.0	0.0

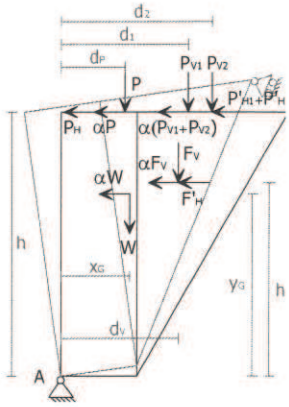


Fig. 1 - Schema di calcolo

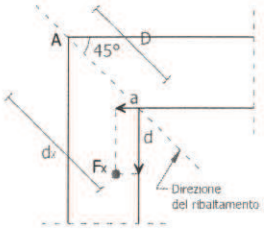


Fig. 2 - Vista dall'alto del cantonale

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2284.0	0.0	19.7	25.5	0.0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
11400.0	0.0	106.6	125.0	0.0	0.0	70.9

MOLTIPLICATORE α_0

Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_g^* [m/sec²]
0.194	1.35	195.678	0.997	1.415

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	14.50
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
14.50	0.613	0.128	3.593

PGA-SLV

$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
0.077

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.22			20.0	
2	3.98		5.85			20.0	
3	0.84	1.56	5.85	4.58	5.85	20.0	
4	0.25	2.64	4.79	4.15	5.73	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2		3.98				1.99	
3		7.96				4.04	
4	1.15	9.35		1.00	8.87	4.94	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	0.0						
3	0.0						
4	1140.0		5.7		14.4	16.4	

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

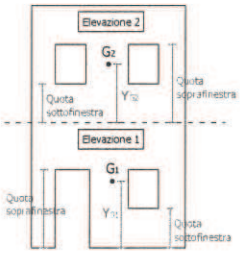


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	655.5	0.0	14.4	0.0
-	655.5	0.0	14.4	0.0
-	655.5	0.0	14.4	0.0
4	655.5	0.0	14.4	0.0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	22095.8	135.6	333.2	378.1	0.0
-	19245.9	121.4	297.2	337.2	0.0
-	14708.8	98.7	239.8	272.1	0.0
4	5634.5	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.013	1.35	118.174	0.999	0.094
-	0.017		118.148	0.999	0.123
-	0.026		118.072	0.998	0.192
4	0.091		117.028	0.990	0.667

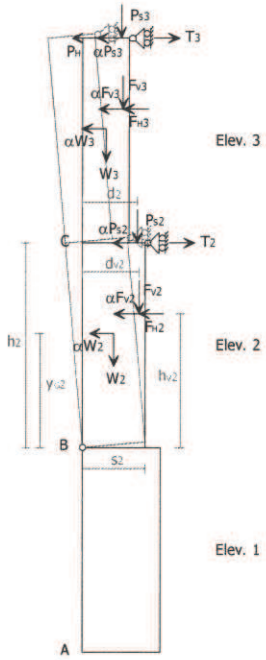


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
4	14.44	0.610	0.060	1.639

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
-	-
-	-
4	0.035

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.20			20.0	
2	1.20	1.70	5.85	4.73	5.85	20.0	
3	0.77	1.26	5.85	4.80	5.85	20.0	
4	1.24	2.11	5.85	5.07	5.85	20.0	

Elevazione	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI – Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2		3.98				2.00	
3	1.80	7.96		1.00	7.64	4.01	
4	1.20	9.35		1.00	8.67	4.71	

Elevazione	AZIONI SUI MACROELEMENTI – Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	0.0						
3	1657.9				13.0	22.0	
4	1298.5		5.7		14.4	16.4	

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

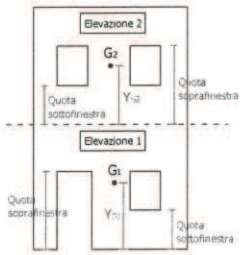


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

Ribaltamento delle elevazioni:	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI – Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	2269.9	0.0	27.4	0.0
-	2269.9	0.0	27.4	0.0
4 - 3	2269.9	0.0	27.4	0.0
4	777.9	0.0	14.4	0.0

