

Capitolo 6

Verifiche della struttura

6.1. Verifiche

Definite in modo compiuto le azioni orizzontali che simulano gli effetti del vento e del sisma sulla torre e l'entità delle sollecitazioni termiche, si procede con le verifiche di resistenza della struttura.

Al fine di valutare l'effetto dell'intervento di consolidamento, sono state prese in esame tre fasi dell'edificio:

- Condizione **originaria**, al 1200, coincidente con la torre in muratura priva di fessure;
- Condizione **fessurata**, al 1993 (prima dell'inizio dei lavori);
- Situazione attuale **consolidata**, con il riempimento delle buche pontaaie, l'installazione del sistema di cerchiatura ed il collegamento al traliccio metallico interno tramite l'insieme degli stralli.

È stato inoltre trascurato l'apporto irrigidente degli edifici circostanti, per cui nelle verifiche la struttura si configura come una torre libera. Soltanto in riferimento al vento, sono state considerate scariche le superfici esterne della muratura che sono a diretto contatto con gli edifici adiacenti, e sulle quali pertanto il vento non può esercitare la propria pressione.

Le verifiche hanno riguardato tre elementi principali:

- La muratura (sforzo verticale), con particolare riferimento alla sezione di base della torre e ad una sezione intermedia a quota $z = 15,6 \text{ m}$;
- Gli stralli di collegamento tra torre muraria e torre metallica (azione assiale);
- I montanti del traliccio metallico (azione assiale).

Per la verifica dello stato tensionale della muratura nella sezione di base (sez. A, $z = 0,23 \text{ m}$) e nella sezione intermedia (sez. B, $z = 15,6 \text{ m}$), è stata presa in esame una coppia di punti per ogni condizione di sollecitazione, in modo da valutare gli sforzi minimi e massimi presenti. Non sono stati considerati punti localizzati sul filo esterno della muratura, in modo da evitare di registrare picchi locali poco significativi. I punti scelti sono mostrati in figura, per le due sezioni e le diverse direzioni di sollecitazione.

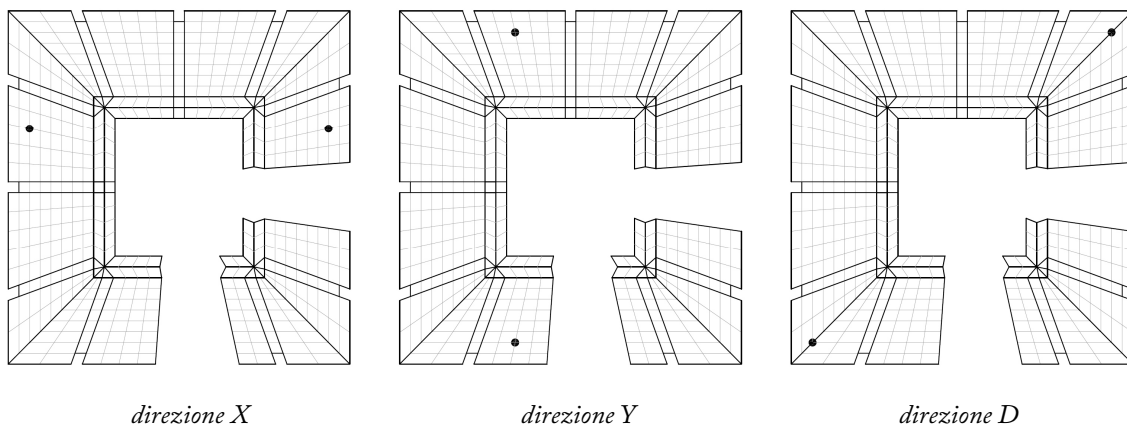


Figura 48 Punti di verifica delle tensioni verticali nella sezione A ($z=0,23 \text{ m}$)

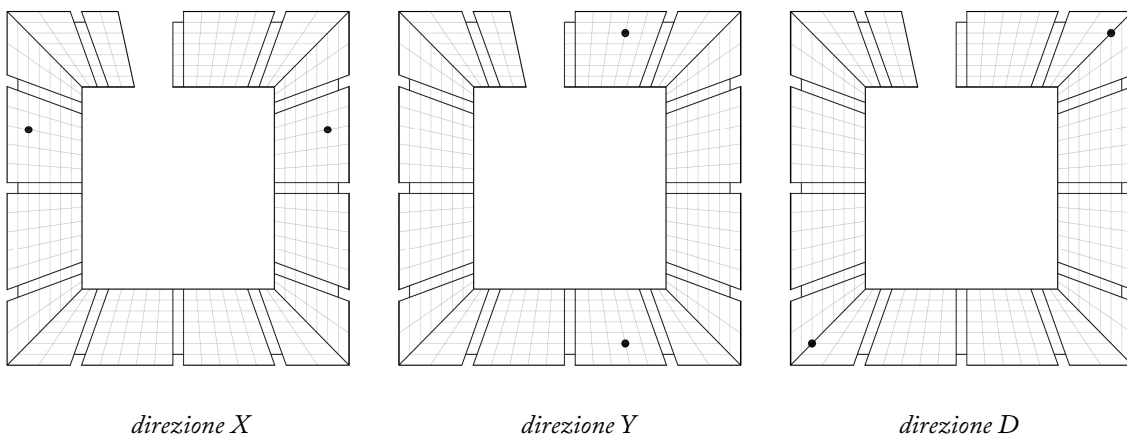


Figura 49 Punti di verifica delle tensioni verticali nella sezione B ($z=15,6 \text{ m}$)

L'edificio in esame non possiede particolari requisiti di abitabilità, efficienza, aspetto, o di controllo del danneggiamento locale in riferimento alla durabilità della struttura, parametri collegati alle verifiche di deformazione allo Stato Limite di Esercizio. L'unico tema che deve essere affrontato nell'ambito degli SLE è la verifica delle tensioni presenti negli stralli di collegamento tra torre muraria e traliccio metallico. Gli altri elementi della torre vengono pertanto verificati esclusivamente nell'ambito degli Stati Limite Ultimi: in particolare si verifica che la resistenza ultima di muratura e traliccio sia superiore alle sollecitazioni indotte dalle azioni calcolate al capitolo precedente.

Ricapitolando, le azioni che sollecitano la struttura sono:

- **Peso proprio** (*permanente*) [G]
- **Pretensionamento** (*permanente*) [P]
- **Vento** (*variabile*) [Q₁]
 direzione X, direzione Y, direzione D
- **Variazioni termiche** (*variabile*) [Q₂]
 Estive, Invernali
- **Sisma** [E]
 direzione X, direzione Y

Si considerano le seguenti combinazioni delle azioni, col duplice intento di indagare gli effetti della singola azione (vento, variazioni termiche, sisma presi singolarmente) sulle membrature, e di verificare la resistenza ultima degli elementi per particolari combinazioni di carico [NTC 2.5.3].

Verifiche al carico da vento

Le verifiche al carico da vento sono condotte nelle tre condizioni originaria, fessurata, consolidata, e per le tre direzioni di sollecitazione X, Y, D; per le verifiche di resistenza (SLU) i carichi da vento sono amplificati con un coefficiente parziale γ_Q pari a 1,5.

$$G + P + 1,5 Q_{1,X}$$

$$G + P + 1,5 Q_{1,Y}$$

$$G + P + 1,5 Q_{1,D}$$

Le verifiche di tensione negli stralli (caso consolidato) vengono effettuate secondo la combinazione caratteristica (SLE)

$$G + P + Q_{1,X}$$

$$G + P + Q_{1,Y}$$

$$G + P + Q_{1,D}$$

Verifiche ai carichi termici

Le verifiche ai carichi termici si riferiscono all'ambito estivo ed invernale, ed hanno riguardato esclusivamente la condizione consolidata (dove si ha l'interazione tra struttura metallica ed elementi murari); non viene adottato alcun coefficiente amplificativo degli effetti termici, dato che la variazione di temperatura imposta si configura già ampiamente a favore di sicurezza. Di conseguenza sia per le verifiche di resistenza (SLU), sia per il controllo della tensione negli stralli (SLE), si adottano le medesime combinazioni

$$G + P + Q_{2,E}$$

$$G + P + Q_{2,I}$$

Combinazioni vento – carichi termici (combinazione fondamentale)

Le combinazioni sono state realizzate considerando il più gravoso dei carichi da vento (direzione diagonale D) e le sollecitazioni termiche estiva ed invernale; in ogni combinazione al carico variabile secondario è stato associato un coefficiente di combinazione ψ_0 pari a 0,6.

$$G + P + 1,5 Q_{1,D} + 0,6 Q_{2,E} \qquad G + P + 1,5 Q_{1,D} + 0,6 Q_{2,I} \qquad [\text{SLU}]$$

$$G + P + Q_{2,E} + 0,6 \times 1,5 Q_{1,D} \qquad G + P + Q_{2,I} + 0,6 \times 1,5 Q_{1,D} \qquad [\text{SLU}]$$

$$G + P + Q_{1,D} + 0,6 Q_{2,E} \qquad G + P + Q_{1,D} + 0,6 Q_{2,I} \qquad [\text{SLE}]$$

$$G + P + Q_{2,E} + 0,6 Q_{1,D} \qquad G + P + Q_{2,I} + 0,6 Q_{1,D} \qquad [\text{SLE}]$$

Verifiche ai carichi sismici

Le verifiche sismiche, riferite alle tre condizioni originaria, fessurata e consolidata, sono state condotte considerando, per ciascuna direzione di sollecitazione, il 30% del carico riferito alla direzione ad essa perpendicolare.

$$G + P + E_X + 0,3 E_Y$$

$$G + P + E_Y + 0,3 E_X$$

6.2. Verifiche al carico da vento

Per le verifiche della struttura sollecitata lateralmente dalle pressioni del vento, si sono considerate le sollecitazioni valutate secondo la normativa ($v_r = 26,6 \text{ m/s}^2$). Le verifiche sono state condotte secondo tre direzioni: direzione X, direzione Y, direzione diagonale D.

Tensioni nella muratura (SLU)

La sollecitazione dei tre modelli (originario, fessurato, consolidato) al carico da vento ha portato, nelle sezioni di base ed intermedia, ai valori di picco degli stati tensionali mostrati in tabella.

		VENTO direzione X			
		1200 - stato	1990 - stato	1994 - stato	
		<i>originario</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-1035	-1035	-990	kN/m ²
$z=0,23 \text{ m}$	traz.	-250	-250	-245	kN/m ²
sez. B	compr.	-545	-575	-500	kN/m ²
$z=15,6 \text{ m}$	traz.	-270	-230	-230	kN/m ²

		VENTO direzione Y			
		1201 - stato	1991 - stato	1995 - stato	
		<i>originario</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-810	-810	-795	kN/m ²
$z=0,23 \text{ m}$	traz.	-450	-450	-410	kN/m ²
sez. B	compr.	-600	-570	-520	kN/m ²
$z=15,6 \text{ m}$	traz.	-300	-345	-265	kN/m ²

		VENTO direzione D			
		1201 - stato	1991 - stato	1995 - stato	
		<i>originario</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-1105	-1105	-1055	kN/m ²
$z=0,23 \text{ m}$	traz.	-305	-305	-295	kN/m ²
sez. B	compr.	-555	-550	-505	kN/m ²
$z=15,6 \text{ m}$	traz.	-245	-275	-200	kN/m ²

Tabella 20 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y-D – carico da vento

		VENTO globale (valori di picco)			
		1202 - stato	1992 - stato	1996 - stato	
		<i>originario</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-1105	-1105	-1055	kN/m ²
<i>z=0,23 m</i>	traz.	-250	-250	-245	kN/m ²
sez. B	compr.	-600	-575	-520	kN/m ²
<i>z=15,6 m</i>	traz.	-245	-230	-200	kN/m ²

Tabella 21 Stati tensionali di picco nella muratura, valori estremi – carico da vento

In Tabella 21 sono elencati i valori massimi e minimi tra quelli registrati per le tre diverse sollecitazioni. Si osserva quindi come, in ogni fase esaminata (originaria, fessurata, consolidata), gli sforzi verticali nella muratura permangono sempre all'interno dei valori ammissibili dal materiale, dato che non si registrano trazioni e le compressioni anche nei casi più sfavorevoli superano solo di poco i limiti elastici (le prove con doppio martinetto piatto portavano infatti a valutare la tensione di passaggio all'ambito plastico $\sigma_y = 1000 \text{ kN/m}^2$). Ulteriore conseguenza di questo fatto è che le analisi sui modelli agli elementi finiti, che come specificato sono di tipo elastico lineare, assumono piena validità e portano a risultati affidabili.

L'osservazione dei valori registrati porta ad effettuare alcune considerazioni, legate alle differenze tra i diversi modelli:

- La **presenza delle fessurazioni** incide sui valori delle sollecitazioni verticali della muratura solamente nella sezione intermedia B, che si trova in corrispondenza delle fessure verticali dei fronti Ovest ed Est. In particolare le variazioni per il vento diretto in X sono legate al fatto che i punti considerati si trovano in prossimità delle fessure, e pertanto risentono delle deviazioni delle isostatiche di minimo e delle conseguenti concentrazioni degli sforzi in singole porzioni di muratura (le rilevazioni delle tensioni con le prove a singolo martinetto piatto hanno infatti mostrato come la presenza delle fessurazioni e di altre irregolarità nella muratura porti ad avere disomogeneità anche notevoli nella distribuzione delle tensioni verticali in sezione, 7.2.1). Le variazioni per la direzione Y di sollecitazione sono invece imputabili al fatto che la sezione, in presenza

delle fessure verticali, non rispetta più l'ipotesi di Bernoulli: le due porzioni distaccate di muratura si trovano a lavorare come i due pilastri di un portale incastrato soggetto a un carico orizzontale, e pertanto risultano l'una soggetta a compressione, l'altra a trazione (al netto degli effetti dei carichi verticali). Rispetto al caso non fessurato, la differenza è che le azioni assiali di compressione e trazione si ripartiscono in modo maggiormente uniforme sulle due porzioni di sezione, e di conseguenza si hanno tensioni di picco di minore entità (Figura 50).

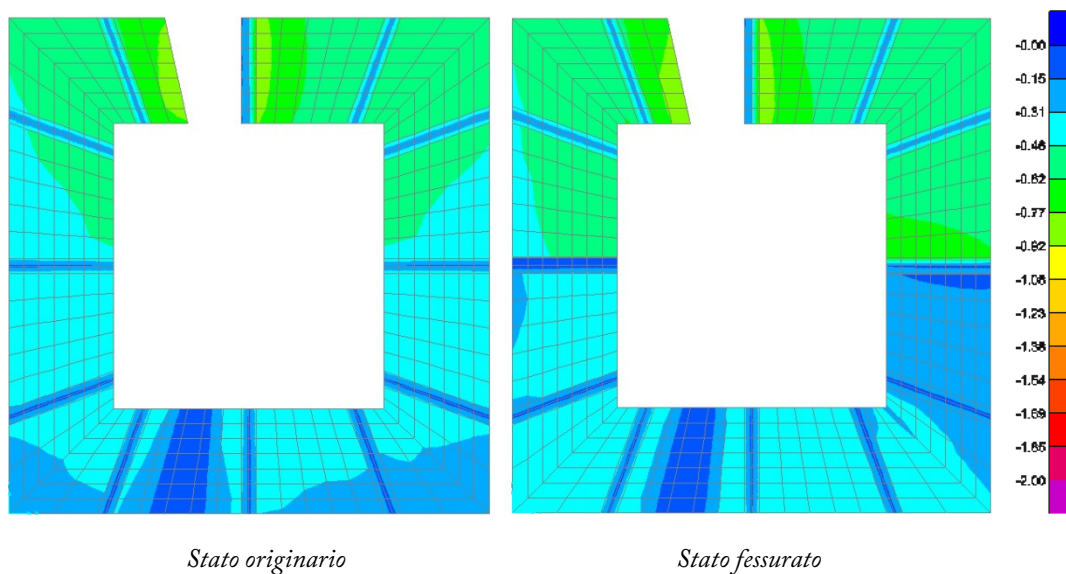
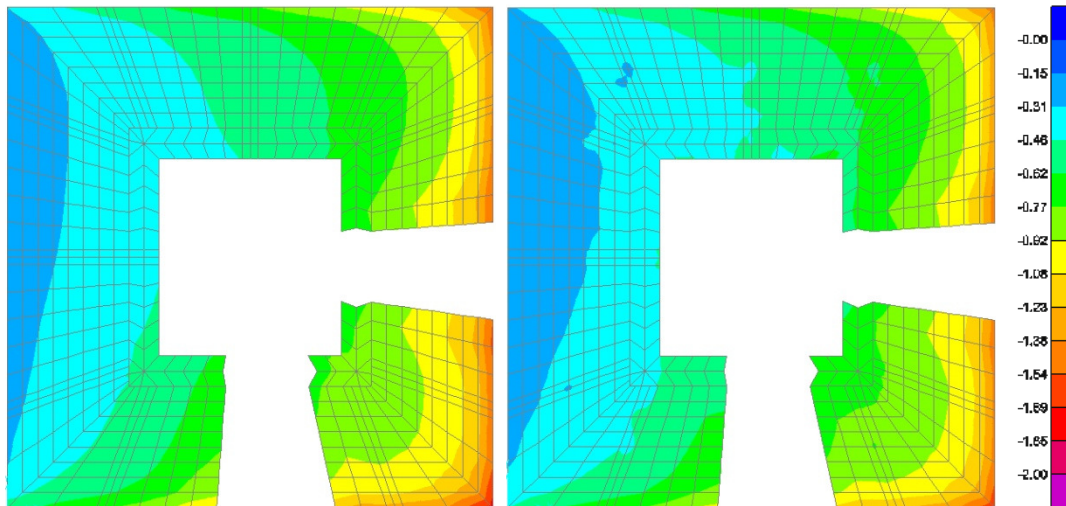


Figura 50 Tensioni verticali sez. B (z=15,6 m) - vento direzione Y [MPa]

- L'intervento di consolidamento ha invece portato a due risultati. Innanzitutto le iniezioni di malta nella compagine muraria (si ricorda che ciascuna buca ha assorbito un quantitativo di malta mediamente pari al doppio del proprio volume) e la cerchiatura con i girelli metallici hanno consentito di riportare la torre muraria alla monoliticità originaria, risolvendo le problematiche introdotte dalle fessurazioni. L'altra conseguenza dell'intervento è invece un generale aumento delle tensioni (riduzione delle compressioni), sia quelle di massimo sia quelle di minimo. Questo effetto è dovuto al trasferimento di parte dei carichi verticali al traliccio metallico interno, tramite la post-tensione degli stralli caricati a 5 kN. In Tabella 22 sono infatti mostrate le tensioni registrate con i modelli soggetti esclusivamente al loro peso proprio, e si rileva uno

scarto medio introdotto dal consolidamento di circa 50 kN, che è il medesimo riscontrato nei modelli caricati dalla pressione del vento. Complessivamente il collegamento con il traliccio ha un benefico effetto, giacché riduce in valore assoluto le tensioni di minimo e allo stesso tempo non aumenta eccessivamente le tensioni di massimo, che permangono ampiamente nell'ambito delle compressioni.