Ribaltamento delle elevazioni:	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI – Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	42226.6	135.6	516.7	688.8	0.0
-	34840.9	121.4	448.1	592.7	0.0
4 - 3	23082.7	98.7	339.0	440.1	0.0
4	6109.8	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.038	1.35	279.055	0.916	0.298
-	0.048		268.579	0.882	0.397
4 - 3	0.079		233.844	0.767	0.748
4	0.103		132.691	0.989	0.760

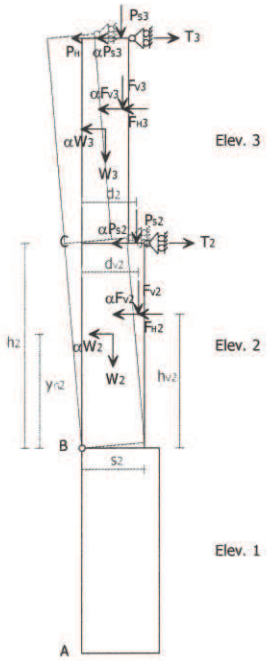


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
-	-	-	-	-
4 - 3	6.48	0.274	0.068	4.096
4	14.44	0.610	0.069	1.869

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
-	-
4 - 3	0.068
4	0.040

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	0.01	1.75	5.52	5.52	5.85	20.0	
2	0.10	1.42	5.52	5.52	5.85	20.0	
3	0.19	2.01	5.23	4.22	5.85	20.0	
4	0.33	2.22	5.85	5.21	5.85	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.27	
2	1.15	3.98		1.00	3.48	2.02	
3	1.15	7.96		1.00	7.64	4.19	
4	1.15	9.35		1.00	8.67	4.75	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	524.7				11.4	15.9	
3	1000.1				13.0	21.2	
4	1230.2		5.7		14.4	16.4	

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

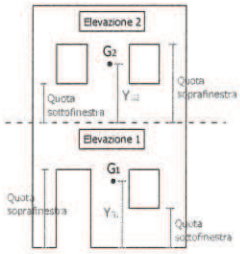


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	1584.1	0.0	38.8	0.0
4 - 3 - 2	1584.1	0.0	38.8	0.0
4 - 3	1282.4	0.0	27.4	0.0
4	707.4	0.0	14.4	0.0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	36648.0	135.6	584.8	772.5	0.0
4 - 3 - 2	29760.4	121.4	487.8	638.9	0.0
4 - 3	19825.8	98.7	339.0	434.0	0.0
4	5845.9	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.023	1.35	240.630	0.843	0.196
4 - 3 - 2	0.032		222.682	0.780	0.302
4 - 3	0.043		187.881	0.814	0.386
4	0.096		125.995	0.989	0.708

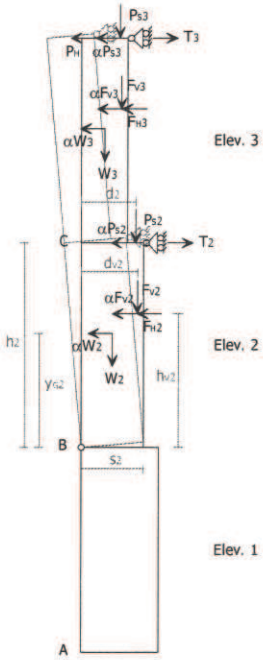


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_a(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
4 - 3 - 2	2.50	0.106	0.027	4.284
4 - 3	6.48	0.274	0.035	2.113
4	14.44	0.610	0.064	1.739

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
4 - 3 - 2	0.027
4 - 3	0.035
4	0.037

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.50			20.0	
2	3.98		5.80			20.0	
3	0.70	1.47	5.85	4.99	5.85	20.0	
4	1.12	2.00	5.80	5.22	5.80	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2	1.25	3.98		1.00	3.48	1.99	
3	1.20	7.96		1.00	7.64	4.02	
4	1.15	9.35		1.00	8.67	4.70	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	577.1				11.4	13.4	
3	1101.7				13.0	21.2	
4	1235.6		5.7		14.4	16.4	

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

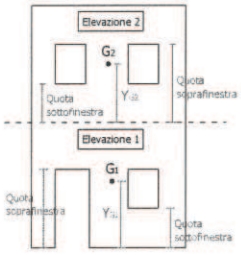


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	1732.1	0.0	38.8	0.0
4 - 3 - 2	1732.1	0.0	38.8	0.0
4 - 3	1371.5	0.0	27.4	0.0
4	710.4	0.0	14.4	0.0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	37815.0	135.6	584.8	757.1	0.0
4 - 3 - 2	30529.1	121.4	487.8	629.9	0.0
4 - 3	20078.5	98.7	339.0	434.0	0.0
4	5812.8	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.026	1.35	252.327	0.837	0.229
4 - 3 - 2	0.037		232.162	0.770	0.346
4 - 3	0.047		192.886	0.798	0.428
4	0.097		126.476	0.988	0.716

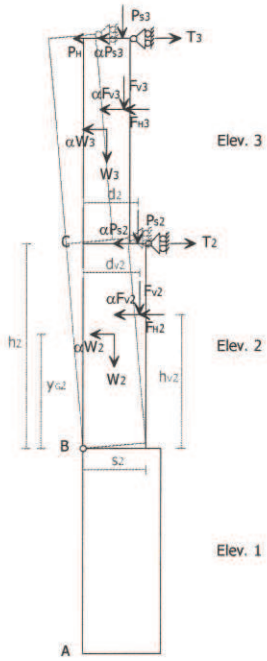


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_a(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
4 - 3 - 2	2.50	0.106	0.031	4.911
4 - 3	6.48	0.274	0.039	2.345
4	14.44	0.610	0.065	1.759

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
4 - 3 - 2	0.031
4 - 3	0.039
4	0.038

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO

Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h_V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A x_G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d_P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_1 [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d_2 [m]
1.20	9.35	5.80	8.67	1.83	1.70	1.84	1.80	1.80

COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE

Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]
	d	0.50		0.20	1.75	1.75
0.00	a	0.80		0.00	1.80	1.80

AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO

Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P_H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P_{V1}, P_{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F_H, F'_H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H1}, P'_{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H2}, P'_{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T_1+T_2), $(T'_1+T'_2)$ [kN]
1950.0			5.7	14.4	11.6			235.0
			5.7		8.2	0.0	0.0	166.2

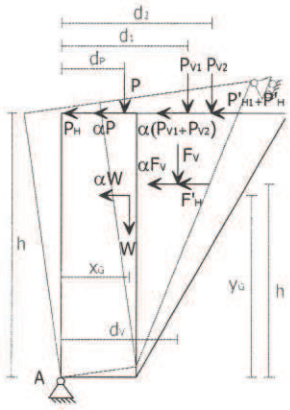


Fig. 1 - Schema di calcolo

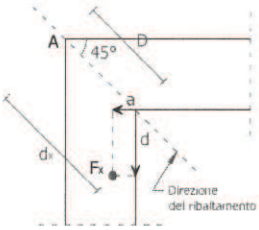


Fig. 2 - Vista dall'alto del cantonale

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
3171.4	0.0	20.6	26.5	1553.7

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
11310.0	0.0	106.6	125.0	0.0	0.0	70.9

MOLTIPLICATORE α_0

Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec^2]
0.407	1.35	200.638	0.996	2.971

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	14.50
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
14.50	0.613	0.269	7.542

PGA-SLV

$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
0.162

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO

Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h_V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A x_G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d_P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_1 [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d_2 [m]
1.15	9.35	6.00	8.87	1.20	1.63	1.77	1.73	1.73

COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE

Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]
	d	0.00		0.20	1.75	1.75
0.00	a	0.60		0.00	1.60	1.60

AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO

Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P_H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P_{V1}, P_{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F_H, F'_H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H1}, P'_{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H2}, P'_{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T_1+T_2), $(T'_1+T'_2)$ [kN]
1900.0			5.7	14.4	11.8			235.0
			5.7		8.2	0.0	0.0	166.2

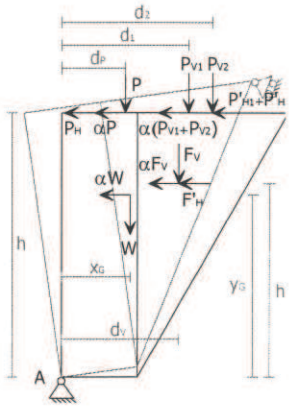


Fig. 1 - Schema di calcolo

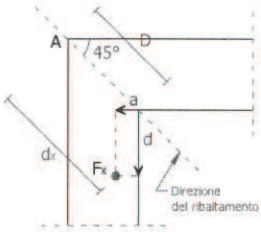


Fig. 2 - Vista dall'alto del cantonale

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2284.0	0.0	19.7	25.5	1553.7

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
11400.0	0.0	106.6	125.0	0.0	0.0	70.9