Stato originario / fessurato

Stato consolidato

Figura 51 Tensioni verticali sez. A ($z=0,23$ m) - vento direzione X [MPa]

		PESO PROPRIO			
		1200 - stato	1990 - stato	1994 - stato	
		<i>originario</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-780	-780	-710	kN/m ²
$z=0,23$ m	traz.	-520	-520	-475	kN/m ²
	medio	-690	-690	-618	kN/m ²
sez. B	compr.	-455	-480	-390	kN/m ²
$z=15,6$ m	traz.	-395	-320	-350	kN/m ²
	medio	-417	-421	-367	kN/m ²

Tabella 22 Valori estremi delle tensioni verticali nella muratura, peso proprio

Azioni negli stralli (SLE)

Si verificano le azioni assiali che si scaricano sugli stralli quando l'edificio è soggetto ai carichi orizzontali da vento. Si ricorda che tali elementi sono realizzati con barre $\phi 16$ in acciaio C40

($f_y = 490 \text{ MPa}$ tensione di snervamento): i limiti di ammissibilità delle azioni negli stralli sono dunque

$$F_{min} = 0 \text{ kN} \qquad F_{max} = A_s f_y = 98,5 \text{ kN}$$

dove il limite inferiore è atto a scongiurare fenomeni di instabilità.

Le analisi sui modelli agli elementi finiti hanno portato i seguenti risultati:

	stralli portanti (5 kN)			stralli stabilizzanti (2 kN)			
	medio [kN]	min [kN]	max [kN]	medio [kN]	min [kN]	max [kN]	
<i>Cond. Iniziale</i>	5.06	4.46	5.65	<i>Cond. Iniziale</i>	2.29	1.77	2.87
<i>Vento X</i>	5.06	3.95	6.18	<i>Vento X</i>	2.29	1.47	3.46
<i>Vento Y</i>	5.05	3.72	6.05	<i>Vento Y</i>	2.30	1.34	3.18
<i>Vento D</i>	5.05	3.94	6.09	<i>Vento D</i>	2.30	1.28	3.28

Tabella 23 Azioni assiali negli stralli - carico da vento

I risultati mostrano come le azioni negli stralli permangano ampiamente entro i limiti determinati, garantendo la collaborazione tra torre muraria e traliccio metallico.

Azioni nel traliccio (SLU)

La verifica delle azioni assiali nel traliccio si riferisce ai montanti, per i quali si rilevano le sollecitazioni nella loro sezione di base ($z = -1,1 \text{ m}$), che costituisce il punto di maggiore sollecitazione. I montanti sono realizzati con profili HE 200B ($A_s = 7810 \text{ mm}^2$) in acciaio S235 ($f_u = 360 \text{ MPa}$), per cui la massima azione assiale sostenibile è

$$F_{max} = A_s f_u / \gamma_s = 2445 \text{ kN}$$

La tabella mostra come le sollecitazioni presenti siano ampiamente al di sotto della soglia di snervamento, ed in particolare che le variazioni dovute ai carichi orizzontali sono di entità trascurabile.

	Azione assiale [kN]							
	NW		NE		SW		SE	
<i>Cond. Iniziale</i>	-340	-	-324	-	-361	-	-352	-
<i>Vento X</i>	-292	+48	-368	-44	-315	+47	-398	-46
<i>Vento Y</i>	-392	-52	-375	-50	-306	+56	-292	+59
<i>Vento D</i>	-343	-3	-387	-63	-293	+68	-343	+9

Tabella 24 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) - carico da vento

Il traliccio quindi, in seguito all'applicazione dei carichi da vento, non vede variare di molto le proprie sollecitazioni; in particolare se si calcola il momento flettente sostenuto dal traliccio, si rileva che si attesta su valori intorno al $2 \div 3\%$ rispetto al totale imputabile al carico da vento (Tabella 25). Se ci si riferisce dunque all'ambito elastico-lineare, il traliccio non offre un contributo significativo nella risposta ai carichi orizzontali, in quanto il suo apporto in termini di inerzia sezionale è alquanto ridotto (come mostrato in Tabella 54).

	Momento		
	traliccio	totale	
<i>Cond. Iniziale</i>	-	-	kNm
<i>Vento X</i>	125	5100	kNm
<i>Vento Y</i>	174	5500	kNm
<i>Vento D</i>	138	7200	kNm

Tabella 25 Momento sostenuto dal traliccio - carico da vento

6.3. Verifiche ai carichi termici

Le verifiche sono state condotte nelle due condizioni estiva ($\Delta T = +20^\circ c$) e invernale ($\Delta T = -20^\circ c$). Al fine di indagare le ragioni alla base del comportamento della struttura sottoposta ad azioni termiche, sono stati considerati i seguenti casi di carico:

- ΔT applicato alla sola muratura;
- ΔT applicato al solo traliccio;
- ΔT applicato al traliccio e agli stralli;

- ΔT applicato all'intero edificio (caso reale di studio).

Le analisi sono state condotte anche in questo caso in ambito elastico lineare.

Previsione del comportamento

Prima di procedere con l'analisi sul modello agli elementi finiti, si utilizza un modello semplificato del problema volto ad individuare l'ordine di grandezza delle sollecitazioni indotte dall'applicazione delle variazioni termiche sulla struttura.

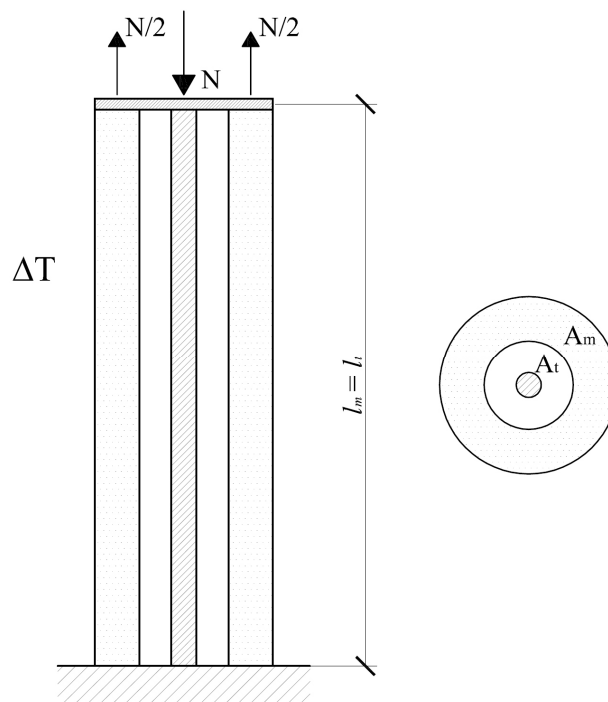


Figura 52 Modello semplificato per la stima degli effetti delle variazioni termiche

Si considerano pertanto la torre muraria ed il traliccio metallico, li si vincola reciprocamente in sommità imponendo loro il medesimo spostamento verticale e li si sottopone ad una variazione termica ΔT . Si ottiene l'equazione di congruenza

$$\left(\alpha_m \Delta T + \frac{N}{(EA)_m} \right) l_m = \left(\alpha_t \Delta T - \frac{N}{(EA)_t} \right) l_t$$

da cui, uguagliando le lunghezze l_m e l_t , si ricava il valore dell'azione assiale

$$N = \Delta T (\alpha_t - \alpha_m) \frac{(EA)_t (EA)_m}{(EA)_t + (EA)_m} = \pm 660 \text{ kN}$$

con $A_m = 16,3 \text{ m}^2$ superficie di una sezione media della torre muraria e $A_t = 0,031 \text{ m}^2$ dato dalla somma delle superfici dei 4 montanti HE 200B. L'azione N così stimata risulta pari al 45% dell'azione originariamente trasferita tra le due torri (1450 kN, pari al 12% del peso della torre in muratura).

Azioni negli stralli (SLE)

Un primo ambito da indagare è l'effetto delle variazioni termiche sulla tensione negli stralli. Si ricorda come essi siano stati pretesi a valori di 5 kN (stralli portanti rivolti verso il basso, deputati al parziale trasferimento dei carichi verticali dalla torre muraria al traliccio metallico) e di 2 kN (stralli stabilizzanti rivolti verso l'alto). Tale pre-sollecitazione, oltre che funzionale alla riduzione delle tensioni verticali nella muratura (stralli portanti), ha la funzione di garantire che gli stralli restino tesi anche quando l'edificio è soggetto ad azioni che li porterebbero in compressione. Difatti i pendini si configurano come elementi snelli che non sono in grado di lavorare in compressione, per via dei fenomeni di instabilità. Se si considerano gli stralli stabilizzanti, essi hanno un "margine" di 2 kN volto ad impedire che possano andare in compressione, e quindi smettere di lavorare: l'analisi è utile quindi per verificare se tale tensione iniziale sia stata o meno calibrata in modo opportuno.

Per comprendere in modo corretto il comportamento degli stralli al variare della temperatura nell'edificio, occorre dapprima considerare in modo separato gli effetti dovuti all'applicazione dei ΔT su singoli elementi (muratura, traliccio, stralli).

Carichi termici sulla sola muratura

L'applicazione dei ΔT ($\pm 20^\circ\text{C}$) sulla sola muratura porta ad avere le distribuzioni di azioni assiali negli stralli mostrate in grafico (la linea tratteggiata indica la distribuzione originaria, per $\Delta T = 0$).

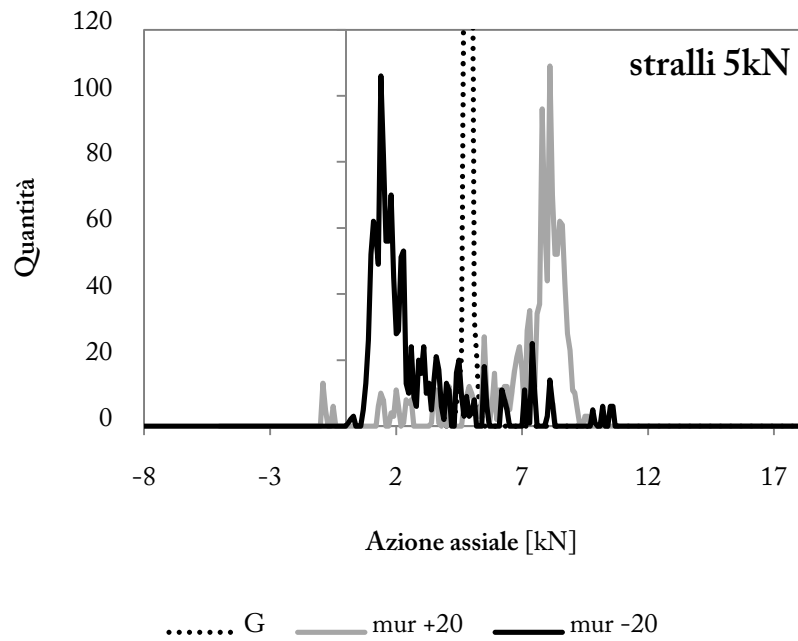


Grafico 20 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su muratura

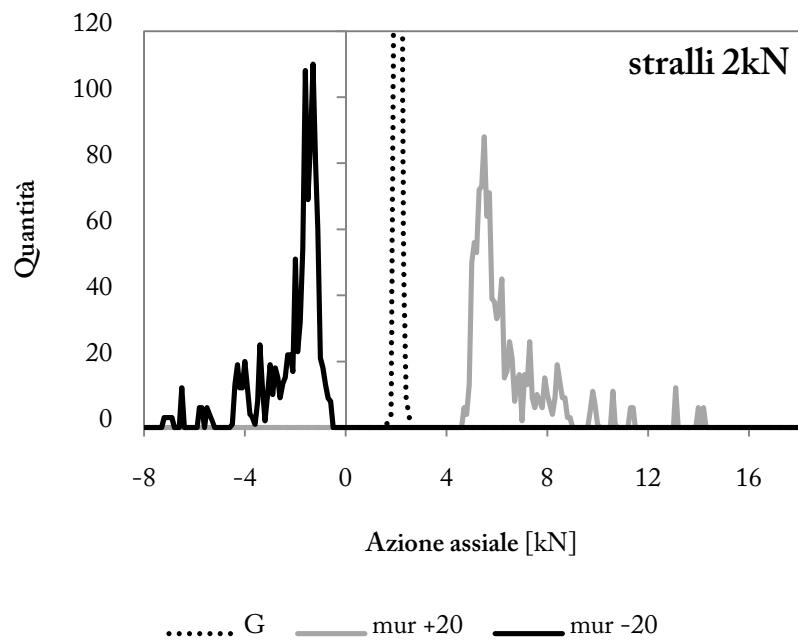


Grafico 21 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su muratura

Le aspettative vorrebbero che, in condizioni estive ($\Delta T = +20^{\circ}c$), la muratura dilatandosi porti a tendere gli stralli stabilizzanti, e a comprimere i portanti (e viceversa in ambito invernale). I grafici mostrano come questo avvenga solo in parte: si vede infatti come anche gli stralli pretesi a 5 kN risultino globalmente maggiormente tesi -in ambito estivo- in seguito all'applicazione

del carico termico sulla muratura, a dispetto delle previsioni. Le ragioni sono due:

- La torre muraria, sottoposta a ΔT positivi, si dilata oltre che lungo l'asse z anche nel piano xy ; tutti gli stralli, di conseguenza, siano essi rivolti verso il basso o verso l'alto, debbono assecondare queste dilatazioni ricevendo una quota di tensione aggiuntiva.
- La torre muraria, dilatandosi, porta a sgravare parzialmente la torre metallica dal 12% di carico verticale globale che le era stato inizialmente associato tramite la tensione degli stralli, e a caricarsi di quella quota; l'effetto alla base è che il traliccio metallico si dilata verticalmente più della torre muraria, come mostrato nel grafico successivo e confermato dai calcoli, per cui vengono meno le ipotesi di base delle previsioni.