MOLTIPLICATORE α_0

Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec^2]
0.328	1.35	195.678	0.997	2.389

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di amorzamento η	1.000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	14.50
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
14.50	0.613	0.216	6.064

PGA-SLV

$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
0.130

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.22			20.0	
2	3.98		5.85			20.0	
3	0.84	1.56	5.85	4.58	5.85	20.0	
4	0.25	2.64	4.79	4.15	5.73	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2		3.98				1.99	
3		7.96				4.04	
4	1.15	9.35		1.00	8.87	4.94	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	0.0						
3	0.0						
4	1140.0		5.7		14.4	16.4	235.0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

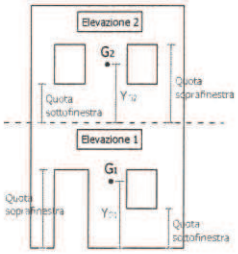


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	655.5	0.0	14.4	5590.7
-	655.5	0.0	14.4	5003.2
-	655.5	0.0	14.4	4067.9
4	655.5	0.0	14.4	2197.3

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	22095.8	135.6	333.2	378.1	0.0
-	19245.9	121.4	297.2	337.2	0.0
-	14708.8	98.7	239.8	272.1	0.0
4	5634.5	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.261	1.35	118.174	0.999	1.896
-	0.271		118.148	0.999	1.974
-	0.297		118.072	0.998	2.160
4	0.469		117.028	0.990	3.443

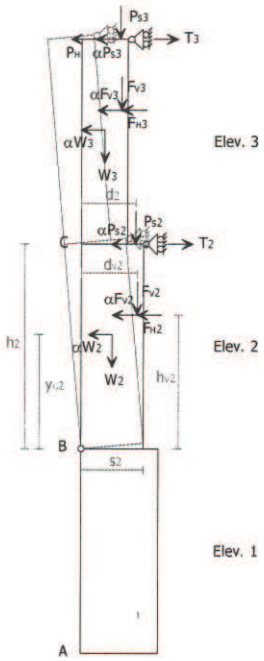


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.86
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
4	14.44	0.610	0.312	8.461

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
-	-
-	-
4	0.182

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.20			20.0	
2	1.20	1.70	5.85	4.73	5.85	20.0	
3	0.77	1.26	5.85	4.80	5.85	20.0	
4	1.24	2.11	5.85	5.07	5.85	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2		3.98				2.00	
3	1.80	7.98		1.00	7.64	4.01	
4	1.20	9.35		1.00	8.67	4.71	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	0.0						
3	1657.9				13.0	22.0	
4	1296.5		5.7		14.4	16.4	235.0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

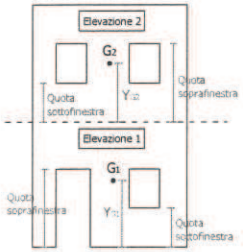


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	2269.9	0.0	27.4	5590.7
-	2269.9	0.0	27.4	5003.2
4 - 3	2269.9	0.0	27.4	4067.9
4	777.9	0.0	14.4	2197.3

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	42226.6	135.6	516.7	888.6	0.0
-	34840.9	121.4	448.1	592.7	0.0
4 - 3	23082.7	98.7	339.0	440.1	0.0
4	6109.8	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.168	1.35	279.055	0.916	1.331
-	0.189		268.579	0.882	1.561
4 - 3	0.252		233.644	0.767	2.386
4	0.453		132.891	0.989	3.328

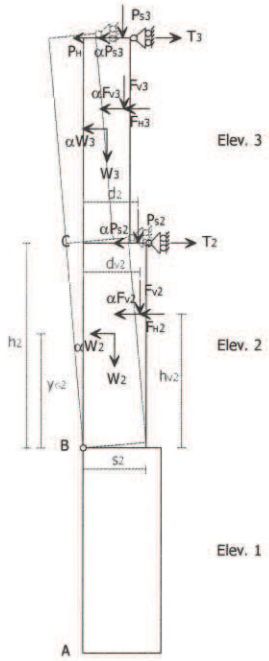


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
-	-	-	-	-
4 - 3	6.48	0.274	0.216	13.067
4	14.44	0.610	0.302	8.181

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
-	-
4 - 3	0.216
4	0.176

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	0.01	1.75	5.52	5.52	5.85	20.0	
2	0.10	1.42	5.52	5.52	5.85	20.0	
3	0.19	2.01	5.23	4.22	5.85	20.0	
4	0.33	2.22	5.85	5.21	5.85	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.27	
2	1.15	3.98		1.00	3.48	2.02	
3	1.15	7.96		1.00	7.64	4.19	
4	1.15	9.35		1.00	8.67	4.75	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	524.7				11.4	15.9	
3	1000.1				13.0	21.2	
4	1230.2		5.7		14.4	16.4	235.0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

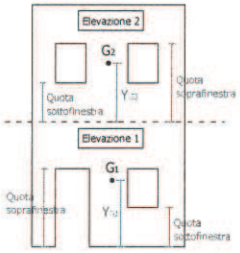


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	1584.1	0.0	38.8	5590.7
4 - 3 - 2	1584.1	0.0	38.8	5003.2
4 - 3	1282.4	0.0	27.4	4067.9
4	707.4	0.0	14.4	2197.3

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	36648.0	135.6	584.8	772.5	0.0
4 - 3 - 2	29760.4	121.4	487.8	638.8	0.0
4 - 3	19825.8	98.7	339.0	434.0	0.0
4	5845.9	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.172	1.35	240.630	0.843	1.485
4 - 3 - 2	0.197		222.682	0.780	1.836
4 - 3	0.244		187.881	0.814	2.177
4	0.461		125.995	0.989	3.389

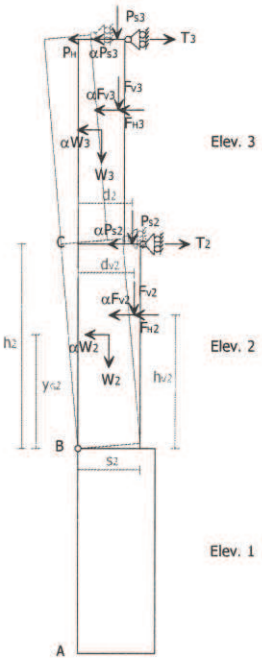


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
4 - 3 - 2	2.50	0.106	0.166	26.063
4 - 3	6.48	0.274	0.197	11.924
4	14.44	0.610	0.307	8.329

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
4 - 3 - 2	0.166
4 - 3	0.197
4	0.179

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	2.50		6.50			20.0	
2	3.98		5.80			20.0	
3	0.70	1.47	5.85	4.99	5.85	20.0	
4	1.12	2.00	5.80	5.22	5.80	20.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1		2.50				1.25	
2	1.25	3.98		1.00	3.48	1.99	
3	1.20	7.96		1.00	7.64	4.02	
4	1.15	9.35		1.00	8.87	4.70	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0						
2	577.1				11.4	13.4	
3	1101.7				13.0	21.2	
4	1235.6		5.7		14.4	16.4	235.0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

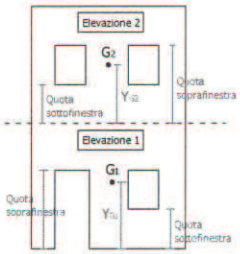


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	1732.1	0.0	38.8	5590.7
4 - 3 - 2	1732.1	0.0	38.8	5003.2
4 - 3	1371.5	0.0	27.4	4067.9
4	710.4	0.0	14.4	2197.3

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	37815.0	135.6	584.8	757.1	0.0
4 - 3 - 2	30529.1	121.4	487.8	629.9	0.0
4 - 3	20078.5	98.7	339.0	434.0	0.0
4	5812.8	53.3	125.0	141.8	0.0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
-	0.171	1.35	252.327	0.837	1.489
4 - 3 - 2	0.197		232.162	0.770	1.863
4 - 3	0.245		192.886	0.798	2.233
4	0.484		126.476	0.988	3.413