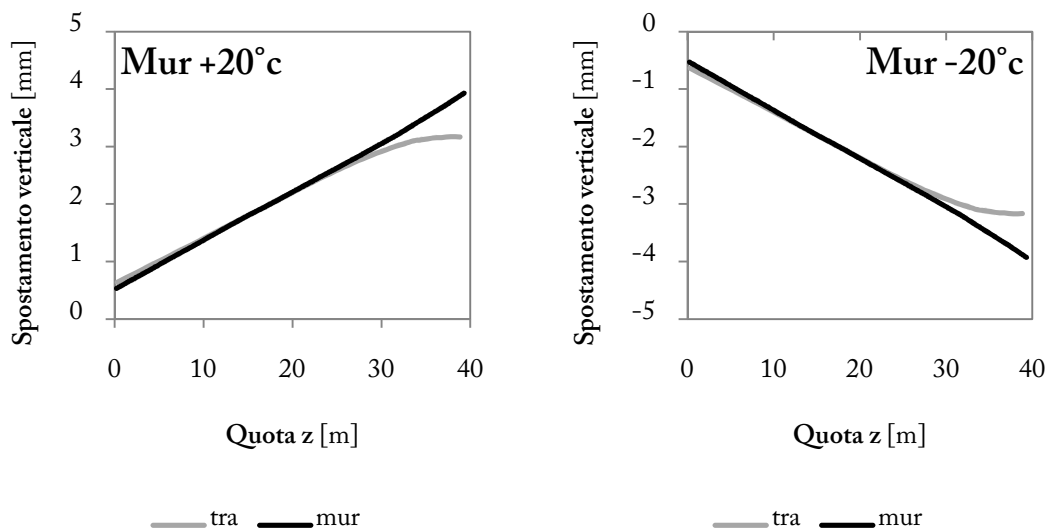


Grafico 22 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sulla sola muratura

I grafici ricavati dall'analisi del modello agli elementi finiti mostrano che, per le basse quote (dove traliccio e muratura non sono vincolati reciprocamente dagli stralli) il traliccio si dilata/contrae maggiormente rispetto alla muratura per effetto dei carichi termici¹⁰. I calcoli confermano tale risultato. Si ha infatti, rispetto alla situazione originaria, un trasferimento di $\pm 580 \text{ kN}$ dal traliccio alla muratura; in condizioni estive, quindi, per esempio, il traliccio

¹⁰ Nei grafici sono mostrati gli spostamenti verticali che si hanno per effetto dell'applicazione del carico termico: quelli indicati pertanto non sono gli spostamenti reali della struttura, per i quali concorrono anche i carichi gravitazionali e le pretensioni applicate agli stralli.

subisce alla base la seguente deformazione (carico $L = 580/4 = 145 \text{ kN}$ per montante¹¹, $A = 78,08 \text{ cm}^2$, $E = 200 \text{ kN/mm}^2$, $\Delta T = 0 \text{ }^\circ\text{C}$)

$$\varepsilon_{tot,t} = \varepsilon_L = \frac{L}{AE} = 9,3 \cdot 10^{-5}$$

a fronte di una deformazione della muratura che risulta inferiore (carico $L = 580 \text{ kN}$ totale, $A = 17,64 \text{ m}^2$, $E = 2,5 \text{ kN/mm}^2$, $\Delta T = 0 \text{ }^\circ\text{C}$, $c = 5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$)

$$\varepsilon_{tot,m} = \varepsilon_L + \varepsilon_{\Delta T} = \frac{L}{AE} + c\Delta T = 8,7 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{tot,t}$$

Se poi si considerassero le tensioni reali al bordo interno della muratura, valutabili con l'analisi del modello agli elementi finiti, si avrebbe uno scarto ancora maggiore (si ha infatti al bordo interno un valore medio $\sigma = 40 \text{ kN/m}^2$ anziché 32 kN/m^2 ricavato nell'ipotesi di tensioni uniformi).

Carichi termici sul solo traliccio

L'applicazione dei ΔT ($\pm 20^\circ\text{C}$) sul solo traliccio genera invece le distribuzioni di azioni assiali negli stralli mostrate in Grafico 23 e Grafico 24.

Con l'applicazione della variazione termica sul solo traliccio sarebbe ragionevole attendersi che, in condizioni estive ($\Delta T = +20^\circ\text{C}$), il traliccio dilatandosi porti a tendere gli stralli portanti, rivolti verso il basso, e a comprimere gli stabilizzanti, rivolti verso l'alto (e viceversa in ambito invernale).

Anche in questo caso i grafici mostrano come le aspettative vengano confermate solo in parte: infatti anche gli stralli pretesi a 2 kN risultano globalmente maggiormente tesi –in ambito estivo– in seguito all'applicazione del carico termico sul traliccio. Anche in questo caso per dare una spiegazione ci si riferisce al grafico di confronto degli spostamenti verticali di muratura e traliccio.

¹¹ È la quota parte di carico verticale trasferita dal traliccio alla muratura in conseguenza dell'applicazione del ΔT sulla muratura.

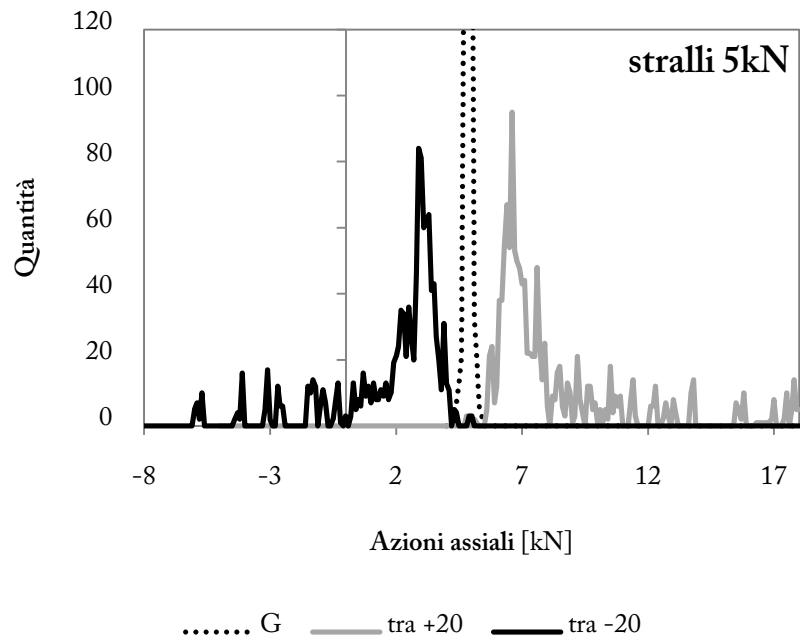


Grafico 23 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su traliccio

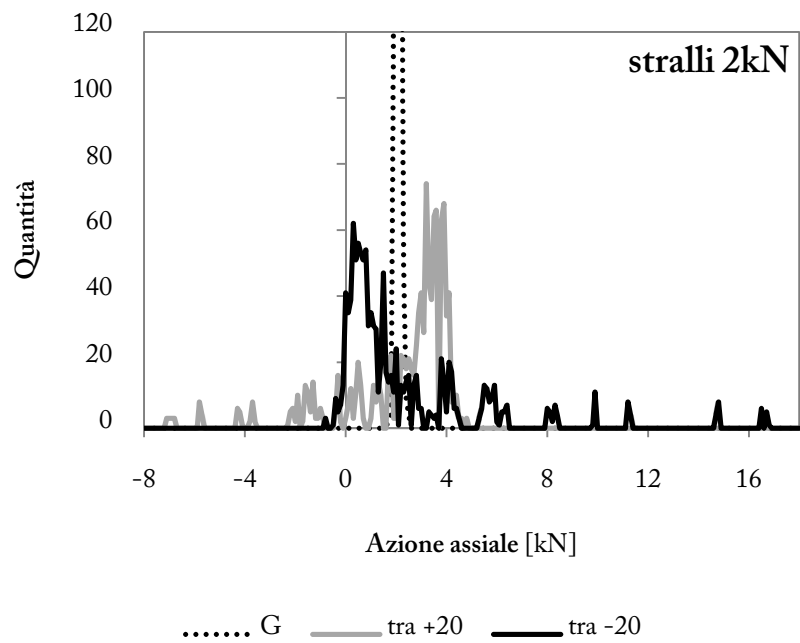


Grafico 24 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su traliccio

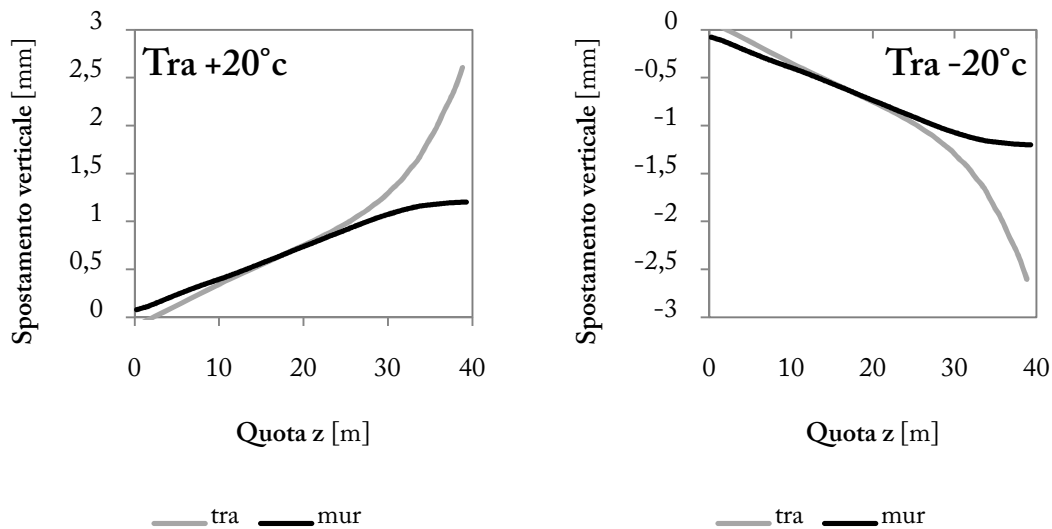


Grafico 25 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sul solo traliccio

Prendendo in esame le condizioni estive, si ha che il traliccio, dilatandosi per via del ΔT imposto, viene gravato da carichi verticali aggiuntivi rispetto a quelli originari: di conseguenza l'effetto globale alla base è una contrazione (si ricorda che i grafici rappresentano i soli effetti dei carichi termici, e non considerano le contrazioni dovute al peso proprio e al tiro negli stralli). Alla base, dove non sono presenti gli stralli a tenere uniti traliccio e muratura, si ha quindi che la muratura si alza più del traliccio: come nel caso precedente, vengono meno le ipotesi alla base della previsione di comportamento degli stralli.

Anche i calcoli confermano quanto è stato esposto, ovvero che in condizioni estive la variazione termica imposta al traliccio porta alla base una maggiore dilatazione verticale alla muratura che non al traliccio. Il traliccio infatti subisce, per effetto del carico termico, una deformazione (carico $L = 1400/4 = 350 \text{ kN}$ per montante¹², $A = 78,08 \text{ cm}^2$, $E = 200 \text{ kN/mm}^2$, $\Delta T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, $c = 1,17 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$)

$$\varepsilon_{tot,t} = \varepsilon_L + \varepsilon_{\Delta T} = \frac{L}{AE} + c\Delta T = 1,0 \cdot 10^{-5}$$

mentre alla muratura risulta associato un valore maggiore (carico $L = 1400 \text{ kN}$ totale,

¹² È la quota parte di carico verticale trasferita dalla muratura al traliccio in conseguenza dell'applicazione del ΔT sul traliccio.

$$A = 17,64 \text{ m}^2, E = 2,5 \text{ kN/mm}^2, \Delta T = 0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_{tot,m} = \varepsilon_L = \frac{L}{AE} = 3,2 \cdot 10^{-5} > \varepsilon_{tot,t}$$

Se poi si considerassero le tensioni reali al bordo interno della muratura, valutabili con l'analisi del modello agli elementi finiti, si avrebbe uno scarto ancora maggiore (si ha infatti al bordo interno un valore medio $\sigma = 115 \text{ kN/m}^2$ anziché 80 kN/m^2 dato dall'ipotesi di tensioni uniformi).

Carichi termici su traliccio e stralli

Il caso precedente mostrava gli effetti sugli stralli dell'applicazione di un carico termico al solo traliccio. Estendendo il medesimo carico termico anche agli stessi stralli, si ottengono risultati radicalmente differenti, come mostrato nei grafici.

Indifferentemente dalla tipologia (stralli portanti o stabilizzanti), il ΔT positivo (caso estivo) porta alla compressione, mentre il ΔT negativo (caso invernale) porta genericamente ad uno stato di trazione negli stralli (si ricorda come lo stato iniziale di riferimento sia rappresentato dalla curva tratteggiata, situata nell'intorno dei 5 kN o dei 2 kN a seconda del tipo di strallo considerato). Risultano dunque preponderanti gli effetti dell'applicazione del carico termico agli stralli piuttosto che al traliccio.

L'unica eccezione a tale regola la si ha in sommità della torre, per gli stralli rivolti verso il basso, dove divengono preponderanti gli effetti della dilatazione/contrazione del traliccio metallico cui gli stralli sono collegati.

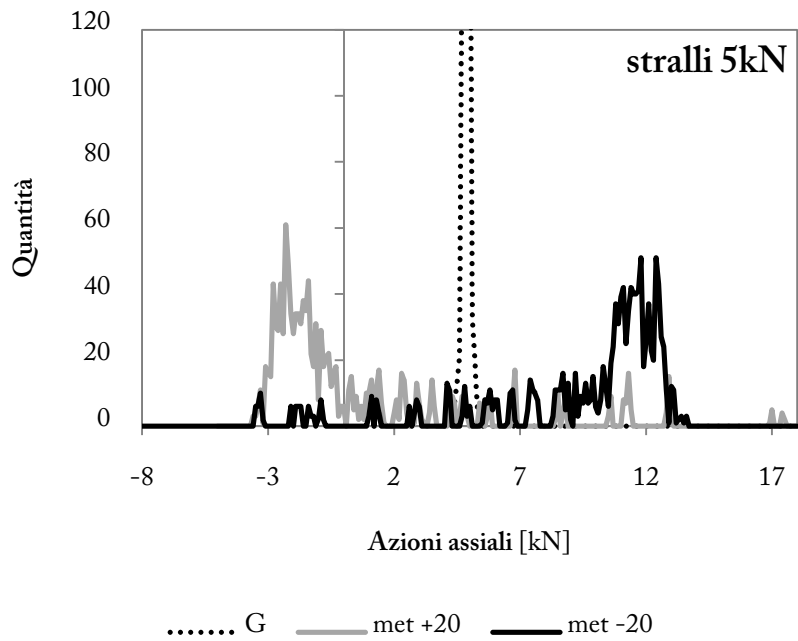


Grafico 26 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su traliccio e stralli

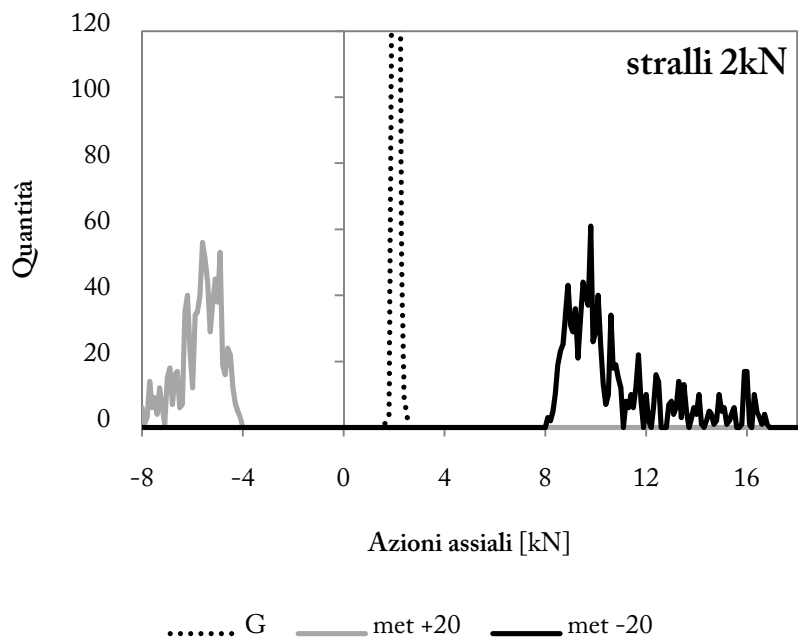


Grafico 27 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su traliccio e stralli

Carichi termici sull'intera struttura

L'analisi condotta sul modello agli elementi finiti si colloca completamente all'interno dell'ambito elastico; per questo motivo l'applicazione del carico termico sull'intero edificio può

essere studiata come la sovrapposizione dei casi visti precedentemente, riferiti all'assegnazione del carico termico a muratura, traliccio e stralli.