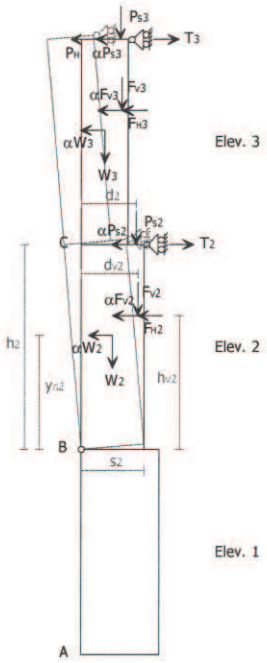


Fig. 2 - Schema di calcolo

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.50
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.119
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.518
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.282
Fattore di smorzamento η	1.000
Altezza della struttura H [m]	23.66
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.500
Coefficiente C_C	1.594
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	2.250
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.536

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
-			-	
4 - 3 - 2	2.50	0.106	0.169	26.445
4 - 3	6.48	0.274	0.202	12.230
4	14.44	0.610	0.309	8.388

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
-	-
4 - 3 - 2	0.169
4 - 3	0.202
4	0.180

IL BORGO MURATO APS

Via del Pretorio, n. 1 – 56010 Vicopisano

LAVORI DI RESTAURO DELLE MURA DI VICOPISANO – 1° STRALCIO

Consolidamento statico dei beccatelli e delle mura della Torre del Soccorso e dei beccatelli del camminamento ad essa collegato.

Impresa C.I.P.E.A. Soc. Coop.

RELAZIONE SUI LAVORI ESEGUITI

Il sottoscritto Prof. Ing. Raffaello Bartelletti, Direttore del lavori delle opere strutturali, a seguito della avvenuta ultimazione delle opere di consolidamento in titolo, riferisce quanto segue in merito al loro svolgimento.

I lavori, eseguiti interamente dall'impresa Arkedil S.r.l, hanno avuto inizio in data 10.12.2007 e sono stati ultimati in data 31.05.2011; essi sono di fatto identificabili in tre diverse tipologie eseguite in tempi successivi e non sovrapposti fra di loro:

1. messa in opera di nuove catene in parallelo a quelle ammalorate della Torre del Soccorso;
2. consolidamento dei beccatelli della Torre del Soccorso;
3. ricostruzione del parapetto merlato della Torre del Soccorso;
4. consolidamento dei beccatelli del camminamento che collega la Torre del Soccorso alla Rocca.

1. Le nuove catene in sommità della Torre sono state realizzate mediante l'inserimento di barre Diwydag del diametro di 26 mm in perforazioni passanti del diametro di 40 mm; successivamente all'inserimento delle barre le catene sono state completate con il montaggio dei due capi chiave in acciaio inox a contrasto con la muratura, dopodiché si è proceduto alla messa in tensione delle barre, con un tiro di 12,0 t, e alla successiva iniezione dei fori con malta di cemento additivata con fluidificante non aggressivo per l'acciaio, fino a completo riempimento dei fori. Le catene esistenti sono in parte state rimosse, dove possibile, ed in parte lasciate nella loro sede originale (Foto 1).

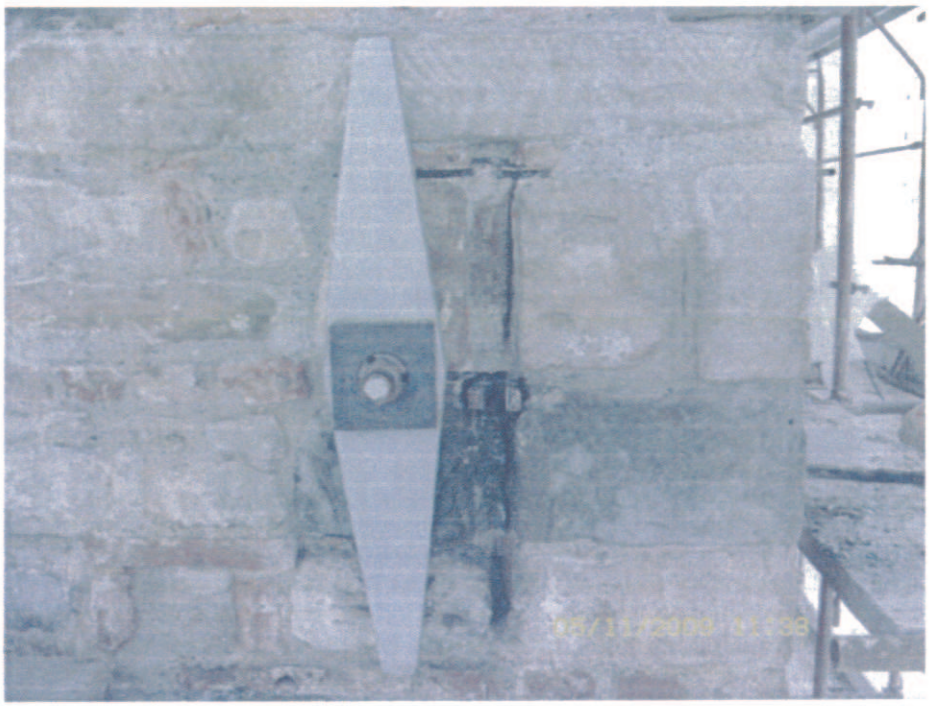


Foto 1 - Nuova catena Diwydag con capochiave in acciaio inox in sommità della Torre del Soccorso

2. L' intervento di consolidamento statico dei beccatelli della Torre del Soccorso si è sviluppato sostanzialmente in due fasi. La prima fase delle operazioni ha riguardato il montaggio di una struttura metallica a carattere provvisorio realizzata lungo tutto il perimetro della torre circa 2,0 m al di sotto dei beccatelli su cui, previa realizzazione di una centina in legno per ognuno degli archetti esistenti, sono stati successivamente puntellati i beccatelli stessi al fine di sostenerli durante le successive lavorazioni. Il vero e proprio intervento di consolidamento, seconda fase, ha riguardato le mensole dei beccatelli, in pietra arenaria, ed è consistito nella realizzazione di perforazioni di diametro 26 mm e profondità variabile, una per ogni elemento lapideo costituente le mensole, tranne che per quello posto più in basso; le perforazioni sono state armate con barre ad aderenza migliorata in acciaio inox e inghisate con malta di cemento additivata con fluidificante specifico (Foto 2).

Foto 2 - Perforazioni armate con barre inox nelle mensole dei beccatelli della Torre del Soccorso

3. La ricostruzione del parapetto e dei merli in sommità della Torre del Soccorso è stata eseguita con mattoni pieni di recupero e, anche allo scopo di conseguire una maggiore efficienza nei confronti delle azioni sismiche, i merli sono stati rinforzati con perforazioni armate verticali (Foto 3).

Foto 3 - Perforazioni armate dei merli della Torre di Soccorso

4. Il consolidamento dei beccatelli e relativi archetti del camminamento è stato eseguito mediante l'inserimento in fori di diametro 150 mm, realizzati con carotatrice, alle imposte di ogni archetto, di un profilo metallico HEA100 in acciaio inox, di caratteristiche meccaniche equivalenti all'acciaio al carbonio S275JR; i fori sono stati poi sigillati con malta cementizia a ritiro compensato, avendo avuto cura di proteggere preventivamente la muratura esistente da eventuali percolazioni di detta malta mediante iniezioni di malta idraulica.
Al fine di garantire un sufficiente grado di sicurezza al ribaltamento, le mensole metalliche suddette sono state ancorate alla muratura tramite ancoraggi "a mollone", realizzati con barre in acciaio inox ad aderenza migliorata, diametro 12 mm, inseriti in fori di diametro 25 mm realizzati dall'alto sul piano del camminamento e successivamente riempiti con la stessa malta utilizzata per l'inghisaggio dei profilati, previa iniezione di malta idraulica.. Ognuno degli elementi lapidei che costituiscono le mensole dei beccatelli del camminamento è stato poi cucito alla muratura con barre inox ad aderenza migliorata, diametro 12 mm, inserite in fori sub orizzontali di diametro 25 mm profondi 150 cm, iniettati anch'essi con malta a ritiro compensato a base cementizia, previa iniezione con malta idraulica (Foto 4, 5 e 6).