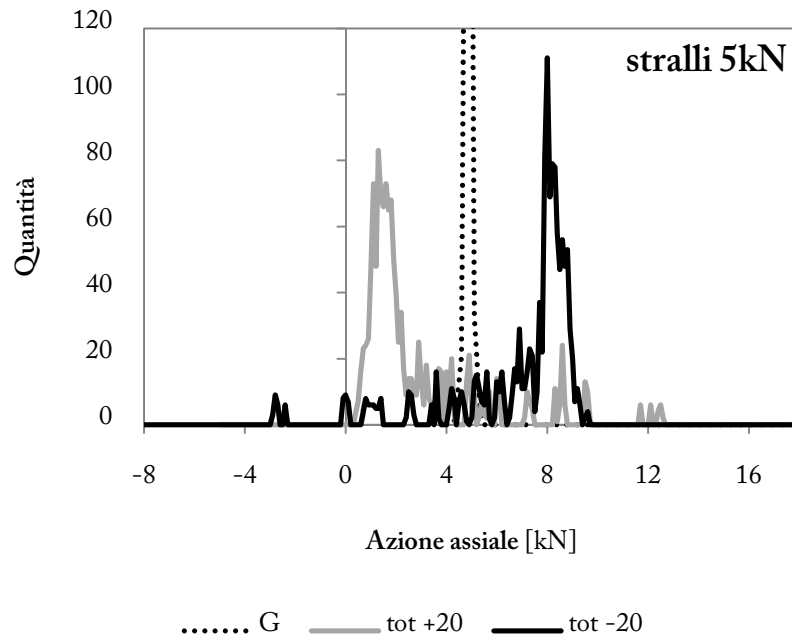


Grafico 28 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT sull'intera struttura

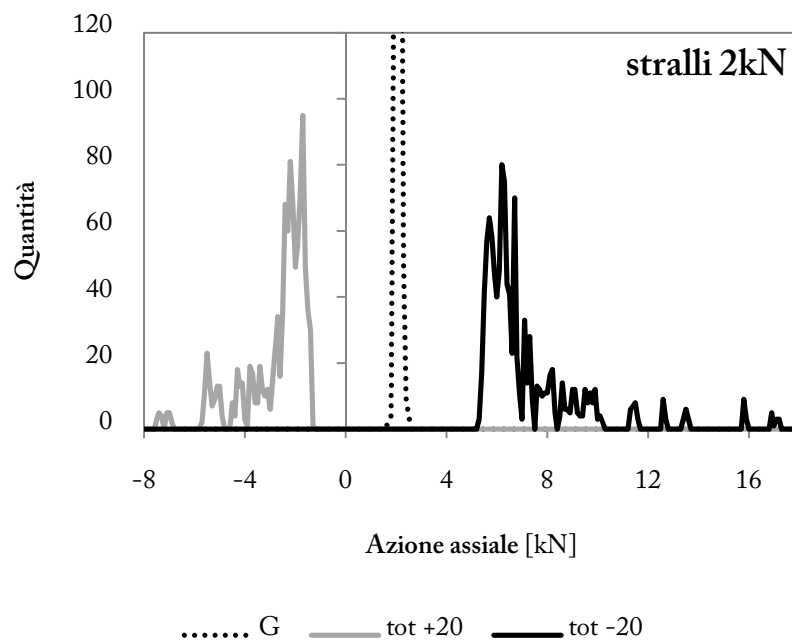


Grafico 29 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT sull'intera struttura

I grafici mostrano come l'effetto globale sugli stralli sia molto influenzato dall'applicazione della variazione termica sugli stralli stessi, che costituisce la componente preponderante. Si ha infatti nel caso invernale una generica maggiorazione nella tensione degli stralli, mentre nel caso estivo una sua riduzione. Le uniche eccezioni le si hanno in sommità della torre, per quanto riguarda gli stralli portanti: qui l'effetto della dilatazione/contrazione del traliccio metallico diviene preponderante, per cui nel caso invernale gli stralli vedono diminuire la propria sollecitazione originaria di 5 kN, e nel caso estivo la vedono aumentare, in modo contrario rispetto alla "regola generale". I grafici di spostamento verticale di muratura e traliccio mostrano infatti come il *gap* tra le due torri concentriche venga colmato nei primi 12-13 m sommitali, al di sotto dei quali le dilatazioni indotte dalle sollecitazioni termiche risultano di pari entità.

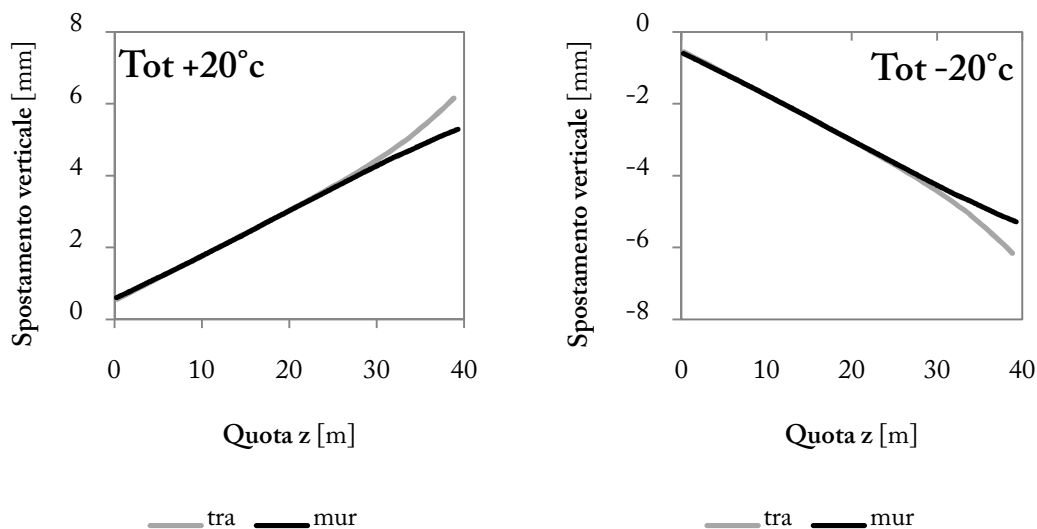


Grafico 30 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sull'intero edificio

I grafici delle distribuzioni di tensioni negli stralli sono il risultato di analisi elastiche. D'altra parte è già stato sottolineato come gli stralli siano in grado di lavorare solo a trazione, per via della loro elevata snellezza.

In tabella sono mostrati i valori medi, massimi e minimi delle azioni assiali sostenute dagli stralli nelle condizioni iniziale (variazione termica nulla), invernale ed estiva.

	Stralli portanti (5 kN)			Stralli stabilizzanti (2 kN)			
	medio	min	max	medio	min	max	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
<i>Cond. Iniziale</i>	4.91	4.39	5.48	<i>Cond. Iniziale</i>	2.12	1.73	2.52
<i>Inverno</i>	7.00	-2.84	9.68	<i>Inverno</i>	7.25	5.37	17.23
<i>Estate (el.)</i>	2.83	0.46	12.61	<i>Estate (el.)</i>	-3.01	-12.49	-1.28

Tabella 26 Azioni assiali negli stralli - sollecitazioni termiche

Nel caso invernale i grafici e la tabella mostrano come la quasi totalità dei pendini risulti soggetta a trazione anche in seguito all'applicazione delle variazioni termiche. Si ha solo qualche ridotta eccezione nella zona sommitale della torre, che può essere trascurata per via della sua scarsa incidenza sul comportamento globale della struttura (si ammette che possano instabilizzarsi). Gli stralli risultano quindi mediamente soggetti a tensioni maggiori; ricordando che tali pendini sono realizzati con barre in acciaio C40 di diametro 16 mm, si verifica che le tensioni si mantengano al di sotto dei valori critici. Considerando il valore massimo di sollecitazione, si ha

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\pi d^2/4} = \frac{17230}{\pi 16^2/4} = 86 \text{ MPa} \ll 490 \text{ MPa} = f_y$$

Anche in termini di tensioni negli stralli, si è quindi ampiamente entro i margini di sicurezza: pertanto, per ΔT negativi, la collaborazione tra le due torri è completamente assicurata.

Nel caso estivo, invece, l'analisi elastica mostra che la totalità degli stralli stabilizzanti risulta soggetta a compressione. È stato dunque necessario procedere ad un'ulteriore analisi, nella quale sono stati eliminati tali stralli che, in quanto compressi, nella realtà si instabilizzano e non lavorano, al fine di ottenere gli stati tensionali effettivamente presenti nei componenti della struttura. Si è ottenuta la distribuzione delle tensioni, per gli stralli portanti rivolti verso il basso, riportata in grafico.

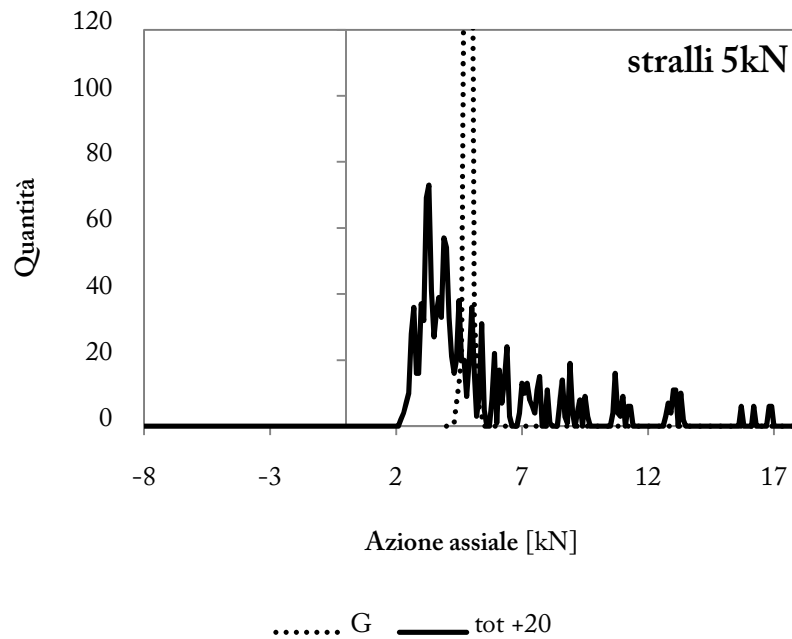


Grafico 31 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT sull'intera struttura, caso estivo (iterazione)

	Stralli portanti (5 kN)			Stralli stabilizzanti (2 kN)			
	medio [kN]	min [kN]	max [kN]	medio [kN]	min [kN]	max [kN]	
<i>Estate</i> (el.)	2.83	0.46	12.61	<i>Estate</i> (el.)	-3.01	-12.49	-1.28
<i>Estate</i> (iter.)	5.41	2.26	17.00	<i>Estate</i> (iter.)	0.00	0.00	0.00

Tabella 27 Azioni assiali negli stralli - sollecitazioni termiche estive

Per un $\Delta T = +20^{\circ}C$, uniforme sulla struttura, si ha quindi che tutti gli stralli rivolti verso l'alto si instabilizzano, mentre quelli rivolti verso il basso si attestano su un valore medio di azione assiale prossimo a quello di progetto (5,4 kN anziché 5 kN), seppur con una dispersione di valori molto superiore rispetto a quella originaria. Anche in questo caso, come per le variazioni termiche invernali, le tensioni negli stralli si attestano su valori di gran lunga inferiori al limite di snervamento dell'acciaio. La collaborazione tra le torri metallica e muraria può quindi avvalersi, in condizioni estive, del solo contributo degli stralli rivolti verso il basso; si rimanda al paragrafo 7.2.3 per un'analisi specifica di questo problema.

Azioni nel traliccio (SLU)

Come mostrato nel modello previsionale, l'applicazione delle variazioni termiche all'edificio porta ad avere un trasferimento di carichi verticali tra la torre metallica e la torre muraria. Considerando i medesimi casi di carico del paragrafo precedente, si sono ottenuti i risultati mostrati in grafico, espressi in termini di variazione percentuale del carico verticale sostenuto dal traliccio rispetto alle condizioni originali (in cui è gravato dal 12% del peso della torre muraria).

		ESTATE			+20°c	
ΔT su	<i>muratura</i>	<i>traliccio</i>	<i>traliccio</i> + <i>stralli</i>	<i>tutto</i> (el.)	<i>tutto</i> (iter.)	
carico traliccio	-40%	98%	97%	57%	53%	
		INVERNO			-20°c	
ΔT su	<i>muratura</i>	<i>traliccio</i>	<i>traliccio</i> + <i>stralli</i>	<i>tutto</i>		
carico traliccio	40%	-98%	-97%	-57%		

Tabella 28 Variazione del carico sostenuto dal traliccio metallico - variazioni termiche

I risultati ottenuti sono in linea con le previsioni:

- Per ΔT applicati sulla sola muratura, se questa si dilata, il traliccio si scarica (caso estivo), mentre se si contrae, il traliccio si carica (caso invernale);
- Per ΔT applicati invece sul traliccio, la sua dilatazione lo porta a caricarsi (caso estivo) e viceversa nel caso invernale;
- Per un ΔT positivo (caso estivo) assegnato uniformemente sull'intero edificio, il traliccio si dilata più della muratura, pertanto si carica. Viceversa nel caso invernale;

Si nota inoltre come l'applicazione o meno delle sollecitazioni termiche agli stralli abbia soltanto una minima influenza sulla variazione del carico associato al traliccio metallico, a differenza di quanto avveniva per l'azione assiale degli stralli stessi, che ne risultava molto modificata. Difatti in tali analisi, che si ricorda sono state condotte in ambito elastico, è applicato lo stesso ΔT alle

due tipologie di stralli, per cui gli effetti globali si equilibrano vicendevolmente.

Il risultato finale è quindi che nel caso estivo, per un $\Delta T = +20^\circ c$ uniforme sull'intero edificio, il traliccio metallico viene gravato da un'azione verticale $P_E = 2220 \text{ kN}$, con un incremento rispetto alla situazione originale del 53% del carico (risultato del modello privo di stralli stabilizzanti, iterazione). Nella situazione invernale, invece ($\Delta T = -20^\circ c$) il traliccio viene sgravato del 57% del proprio carico, risultando soggetto ad un carico verticale $P_I = 625 \text{ kN}$.

I risultati sono dunque lievemente maggiori, ma in linea con le previsioni effettuate col modello semplificato, che indicavano una variazione del 45% del carico verticale trasferito da torre muraria a torre metallica.

Queste variazioni non costituiscono un pericolo per la sicurezza della struttura: nella situazione di carico massimo (ΔT positivo) il montante maggiormente caricato risulta soggetto ad un'azione pari a circa 575 kN , a fronte di una resistenza ultima (acciaio S235)

$$N_{Rd} = A_s \frac{f_u}{\gamma_s} = 7,81 \frac{360}{1,15} = 2445 \text{ kN} \gg N_{Ed}$$

Tensioni nella muratura (SLU)

Si è visto come l'assegnazione di variazioni termiche alla struttura porti ad una variazione del carico trasferito della torre muraria a quella metallica. Occorre dunque verificare che anche per la muratura le variazioni di sollecitazione verticale imputabili ai carichi termici non costituiscano un pericolo per la sicurezza dell'edificio. Si considera dunque il caso invernale ($\Delta T = -20^\circ c$ uniforme sull'intera struttura), per il quale la muratura risulta sollecitata da un carico aggiuntivo

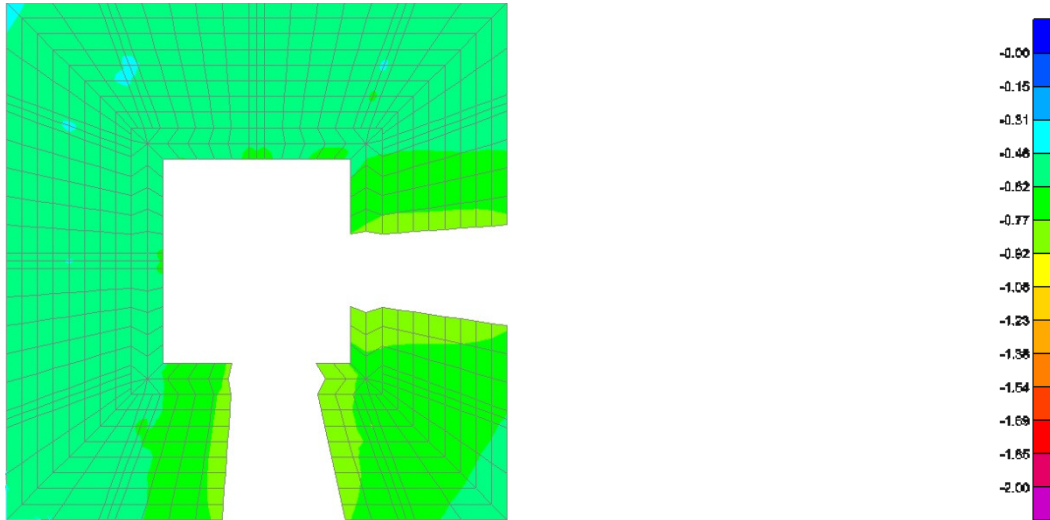
$$\Delta N = 826 \text{ kN}$$

Distribuendo in modo uniforme tale variazione di carico sulla sezione di base della torre muraria, si ha un incremento di tensione verticale pari a

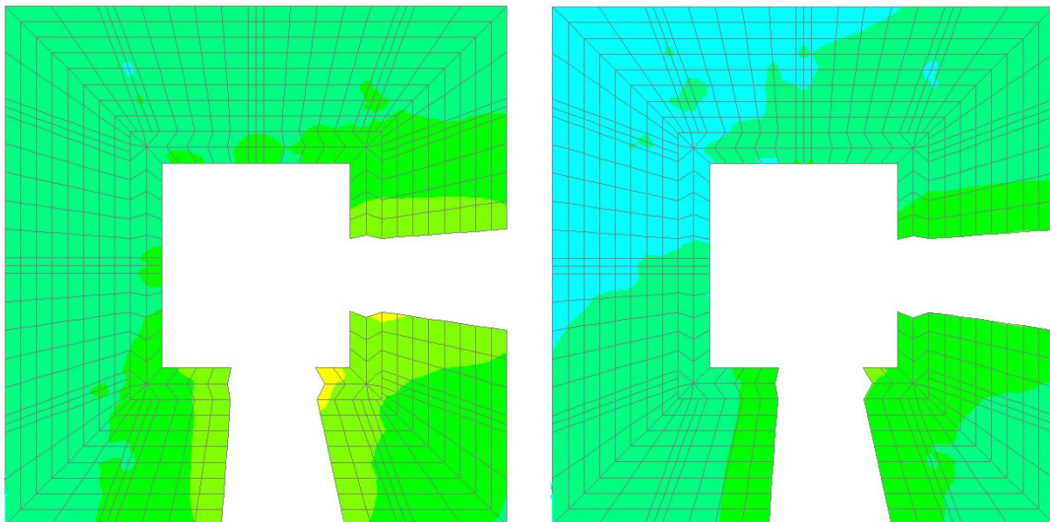
$$\Delta \sigma_z = \frac{\Delta N}{A_m} = 0,047 \text{ MPa}$$

Si ricorda che la resistenza ultima a compressione della muratura, stimata in base alle prove con

doppio martinetto piatto, è $f_m = 1,9 \text{ MPa}$. L'incremento di carico, che può essere considerato pressoché trascurabile, non costituisce dunque un pericolo per la struttura.



Condizioni iniziali ($\Delta T = 0^\circ\text{C}$)



Caso invernale ($\Delta T = -20^\circ\text{C}$)

Caso estivo ($\Delta T = +20^\circ\text{C}$)

Figura 53 Stato tensionale della base della torre muraria ($z=0,23 \text{ m}$) - variazioni termiche [MPa]

6.4. Combinazioni vento - carico termico

Ai fini di una maggiore completezza delle verifiche, sono stati verificati gli stati tensionali che insorgono nell'edificio (nelle condizioni attuali consolidate) per particolari combinazioni delle sollecitazioni date dal vento e dalle variazioni termiche. Per quanto riguarda i carichi da vento, si è considerato esclusivamente la direzione D di sollecitazione, in quanto risulta essere la più gravosa per l'edificio. Le combinazioni delle azioni, agli stati limite ultimo e di esercizio, sono state realizzate considerando un carico variabile primario ed uno secondario, quest'ultimo scalato al 60% della propria intensità.

Sono quindi state considerate le combinazioni:

W_e	100%	vento direzione D	+	60%	Δ termico estivo
W_i	100%	vento direzione D	+	60%	Δ termico invernale
$E_{\tau w}$	100%	Δ termico estivo	+	60%	vento direzione D
E_i	100%	Δ termico invernale	+	60%	vento direzione D

Azioni negli stralli (SLE)

Per prima cosa si verifica lo stato tensionale degli stralli in esercizio, per le quattro combinazioni di carico sopra elencate. Si ottengono i risultati mostrati in tabella ed in figura.

	stralli portanti (5 kN)			stralli stabilizzanti (2 kN)			
	medio	min	max	medio	min	max	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
$E_{\tau w}$	3.03	0.50	12.54	$E_{\tau w}$	-2.77	-12.00	-0.98
W_e	3.84	1.83	9.71	W_e	-0.74	-6.38	0.64
W_i	6.27	0.51	8.43	W_i	5.34	3.51	11.56
$I_{\tau w}$	7.09	-2.28	9.99	$I_{\tau w}$	7.36	5.19	17.16

Tabella 29 Azioni assiali negli stralli, combinazioni vento-carico termico

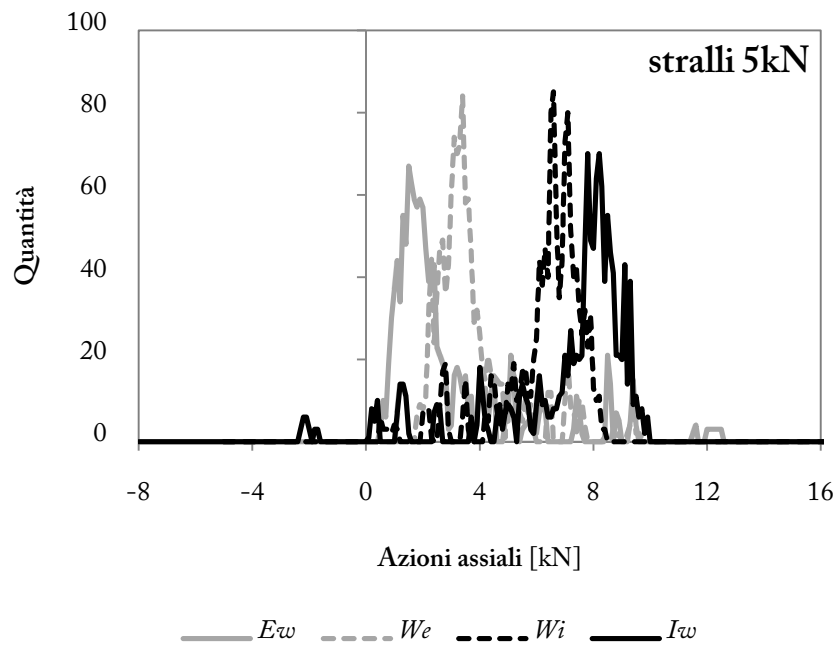


Grafico 32 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - combinazioni

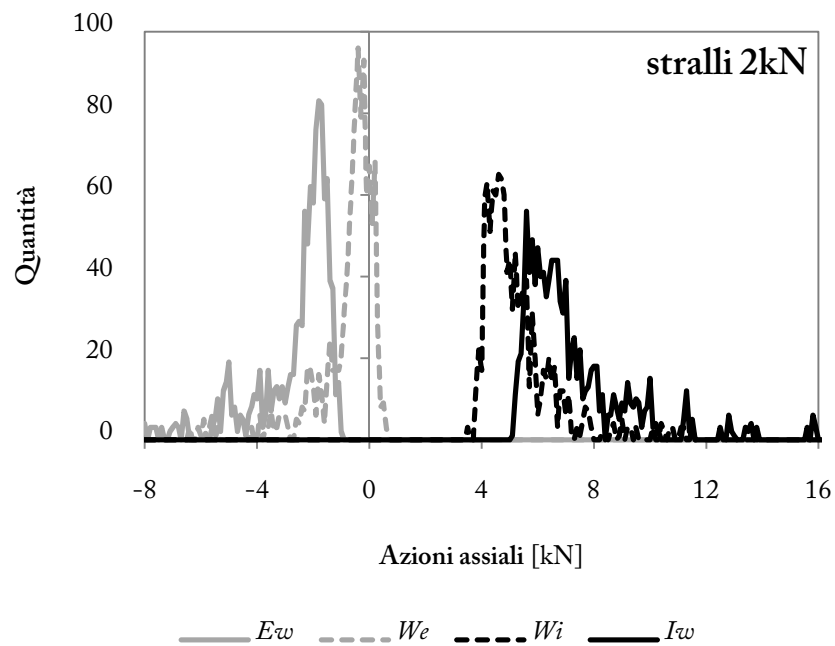


Grafico 33 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) – combinazioni

Si ricordano i limiti di ammissibilità delle azioni negli stralli:

$$F_{min} = 0 \text{ kN}$$

$$F_{max} = A_s f_y = 98,5 \text{ kN}$$

I risultati mostrano come il limiti a trazione non venga mai superato, mentre il limite di

instabilizzazione, come preventivabile, è varcato da tutti gli stralli stabilizzanti soggetti a carico termico estivo, sia esso primario o secondario. Di conseguenza le combinazioni Ew e We debbono essere reiterate eliminando dal modello gli stralli che risulterebbero compressi, al fine di ottenere risultati maggiormente conformi al comportamento reale.

Eliminando gli stralli diretti verso l'alto, si ottengono le seguenti azioni negli stralli:

	stralli portanti (5 kN)			stralli stabilizzanti (2 kN)		
	medio	min	max	medio	min	max
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Ew'	5.31	1.66	16.77	Ew'	/	/
We'	4.47	2.03	11.53	We'	/	/

Tabella 30 Azioni assiali negli stralli, combinazioni - iterazione

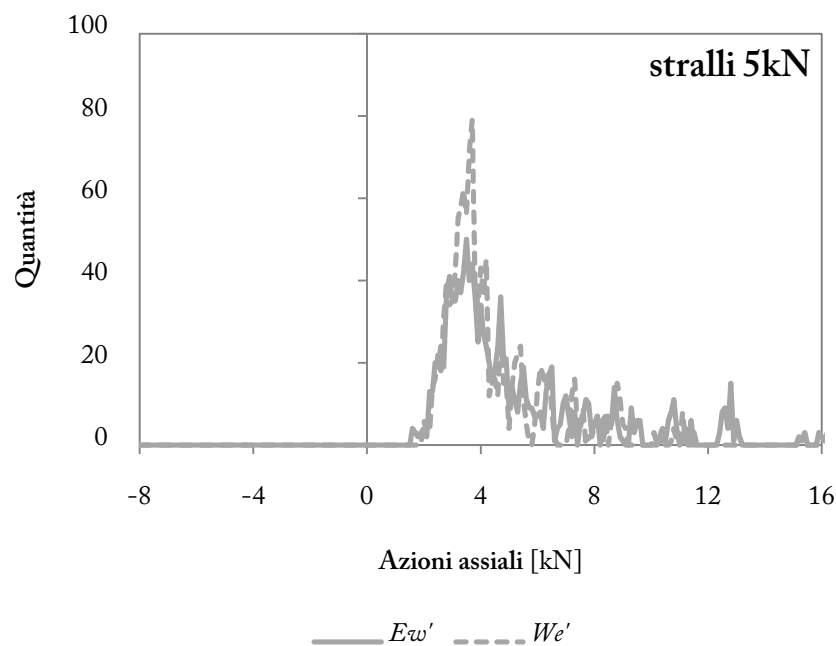


Grafico 34 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) – combinazioni - iterazione

Azioni nel traliccio (SLU)

Si verificano le azioni nei montanti del traliccio, nel loro punto di massima sollecitazione (base, quota $z = -1,1 m$), allo SLU. Si ricorda il valore del limite massimo a compressione

$$F_{max} = A_s f_u / \gamma_s = 2445 \text{ kN}$$

	Azione assiale [kN]							
	NW		NE		SW		SE	
Ew'	-550	-210	-540	-216	-531	-170	-540	-188
We'	-473	-133	-499	-175	-425	-64	-464	-112
Wi	-211	+129	-273	+51	-159	+202	-220	+132
Iw	-121	+219	-172	+152	-97	+264	-141	+211

Tabella 31 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) – combinazioni

Coerentemente con quanto mostrato nelle verifiche di tensione degli stralli, per le combinazioni estive si è utilizzato un modello privo degli stralli rivolti verso l'alto.

I dati mostrano come tutte le azioni sollecitanti i montanti del traliccio siano ampiamente inferiori al valore limite di rottura.

Tensioni nella muratura (SLU)

L'ultimo elemento da verificare è la muratura, per la quale si prendono in esame le sezioni A e B rispettivamente a quota $z_A = 0,23$ m e $z_B = 15,6$ m. Si considerano le tensioni verticali presenti nei due angoli opposti SW e NE delle due sezioni.

COMBINAZIONI vento D - carico termico						
		Ew'	We'	Wi	Iw	
sez. A	compr.	-880	-1030	-1080	-895	kN/m ²
$z=0,23$ m	traz.	-460	-320	-290	-420	kN/m ²
sez. B	compr.	-370	-470	-540	-530	kN/m ²
$z=15,6$ m	traz.	-200	-120	-250	-340	kN/m ²

Tabella 32 Valori estremi delle tensioni verticali nella muratura, combinazioni

Non si rilevano stati di trazione, e le compressioni registrate sono ampiamente all'interno dei limiti di rottura (le sollecitazioni di maggiore entità si collocano nell'intorno del limite elastico di 1 MPa). Il confronto tra le combinazioni evidenzia come il carico da vento sia maggiormente gravoso, dato che le combinazioni con il vento in direzione D come carico primario sono quelle cui sono associati i valori estremi di tensione. In particolare per quanto riguarda le compressioni, la situazione peggiore è data dalla combinazione di vento e variazione termica invernale, mentre

in termini di trazioni la situazione più gravosa la si ha con vento diagonale e carico termico estivo.

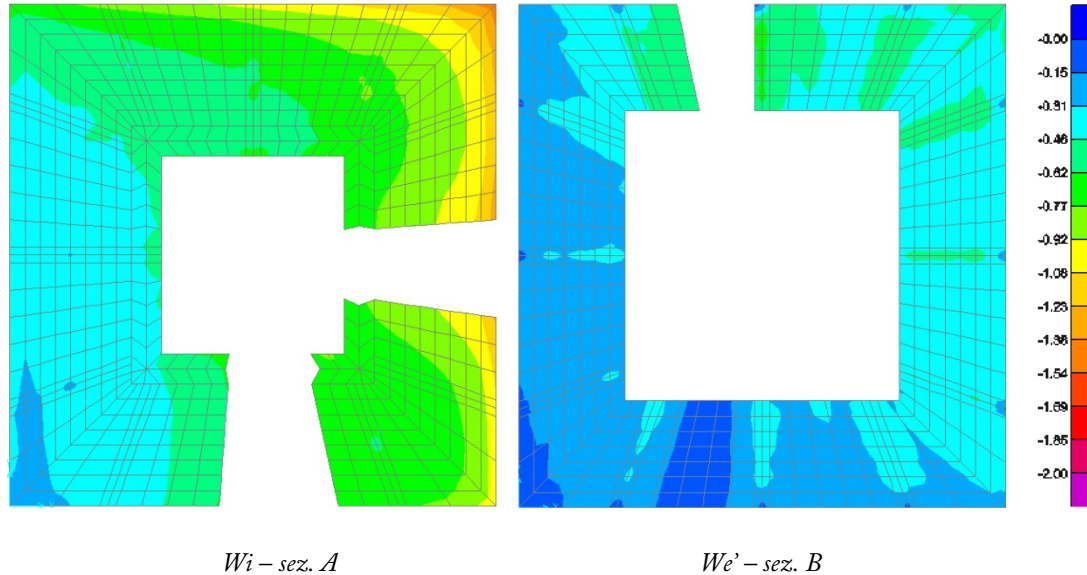


Figura 54 Tensioni verticali massime e minime: combinazioni vento - variazioni termiche [MPa]

6.5. Verifiche alle azioni sismiche

Le verifiche sismiche sono state condotte nelle due direzioni principali, x e y ; le azioni sollecitanti per la verifica dello stato della muratura e del traliccio si riferiscono allo stato limite ultimo (SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), e sono state calcolate per un fattore di struttura $q = 1,24$. La verifica delle tensioni negli stralli si riferisce invece ad un carico sismico associato allo stato limite di esercizio SLD (Stato Limite di Danno).

Tensioni nella muratura (SLU)

Anche in questo caso, come è stato effettuato per i carichi da vento, sono stati rilevati i valori di picco degli stati tensionali per le sezioni di base ed intermedia.

		SISMA direzione X			
		1200 - stato	1990 - stato	1994 - stato	
		<i>originale</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-2050	-2000	-2000	kN/m ²
<i>z=0,23 m</i>	traz.	360	330	430	kN/m ²
sez. B	compr.	-930	-1020	-900	kN/m ²
<i>z=15,6 m</i>	traz.	40	-40	90	kN/m ²

		SISMA direzione Y			
		1201 - stato	1991 - stato	1995 - stato	
		<i>originale</i>	<i>fessurato</i>	<i>consolidato</i>	
sez. A	compr.	-1440	-1330	-1430	kN/m ²
<i>z=0,23 m</i>	traz.	500	330	560	kN/m ²
sez. B	compr.	-980	-840	-940	kN/m ²
<i>z=15,6 m</i>	traz.	20	-35	60	kN/m ²

Tabella 33 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y – carico sismico

I risultati mostrano come in questo caso siano stati superati in più punti i limiti del campo elastico, per quanto riguarda le compressioni ma soprattutto per le trazioni. Di conseguenza i valori registrati hanno una validità relativa, dato che sono stati ricavati da un'analisi di tipo elastico-lineare. Si possono comunque effettuare delle osservazioni a riguardo delle variazioni riscontrate nelle tre fasi (struttura originaria, fessurata e consolidata).

- La **presenza delle fessurazioni** nel modello porta, nella sezione A di base, ad una mitigazione dei valori di picco, in particolare per il sisma diretto in Y; tale variazione è dovuta alla riduzione delle azioni sollecitanti provocata dall'insorgere delle fessure, che riducono la rigidezza flessionale della struttura e quindi ne amplificano i periodi propri (che divengono associati a valori inferiori di accelerazione).