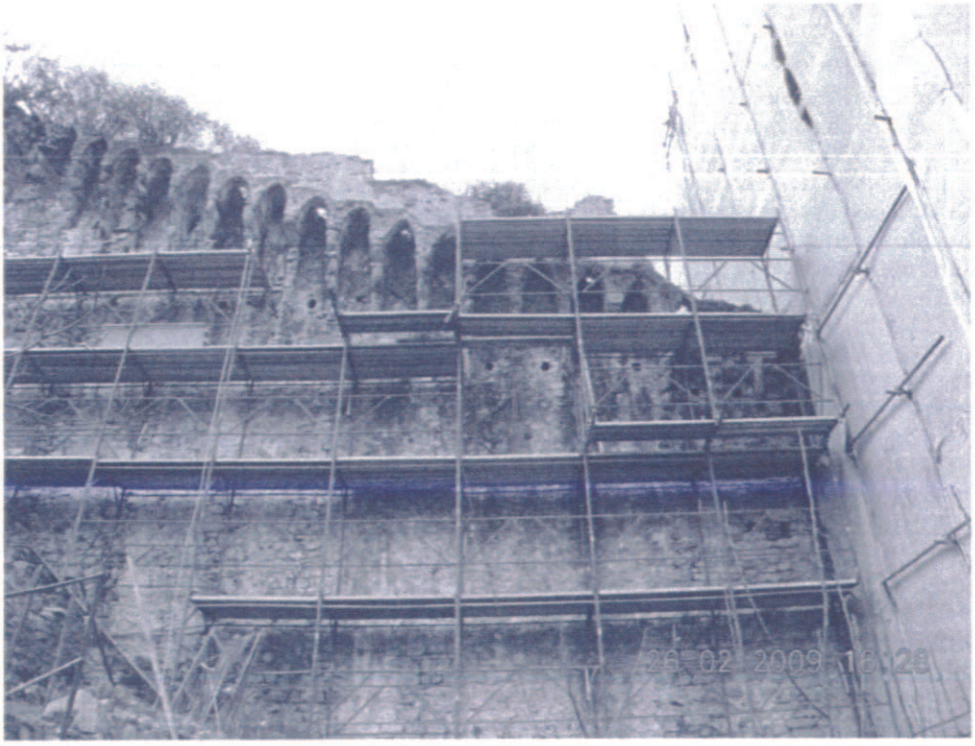


Foto 4 - Beccatelli del camminamento in corso di restauro.

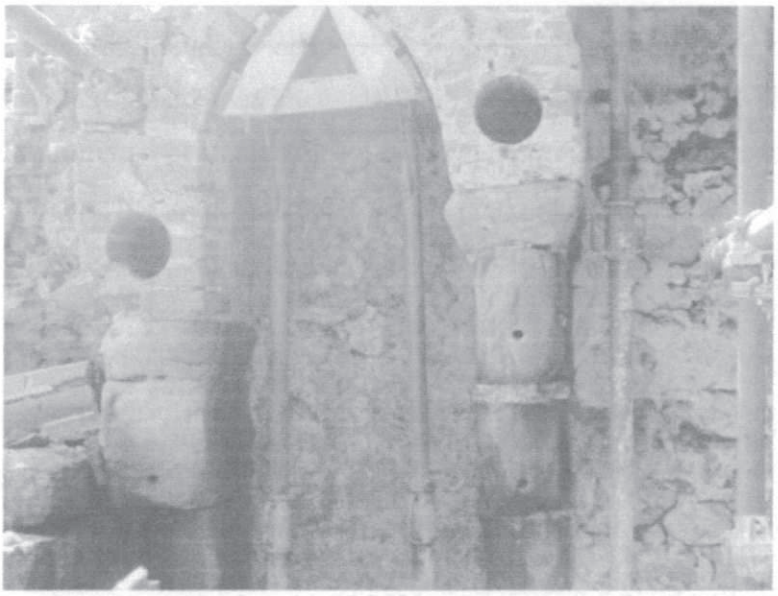


Foto 5 - Beccatelli del camminamento: fori per la cucitura delle mensole e carotaggi per l'inserimento dei profilati HEA inox

Foto 6 - Un archetto restaurato del camminamento

Pisa, 20 Giugno 2011

(Prof. Ing. Raffaello Bartelletti)

ORDINE DEGLI INGEGNERI
Dott. Ing.
BARTELLETTI RAFFAELLO
n. 222
PROV. di LUCCA