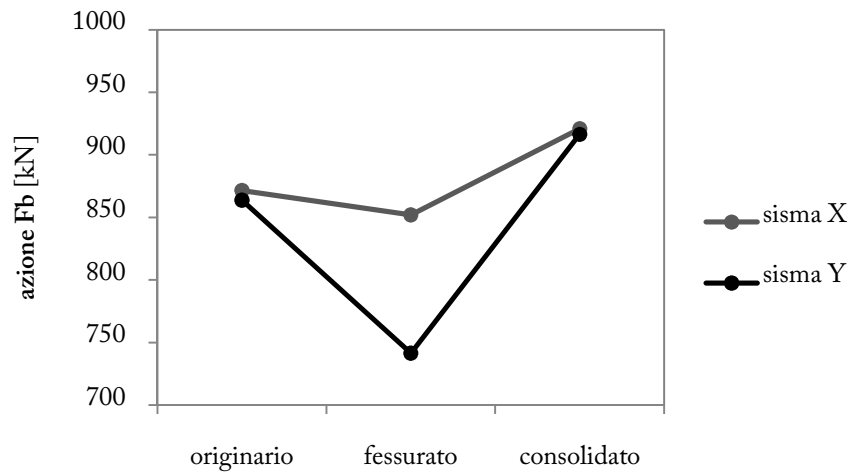


Grafico 35 Azioni sismiche sollecitanti, torre libera

I valori rilevati nella sezione B mostrano invece, per il sisma in X, una variazione imputabile alla deviazione delle isostatiche di minimo indotta dalla presenza delle fessure, per cui nei punti considerati si hanno tensioni minori rispetto al caso originario. Per il sisma in Y si ha invece una mitigazione delle tensioni, per la quale vale la stessa spiegazione adottata per i carichi da vento: le due porzioni distaccate di muratura si comportano come i due montanti di una trave reticolare soggetta a flessione, e l'azione assiale che le sollecita si distribuisce in modo uniforme portando ad una riduzione delle tensioni di picco rispetto al caso monolitico originario.

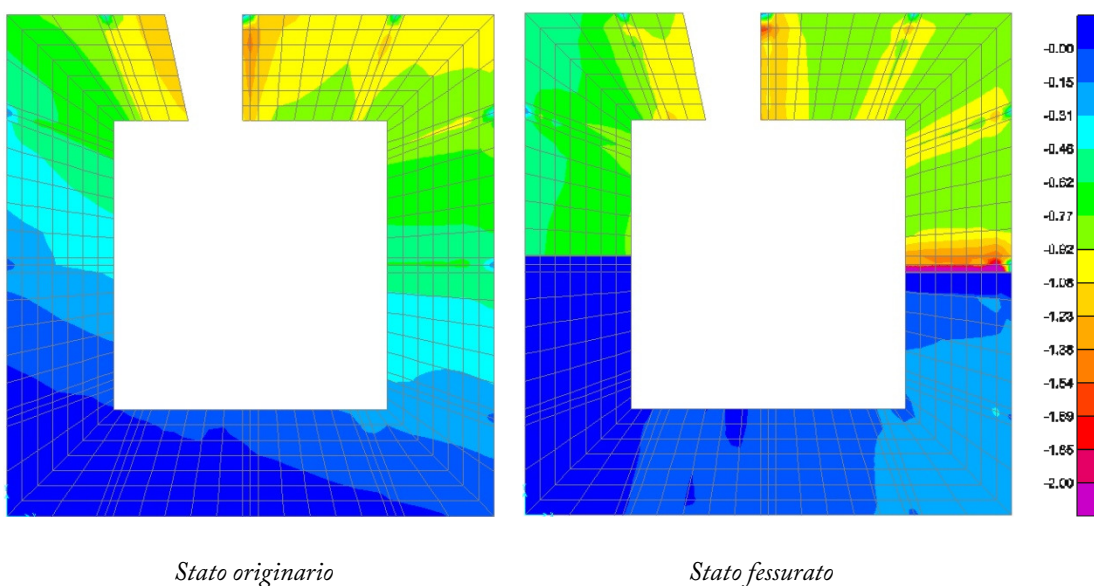


Figura 55 Tensioni verticali sez. B (z=15,6 m) - sisma direzione Y [MPa]

- L'intervento di consolidamento, in aggiunta alle conseguenze descritte nelle verifiche al carico da vento (ripristino della monoliticità e aumento delle tensioni a causa del parziale trasferimento dei carichi verticali al traliccio) ha l'effetto di incrementare le azioni sollecitanti, per via del – seppur lieve – aumento di rigidezza della struttura e dell'aumento della massa dell'edificio (il peso proprio del modello originario è pari a 11700 kN, a fronte dei 12200 kN del modello consolidato). L'effetto globale, che è comune alle due sezioni considerate e alle direzioni alternative del sisma, è una lieve riduzione in modulo delle tensioni minime, ed un aumento delle tensioni massime: la muratura risulta quindi sollecitata in modo inferiore a compressione, in compenso si assiste ad un incremento delle trazioni, e quindi – in ambito non lineare – ad una più estesa parzializzazione delle sezioni.

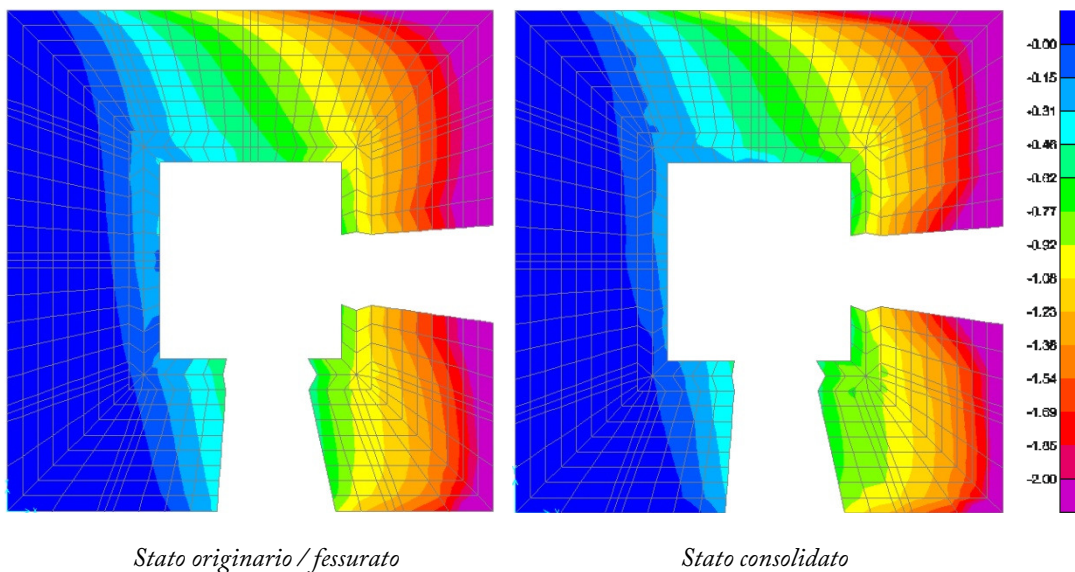


Figura 56 Tensioni verticali sez. A (z=0,23 m) - sisma direzione X [MPa]

Azioni negli stralli (SLE)

Si è proceduto con le verifiche di tensione negli stralli (con l'edificio soggetto ai carichi di SLD), che sono sollecitati esclusivamente a carico assiale. Si ricordano i limiti di ammissibilità delle azioni assiali:

$$F_{min} = 0 \text{ kN}$$

$$F_{max} = A_s f_y = 98,5 \text{ kN}$$

Le analisi per le due direzioni di sollecitazione hanno portato ai seguenti risultati.

	stralli portanti (5 kN)			stralli stabilizzanti (2 kN)			
	medio	min	max	medio	min	max	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
<i>Cond. Iniziale</i>	5.06	4.46	5.65	<i>Cond. Iniziale</i>	2.29	1.77	2.87
<i>Sisma X</i>	4.91	1.07	8.88	<i>Sisma X</i>	2.14	-0.30	4.96
<i>Sisma Y</i>	4.88	0.99	8.44	<i>Sisma Y</i>	2.15	-0.24	4.61

Tabella 34 Azioni assiali negli stralli - carico sismico

Il limite a trazione non viene mai superato, a differenza di quanto avviene per il limite inferiore, poiché alcuni stralli tesi a 2 kN risultano compressi (analisi elastica lineare). I grafici sotto riportati mostrano del resto come gli stralli che nel modello risultano soggetti a compressione siano un numero molto limitato: è lecito dunque stimare che la collaborazione tra traliccio metallico e torre muraria non risulti compromessa in caso di sollecitazioni sismiche, in quanto il numero di stralli coinvolti dai fenomeni di instabilizzazione è solo una piccola percentuale del totale.

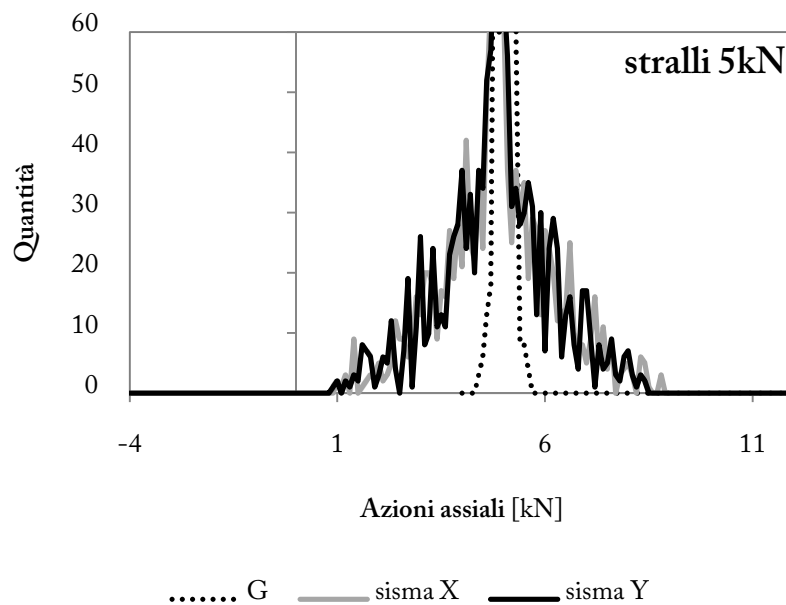


Grafico 36 Distribuzione delle azioni negli stralli portanti (5 kN) - carico sismico

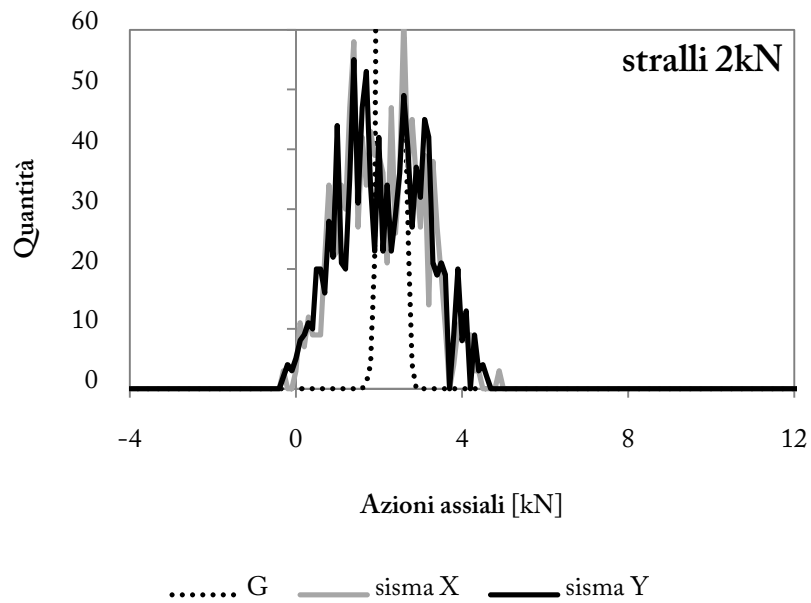


Grafico 37 Distribuzione delle azioni negli stralli stabilizzanti (2 kN) - carico sismico

Azioni nel traliccio (SLU)

Si conclude infine con la verifica delle azioni assiali nelle sezioni di base dei montanti del traliccio; si ricorda il limite massimo di resistenza a compressione

$$F_{max} = A_s f_u / \gamma_s = 2445 \text{ kN}$$

I valori elencati in tabella mostrano come le azioni assiali permangano all'interno dei limiti elastici. Come per i carichi da vento, anche per l'azione sismica al traliccio risulta associata una percentuale del 2 ÷ 3% del momento flettente globale che sollecita la torre (entrambe le analisi sono state condotte in modo lineare).

	Azione assiale [kN]							
	NW		NE		SW		SE	
<i>Cond. Iniziale</i>	-340	-	-324	-	-361	-	-352	-
<i>Sisma X</i>	-208	+132	-565	-241	-105	+256	-473	-121
<i>Sisma Y</i>	-488	-148	-579	-254	-85	+277	-175	+177

Tabella 35 Azioni assiali nei montanti del traliccio (z=-1,1 m) - carico sismico

	Momento		kNm
	traliccio	totale	
<i>Cond. Iniziale</i>	-	-	
<i>Sisma X</i>	507	23851	
<i>Sisma Y</i>	684	23734	

Tabella 36 Momento sostenuto dal traliccio - carico sismico

Interazione con gli edifici circostanti

Le verifiche alle azioni sismiche, come quelle per il carico da vento, sono state effettuate su modelli che non prevedevano l'interazione della torre con gli edifici adiacenti, ad essa addossati. Tale precauzione è dettata dal fatto che non è facilmente valutabile l'effettivo apporto di tali elementi, per cui, compiendo una scelta che va in favore di sicurezza¹³, in fase di verifica si è ignorata la loro presenza.

D'altra parte il confronto tra le rilevazioni dal vero delle frequenze proprie dell'edificio ed i risultati dell'analisi modale del modello agli elementi finiti, hanno evidenziato come l'apporto irrigidente degli edifici che circondano la torre non sia affatto trascurabile: difatti la calibrazione dei parametri del modello ha dovuto necessariamente tener conto dell'interazione con le pareti di spina che si appoggiano alla torre, per poter replicare nel modello le proprietà dinamiche registrate dal vero (paragrafo 4.1.1).

Si procede dunque, con fini speculativi, alla rilevazione degli stati tensionali presenti nella torre soggetta all'azione sismica, in presenza degli irrigidimenti laterali che simulano l'interazione con gli edifici circostanti.

La prima conseguenza dell'irrigidimento della torre è la variazione delle azioni sollecitanti: difatti i nuovi vincoli imposti alla torre ne modificano il comportamento dinamico, e di conseguenza incidono sul calcolo dell'azione sismica. Nel Grafico 38 è mostrato un confronto tra il taglio alla base per un sisma diretto in X o in Y, nel caso di torre libera (linee tratteggiate)

¹³ Nelle righe successive verrà infatti mostrato come la presenza degli irrigidimenti laterali dati dagli edifici adiacenti non porti ad un incremento nelle azioni sismiche.

o di torre vincolata dall'interazione con gli edifici ad essa addossati (linee continue).

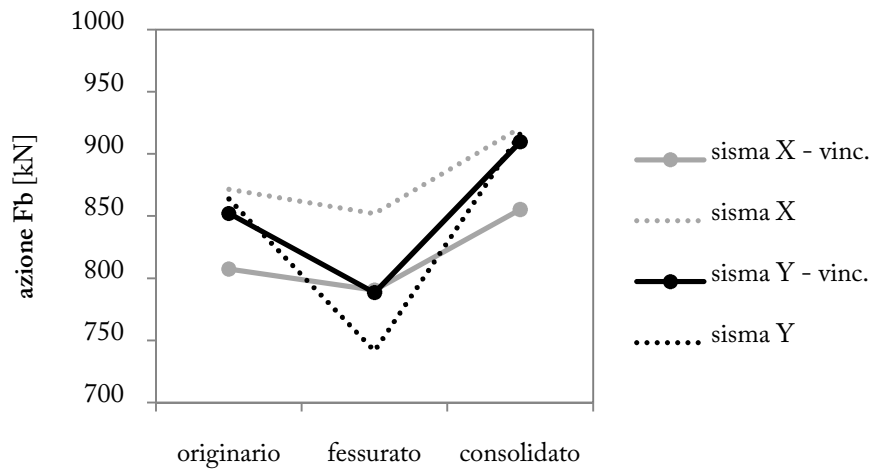


Grafico 38 Azioni sismiche sollecitanti - confronto torre libera/vincolata

A dispetto di quanto prevedibile in prima approssimazione¹⁴, l'azione sismica calcolata in presenza dei vincoli laterali risulta sempre minore o uguale rispetto alla corrispondente valutata nel caso di torre libera (l'unica eccezione è riferita al sisma in Y per lo stato fessurato).

Si consideri ai fini d'esempio il sisma diretto secondo X, nel caso di struttura consolidata. Nelle tabelle sottostanti sono riportati i dati principali per il calcolo del taglio alla base, nelle due differenti condizioni. Si nota che, come è prevedibile, l'inserimento degli irrigidimenti porta ad una notevole riduzione del primo periodo (da 1,56 s a 0,94 s), con conseguente aumento dell'accelerazione ad esso associata ($S_d(T_1)$ passa da 0,081 g a 0,134 g): tale variazione porta dunque ad una crescita dell'azione sollecitante nel caso vincolato, rispetto a quanto avveniva per le condizioni di torre libera. Si nota d'altra parte che nel caso di torre libera, il maggior contributo in termini di azione sollecitante non è dato dal primo modo (cui compete il 56% della massa partecipante), bensì il terzo modo, con periodo $T_3 = 0,29$ s: l'accelerazione associata a questo modo si trova sul *plateau*, e data la massa partecipante $\lambda_3 = 21\%$ si ottiene un termine $[S_d(T_3) \lambda_3]^2 = 3,3 \times 10^{-3}$, che costituisce il contributo di maggiore entità. Anche nella situazione di torre vincolata si hanno alcuni modi che intercettano lo spettro delle accelerazioni

¹⁴ L'aumento di rigidità flessionale porta ad una diminuzione dei periodi dei modi propri di vibrare, e di conseguenza, per periodi superiori a quelli associati al *plateau*, ad un aumento delle accelerazioni sismiche.

sul *plateau*, ma a questi sono associate masse partecipanti inferiori al 10%, per cui il loro contributo per il calcolo del taglio alla base risulta limitato.

Caso consolidato					SLV
modo	Torre libera - sisma X				$(S_d(T_i)\lambda_i)^2$
	T_i [s]	$S_d(T_i)$ [g]	λ_i -	$S_d(T_i)\lambda_i$ % W	
1	1.5615	0.0803	0.564	0.0453	0.0020
2	1.5144	0.0828	0.020	0.0016	0.0000
3	0.2891	0.2769	0.206	0.0571	0.0033
4	0.2766	0.2769	0.000	0.0000	0.0000
5	0.2397	0.2769	0.000	0.0001	0.0000
6	0.1263	0.2589	0.000	0.0000	0.0000
7	0.1185	0.2532	0.070	0.0178	0.0003
[...]	[...]	[...]	[...]	[...]	[...]
tot			0.892		0.0057
			W	[kN]	12 223
			Fb	[kN]	920.9
Caso consolidato					SLV
modo	Torre vincolata - sisma X				$(S_d(T_i)\lambda_i)^2$
	T_i [s]	$S_d(T_i)$ [g]	λ_i -	$S_d(T_i)\lambda_i$ % W	
1	0.9384	0.1337	0.391	0.0523	0.0027
2	0.8888	0.1410	0.057	0.0080	0.0001
3	0.2273	0.2769	0.073	0.0201	0.0004
4	0.1902	0.2769	0.087	0.0240	0.0006
5	0.1712	0.2769	0.059	0.0162	0.0003
6	0.1262	0.2589	0.000	0.0000	0.0000
7	0.0948	0.2358	0.108	0.0254	0.0006
[...]	[...]	[...]	[...]	[...]	[...]
tot			0.863		0.0049
			W	[kN]	12 223
			Fb	[kN]	855.3

Tabella 37 Calcolo dell'azione sismica - caso consolidato (torre libera e torre vincolata)

Ne consegue che al modello privo di irrigidimenti laterali risulta associata un'azione sismica di maggiore entità (per cui la verifica in assetto di torre libera può essere considerata a tutti gli effetti in favore di sicurezza). Definite le azioni sismiche nel caso di torre vincolata (SLV, $q = 1,24$), si rilevano le tensioni di picco presenti nelle sezioni A e B della muratura; si considera esclusivamente la situazione consolidata. I risultati mostrano che l'apporto degli irrigidimenti laterali porta ad una drastica riduzione dei picchi di tensione nella sezione di base, dove si registrano sforzi che si discostano non di molto da quelli presenti con i soli carichi verticali (peso proprio).

		1994 – stato consolidato					
		SISMA dir X			SISMA dir Y		
		libera	vincolata		libera	vincolata	
sez. A	compr.	-2000	-810	kN/m ²	-1430	-620	kN/m ²
$z=0,23\ m$	traz.	430	-410	kN/m ²	560	-530	kN/m ²
sez. B	compr.	-900	-750	kN/m ²	-940	-900	kN/m ²
$z=15,6\ m$	traz.	90	40	kN/m ²	60	50	kN/m ²

Tabella 38 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y – carico sismico (interazione edifici)

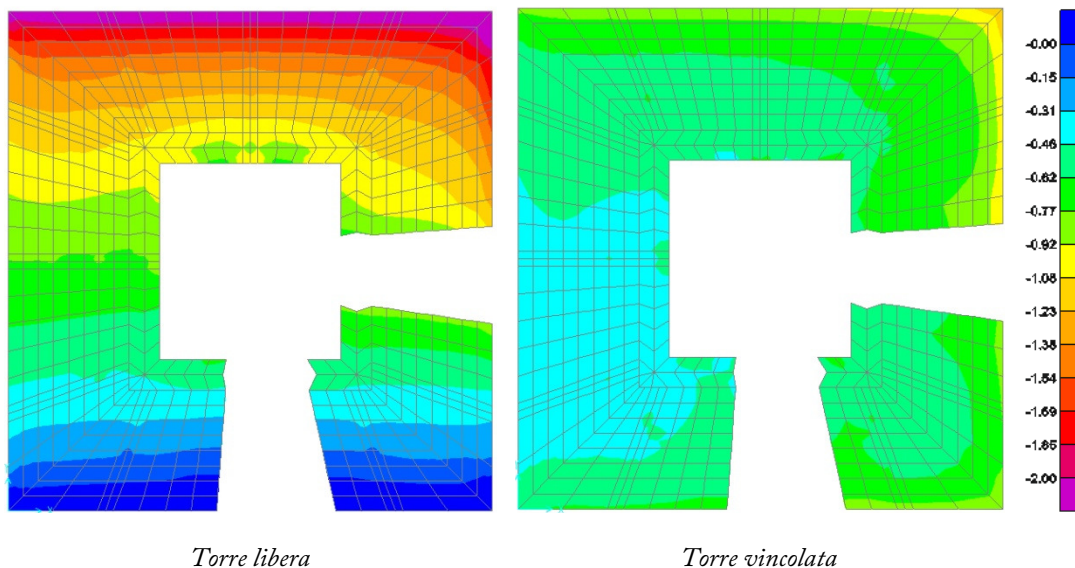
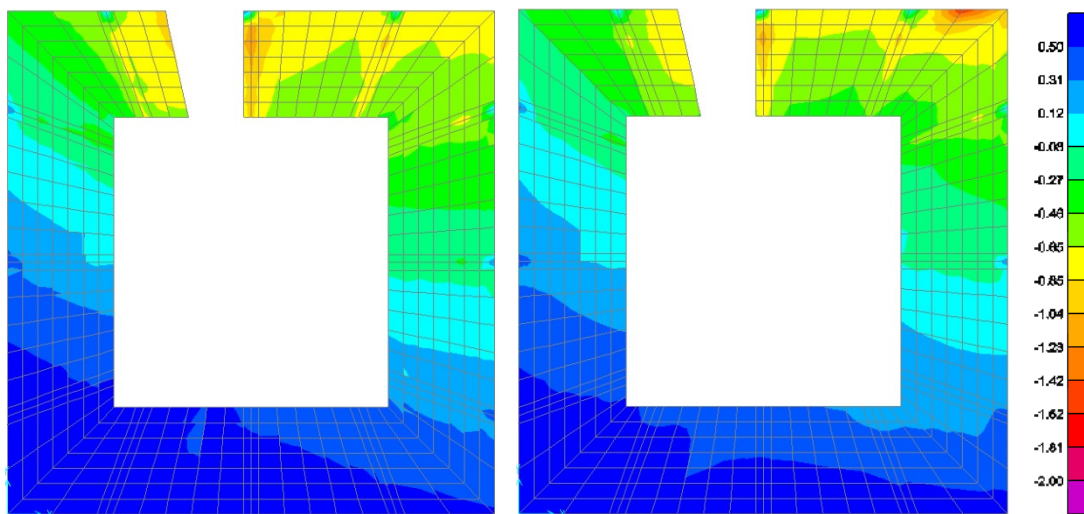


Figura 57 Tensioni verticali stato consolidato sez. A ($z=0,23\ m$) - sisma direzione Y [MPa]

*Torre libera**Torre vincolata*Figura 58 Tensioni verticali stato consolidato sez. B ($z=15,6$ m) - sisma direzione Y [MPa]

Differente è invece la situazione nella sezione intermedia, che è localizzata ad una quota circa corrispondente alla sommità delle pareti irrigidenti degli edifici addossati alla torre. In essa pertanto, come è logico aspettarsi, si registrano tensioni molto simili a quelle del caso di torre libera, con picchi lievemente più ridotti per via della minore azione sollecitante.

Si può quindi concludere che, per una stima più realistica delle sollecitazioni cui viene sottoposta la muratura nel caso in cui la torre è soggetta ad azioni orizzontali, occorre prendere in esame la prima sezione non influenzata dalle pareti che la vincolano lateralmente.

6.5.1. Verifiche a collasso

Le verifiche alle azioni orizzontali (vento e sisma) condotte finora hanno mostrato un apporto del traliccio metallico riconducibile quasi esclusivamente al parziale sgravio dei carichi verticali sulla muratura, ottenuto tramite l'opportuno tensionamento degli stralli di collegamento; si è infatti mostrato come, in termini di momento, il traliccio offra un apporto alquanto ridotto, nell'ordine del 2 – 3%. Tali risultati, d'altra parte, si riferiscono ad analisi di tipo elastico-lineare, che pertanto non considerano il reale comportamento plastico e non-lineare dei materiali muratura e acciaio.

Si procedere dunque ad una verifica a collasso della torre, che consideri la reale plasticità dei

materiali, condotta secondo modelli semplificati: l'obiettivo è il riconoscimento dell'effettivo apporto del traliccio metallico in riferimento alla resistenza ultima della torre alle azioni orizzontali.

Si considera la struttura nella configurazione di “torre libera”, priva degli irrigidimenti laterali offerti dagli edifici circostanti (sul cui apporto non è possibile fare pieno affidamento). Il meccanismo di collasso cui si fa riferimento è il ribaltamento rigido dell'intero edificio, con rotazione alla base: la compattezza della struttura, caratterizzata da pareti massicce, porta infatti ad escludere la possibile attivazione di meccanismi locali. La verifica riguarda dunque la sezione di base della torre; per valutare l'apporto della torre metallica, si prendono in esame le due condizioni originaria (priva del traliccio) e consolidata. Si considera che i montanti del traliccio e la muratura si comportino nel rispetto dell'ipotesi di Bernoulli di traslazione piana di sezione: le analisi precedenti hanno infatti mostrato come gli stralli mantengano la propria efficacia anche in presenza di sollecitazioni orizzontali (restano tutti tesi), e si considera che la loro presenza porti ad una perfetta collaborazione tra traliccio e torre muraria (la validità di tale ipotesi è analizzata e confermata al paragrafo 7.2.2 – Validazione dell'ipotesi di Bernoulli).

Approccio semplificato

La prima valutazione dell'apporto del traliccio in termini di resistenza ultima alle azioni orizzontali viene effettuata con un modello semplificato del problema. Si considera la torre soggetta alle azioni del peso proprio (P) e ad un carico orizzontale (H) con distribuzione sismica [NTC 7.3.3.2]

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum_j z_j m_j}$$

Lo stato di vincolo di base viene semplificato con una cerniera situata su di un bordo esterno, che simula la muratura resistente a compressione, e – nel caso di torre consolidata – con l'azione dei montanti del traliccio situati sul lato opposto rispetto alla cerniera, che si oppongono al ribaltamento dell'edificio e che si suppongono snervati.

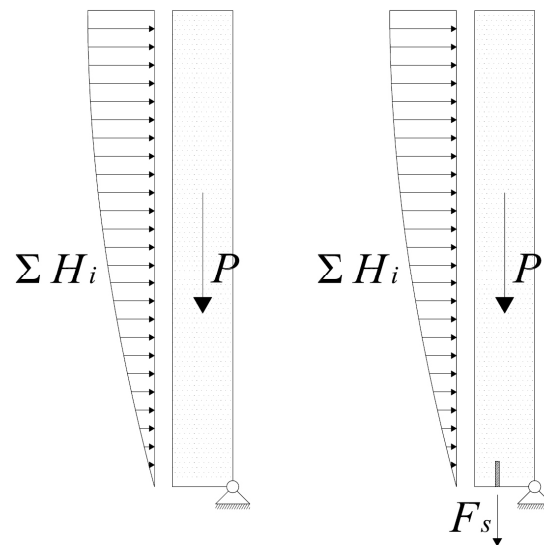


Figura 59 Verifica a collasso - modello semplificato (originale e consolidato)

L'equilibrio alla rotazione porta quindi all'individuazione del carico orizzontale massimo sostenibile dall'edificio, nelle due configurazioni differenti. Con $P_o = 11684 \text{ kN}$, $P_c = 12223 \text{ kN}$ e $F_s = 2 A_s f_{sy} / \gamma_s = 3735 \text{ kN}$ (HE 200B: $A_s = 7810 \text{ mm}^2$, $f_{sy} = 275 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,15$), e date le caratteristiche geometriche della struttura ($d_p = 2,475 \text{ m}$, $d_{FS} = 3,275 \text{ m}$), si ottiene

Situazione originaria $H_{max} = 1117 \text{ kN} = 9,6 \% P$

Situazione consolidata $H_{max} = 1640 \text{ kN} = 13,4 \% P \quad [+47 \%]$

I risultati di questo modello mostrano pertanto un incremento di quasi il 50% dell'azione orizzontale sostenibile della struttura, dovuto all'inserimento del traliccio metallico.

Analisi sezionale allo SLU

Nel modello precedente la schematizzazione dell'apporto della muratura nella sezione di base con un cerniera localizzata all'estremità del lembo compresso coincide con il considerare una resistenza a compressione infinita della muratura. D'altra parte si è visto come già le azioni orizzontali di tipo sismico (che sono dello stesso ordine di grandezza delle azioni ultime calcolate con il modello semplificato) portassero ad avere stati tensionali nella muratura prossimi al limite di collasso valutato con le prove di doppio martinetto piatto. Di conseguenza

l'approssimazione di resistenza infinita assunta nel modello semplificato potrebbe risultare non accettabile.

Per considerare il reale comportamento della muratura, si procede con un'analisi sezionale della base della torre, con le medesime azioni sollecitanti del modello precedente. Si ha dunque una verifica a pressoflessione della sezione di base, allo stato limite ultimo: la valutazione del momento resistente della sezione consente infatti di ricavare il corrispettivo carico sismico orizzontale H che sollecita la struttura.

Si considerano le seguenti proprietà:

Traliccio [acciaio S275]		Muratura	
E_s	200 GPa	f_{mu}	1.9 MPa
f_{sy}	275 MPa	ϵ_{mu}	0.0033
ϵ_{su}	0.1	γ_m	1.0
γ_s	1.15 [NTC]	b	4800 mm
A_s	7810 mm ²	b'	3000 mm
d	3275 mm	h	4950 mm
d'	1675 mm	h'	1500 mm

Tabella 39 Analisi sezionale: proprietà considerate

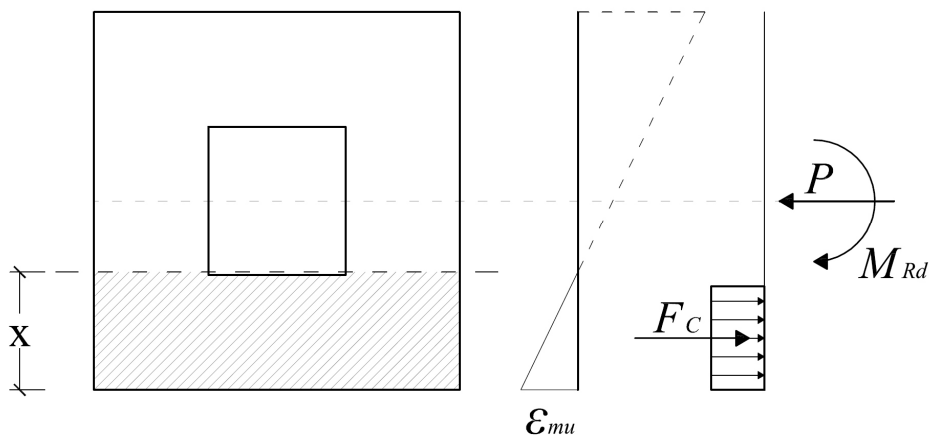


Figura 60 Analisi sezionale SLU - caso originale

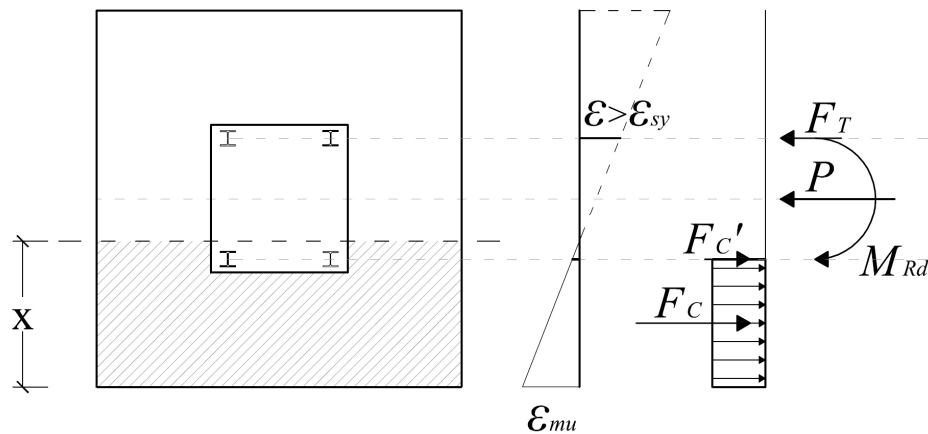


Figura 61 Analisi sezionale SLU - caso consolidato

Nel caso originario, in cui non è presente il benefico apporto del traliccio, il momento resistente è dato esclusivamente dal braccio compresso tra azione assiale P e reazione F_C della muratura (per la cui definizione è stato utilizzato lo *stress block*), ed è pari a $M_{Rd} = 20868 \text{ kNm}$; ad esso corrisponde un carico orizzontale massimo (di tipo sismico)

Situazione originaria

$$H_{max} = 828 \text{ kN} = 7,1 \% P$$

Il caso consolidato usufruisce invece anche dell'apporto dei montanti del traliccio metallico: la rottura della sezione la si ha per superamento del limite di compressione della muratura, con i montanti inferiori compressi in campo elastico ed i montanti superiori tesi snervati. Si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 27633 \text{ kNm}$, cui corrisponde un carico orizzontale

Situazione consolidata

$$H_{max} = 1100 \text{ kN} = 9,0 \% P \quad [+33 \%]$$

Considerando quindi una resistenza ultima della muratura $f_{mu} = 1,9 \text{ MPa}$ (non sottoposta ad alcun coefficiente riduttivo di sicurezza), si ha un incremento del 30% circa dell'azione orizzontale sostenibile dalla torre dovuta all'inserimento del traliccio metallico.

In Tabella 40 è presentato il confronto tra il carico orizzontale sollecitante e la corrispettiva azione resistente, per un sisma diretto secondo Y e nelle due situazioni antecedente e posteriore ai lavori di consolidamento. Si nota come le operazioni di consolidamento abbiano portato ad un incremento delle azioni sollecitanti (dato dell'aumento di circa il 5% della massa dell'edificio e, in riferimento alla direzione y di sollecitazione, l'incremento della rigidità dovuto al

ripristino della monoliticità della torre): a fronte di esso, si ha d'altra parte un superiore aumento dell'azione orizzontale sostenibile dalla struttura, che porta globalmente ad un miglioramento del fattore di sicurezza H_{Rd}/H_{Ed} .

	H_{Ed} kN	H_{Rd} kN	sicurezza
originale (fessurata)	741	828	1.12
consolidata	916	1100	1.20

Tabella 40 Confronto azione sollecitante – azione resistente (sisma Y)

In termini assoluti i fattori di sicurezza di Tabella 40 risultano abbastanza ridotti. D'altra parte il calcolo delle azioni orizzontali resistenti è conseguenza diretta del valore di resistenza ultima f_{mu} ottenuto dalle prove con doppio martinetto piatto: tale valore è stato definito come la tensione massima applicata alla muratura nel corso delle prove, per cui è lecito supporre che la resistenza ultima reale del materiale sia maggiore rispetto a quanto considerato. Sono state dunque effettuate le verifiche a pressoflessione allo SLU di diverse sezioni, con differente resistenza ultima della muratura; i risultati sono mostrati in Tabella 41.

f_{mu} MPa	originario		consolidato		scarto
	H_{tot} kN	H/P %	H_{tot} kN	H/P %	
1	519	4.4 %	686	5.6 %	32 %
1.5	749	6.4 %	960	7.9 %	28 %
2	842	7.2 %	1125	9.2 %	34 %
2.5	897	7.7 %	1231	10.1 %	37 %
3	934	8.0 %	1322	10.8 %	42 %
limite	1117	9.6 %	1640	13.4 %	47 %

Tabella 41 Apporto del traliccio per la resistenza alle azioni orizzontali

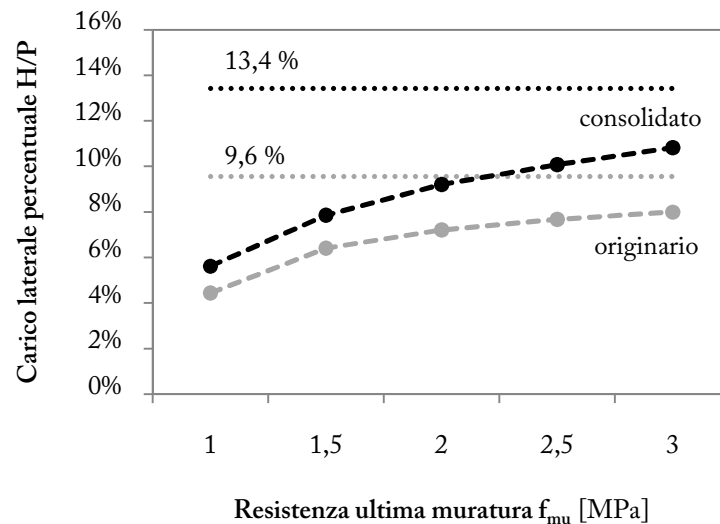


Grafico 39 Apporto del traliccio per la resistenza alle azioni orizzontali

I risultati mostrano come al crescere della resistenza ultima della muratura ci si avvicina ai limiti individuati dai risultati del modello semplificato (le linee puntinate del grafico), che coincidono con il caso di resistenza infinita della muratura. Si nota inoltre come al crescere di f_{mu} aumenti anche il divario tra i casi originario e consolidato (che raggiunge per una resistenza di 3 MPa valori superiori al 40%), con conseguente aumento dell'incremento nel fattore di sicurezza dato dall'apporto del traliccio.

Concludendo, si può quindi affermare che il collegamento della torre muraria al traliccio metallico porta ad un netto miglioramento della resistenza globale alle azioni orizzontali, dell'ordine del 30 – 40% in termini di carico orizzontale sostenibile.

Verifiche a taglio

La sezione di base, oltre che alle sollecitazioni flessionali, deve essere verificata a taglio. Anche in questo caso i valori ricavati dalle analisi sul modello agli elementi finiti non hanno piena validità, dato che non considerano la parzializzazione della sezione e di conseguenza la riduzione della superficie che effettivamente reagisce a taglio. Si procede dunque ad una verifica articolata nelle seguenti fasi:

- Calcolo della posizione dell'asse neutro, in base alle sollecitazioni assiali e flessionali;

- Calcolo delle tensioni tangenziali con la relazione di Jourawsky;
- Confronto con la resistenza a taglio del materiale, valutata anche in funzione dello stato di compressione dato dai carichi verticali.

Si considerano le azioni orizzontali corrispondenti ad un sisma diretto secondo Y, per le due condizioni originaria (fessurata) e consolidata.

Situazione originaria

La sezione di base, per un sisma diretto in Y, è soggetta alle seguenti azioni:

azione assiale	$N = 11684 \text{ kN}$
taglio	$V_y = 741 \text{ kN}$
momento flettente	$M_y = 19192 \text{ kNm}$

La posizione dell'asse neutro x e la tensione al bordo σ_m vengono individuate imponendo le due equazioni di equilibrio a traslazione e a rotazione¹⁵.

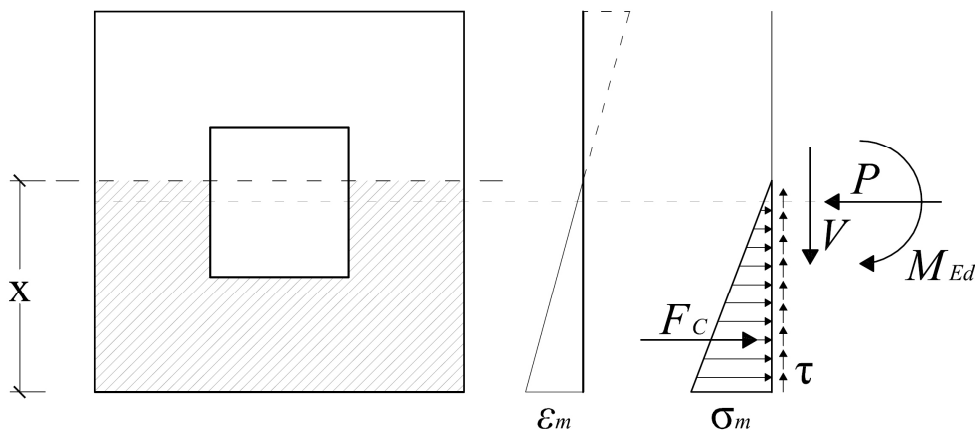


Figura 62 Sezione di base soggetta a pressoflessione e taglio (caso originario)

La tensione al bordo risulta $\sigma_m = 1,92 \text{ MPa} \cong f_{mu}$: di conseguenza, nell'ipotesi di un diagramma costitutivo del materiale elasto-plastico perfetto, la distribuzione delle tensioni adottata risulta legittimata.

Si ottiene così la superficie effettivamente reagente a taglio: dato $x = 2749 \text{ mm}$, si ricava

¹⁵ Ne risulta un'equazione di terzo grado in x , risolvibile con le formule cardaniche.

un'area pari a $A_r = 10,95 \text{ m}^2$.

Le tensioni tangenziali alle diverse quote y sono calcolate con la nota relazione di Jourawsky:

$$\tau(y) = \frac{V S^*(y)}{I_y b(y)}$$

Tali valori devono essere confrontati con la resistenza a taglio della muratura; per la valutazione di questo parametro ci si riferisce alle NTC [4.5.6.1], dove si propone la relazione

$$f_{vk} = f_{vk,0} + 0,4 \sigma_n \leq 0,065 f_b$$

dove

$f_{vk,0}$ è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale, e viene assunta in via conservativa pari a $0,05 \text{ MPa}$;

$0,4 = \text{tg} \varphi$ con φ angolo d'attrito;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali; nel nostro caso risulta

$$\sigma_n = P/A_r = 1,07 \text{ MPa}$$

f_b è la resistenza caratteristica del blocco murario, che viene valutata superiore a $7,5 \text{ MPa}$.

Si ottiene dunque una resistenza a taglio $f_{vk} = 0,48 \text{ MPa}$.

Si mostra in Grafico 40 il confronto tra le tensioni tangenziali calcolate con Jourawsky (si nota l'aumento di entità in corrispondenza del restringimento della sezione) e le resistenza a taglio caratteristica in presenza o meno di azione assiale: il benefico apporto delle tensioni verticali porta ad avere un cospicuo margine di sicurezza in riferimento alle azioni taglianti.

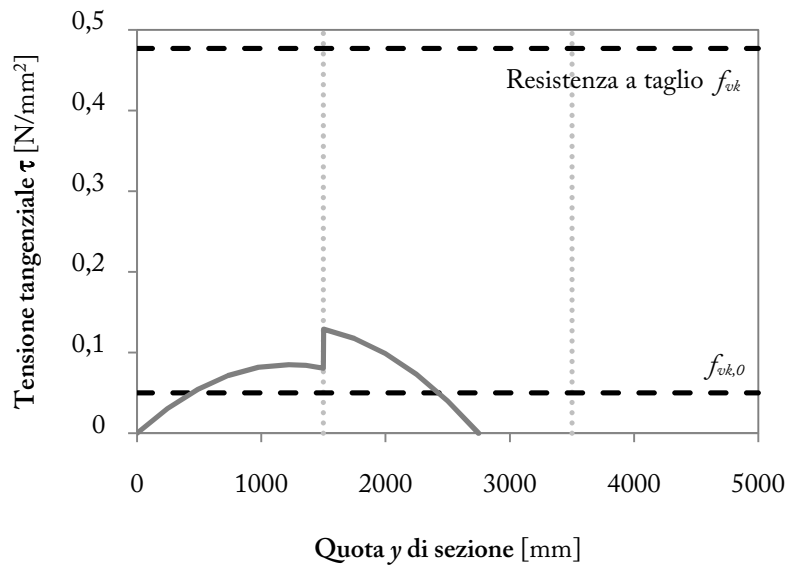


Grafico 40 Tensioni tangenziali (caso originario)

Situazione consolidata

Nel caso consolidato, in cui sono presenti i montanti del traliccio metallico, si hanno invece le seguenti azioni:

- azione assiale $N = 12223 \text{ kN}$
- taglio $V_y = 916 \text{ kN}$
- momento flettente $M_y = 23724 \text{ kNm}$

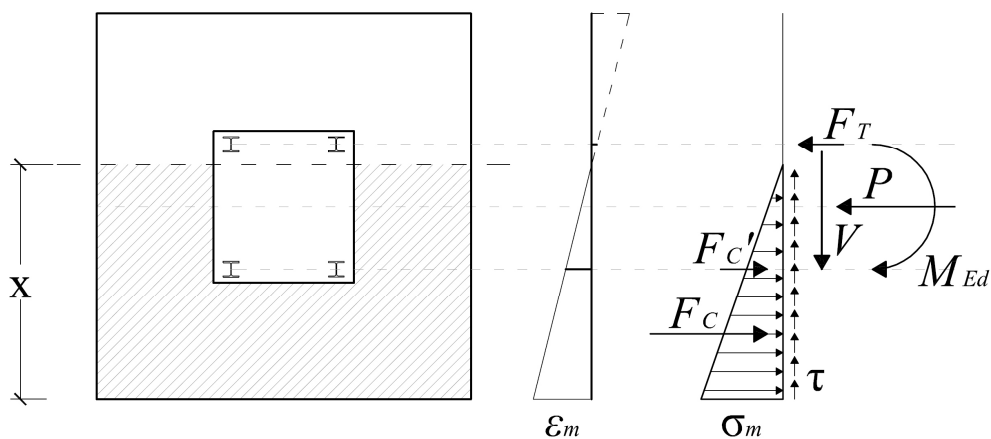


Figura 63 Sezione di base soggetta a pressoflessione e taglio (caso consolidato)

L'equilibrio alla traslazione e alla rotazione porta ad individuare la posizione dell'asse neutro $x = 3010 \text{ mm}$, e la conseguente superficie reagente $A_r = 11,73 \text{ m}^2$: nonostante la maggiore entità delle azioni sollecitanti, la presenza del traliccio porta quindi ad incrementare l'area che reagisce a taglio.

Le tensioni tangenziali vengono calcolate ancora con la relazione di Jourawsky, per la quale si considerano le proprietà inerziali dell'intera sezione (vengono compresi i montanti in acciaio), omogeneizzando il tutto alla muratura con il fattore $n = E_s/E_m$ (moduli elastici dei materiali). La resistenza a taglio caratteristica risulta invece

$$f_{vk} = f_{vk,0} + 0,4 \sigma_n = 0,47 \text{ MPa}$$

Il confronto delle tensioni mostra come la verifica a taglio risulti soddisfatta anche nel caso consolidato, alla luce del notevole margine presente tra le tensioni e la resistenza caratteristica.

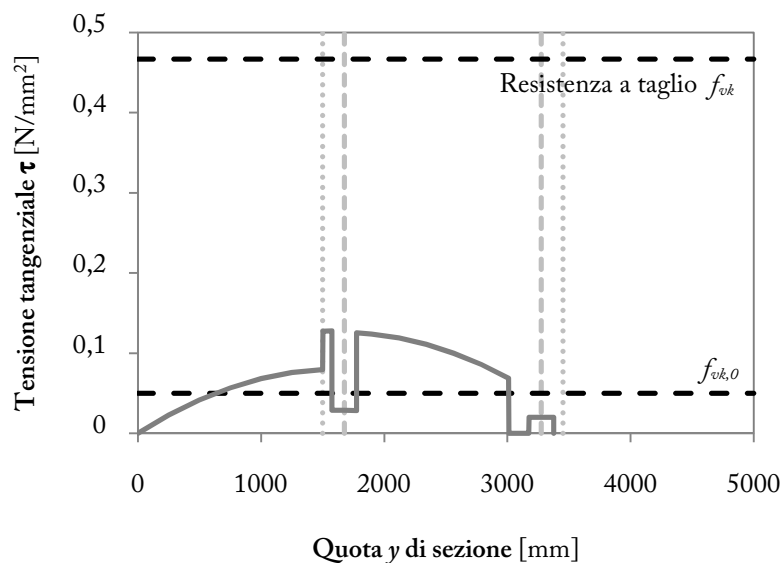


Grafico 41 Tensioni tangenziali (caso consolidato)