

Miglioramento e adeguamento sismico di edifici industriali: valutazione degli interventi e applicazione a un caso studio



Andrea Belleri, Mauro Torquati, Paolo Riva

Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi di Bergamo. Viale Marconi 5, 24044 Dalmine.

Keywords: Vulnerabilità sismica di edifici prefabbricati monopiano, opere di messa in sicurezza, interventi di miglioramento/adeguamento

ABSTRACT

Il terremoto dello scorso maggio ha messo in luce le vulnerabilità sismiche degli edifici industriali costruiti prima dell'entrata in vigore dell'attuale normativa sulle costruzioni. Tali edifici sono spesso caratterizzati da collegamenti inadatti a trasferire le sollecitazioni di tipo sismico e non garantiscono la compatibilità di spostamenti e rotazioni associate all'alta flessibilità delle strutture.

Il presente articolo, partendo dalle vulnerabilità associate a un caso studio, prende in considerazione gli interventi di miglioramento e adeguamento possibili, sottolineando l'influenza delle connessioni tegolo-trave e trave-pilastro e dei tamponamenti in muratura. Sarà inoltre trattato il confronto tra le accelerazioni di picco del terreno associate alla struttura pre e post intervento.

1 INTRODUZIONE

Gli edifici prefabbricati industriali presenti sul territorio italiano sono caratterizzati tipicamente da strutture monopiano molto flessibili, con pilastri alti e snelli schematizzabili generalmente con elementi a mensola. Le problematiche di tali edifici sono legate principalmente alle elevate deformazioni indotte dalle azioni orizzontali, rendendo evidente l'importanza della corretta valutazione della compatibilità di spostamenti e rotazioni fra gli elementi strutturali adiacenti.

In passato i collegamenti fra gli elementi strutturali, quali travi, pilastri e tegoli, sono stati comunemente realizzati in semplice appoggio o tramite collegamenti spinottati insufficienti al trasferimento delle sollecitazioni sismiche. Tali tipologie di connessione (Negro e Toniolo 2012, Magliulo e Al. 2008, Riva e Al. 2011, Belleri e Al. 2012) non rappresentano di fatto un vincolo efficace in grado evitare la perdita di appoggio da

parte degli elementi strutturali collegati, come ha dimostrato il terremoto dello scorso maggio.

La progettazione di edifici prefabbricati è stata affidata a uno schema di calcolo a telaio incernierato, i collegamenti in semplice appoggio schematizzati con vincoli a cerniera, senza considerare limiti alle rotazioni, in grado di trasferire le azioni orizzontali per attrito. Inoltre le forze orizzontali considerate nel dimensionamento prevedevano principalmente carichi da vento e da carroponete, infatti un'approfondita zonazione sismica del territorio italiano risale all'O.P.C.M. 2003

Tale schema statico non è rappresentativo del comportamento reale delle connessioni, la cui capacità di rotazione può essere sovrastimata portando a una valutazione della vulnerabilità non conservativa.

Una seconda problematica di questa tipologia di edifici riguarda il collegamento dei pannelli di chiusura perimetrali agli elementi strutturali. Tali connessioni non sono generalmente compatibili

con gli spostamenti associati alla sollecitazione sismica.

Il presente articolo si propone di analizzare un edificio prefabbricato monopiano al fine di valutarne la vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche e progettare gli interventi necessari al miglioramento/adeguamento dello stesso.

Sono considerate due tipologie di intervento:

- Un intervento di primo livello, per eliminare le principali carenze e operare una messa in sicurezza veloce del fabbricato;
- Un intervento di secondo livello, per il miglioramento/adeguamento definitivo della struttura sotto carichi sismici.

La valutazione della sicurezza viene fatta in termini di accelerazione orizzontale massima accettabile su suolo di riferimento rigido (a_g), calcolata sia dopo la realizzazione degli interventi di primo livello, sia dopo gli interventi di secondo livello.

2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Oggetto di studio è un edificio prefabbricato monopiano (Figura 1, 2 e 3), con dimensioni in pianta 60x40m. La struttura portante è costituita da pilastri prefabbricati con maglia 6x20m ad eccezione della fila centrale dove l'interasse è 12m. Tali pilastri sono dotati di fondazioni con plinto a pozzetto scollegate fra loro. Le travi principali in direzione est-ovest sono a doppia pendenza, mentre in direzione nord-sud sono presenti travi rettangolari salta-pilastro nella campata centrale. La copertura è costituita da tegoli TT protetti da guaina impermeabilizzante. Come già anticipato i collegamenti fra i vari elementi strutturali sono realizzati unicamente per attrito. Le tamponature sono realizzate con pareti in blocchi di laterizio.

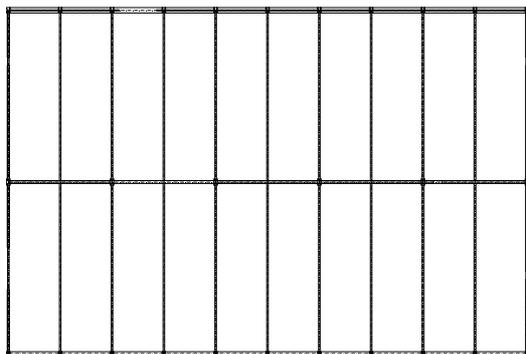


Figura 1 Pianta dell'edificio studiato

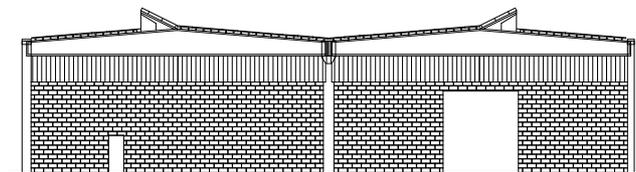


Figura 2 Prospetto nord

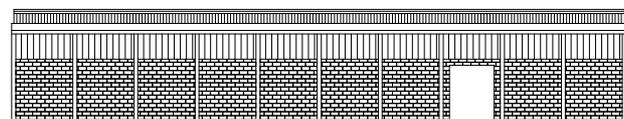


Figura 3 Prospetto est

2.1 Azione sismica di progetto

Si considera l'edificio sito nel comune di Piacenza. Gli spettri (Figura 4) di riferimento per la definizione dell'azione sismica sono ottenuti dai seguenti parametri:

- $a_g = 0.092$
- $F_0 = 2.521$
- $T_C^* = 0.289$ s

Il fattore di struttura q utilizzato per scalare gli spettri elastici è stato assunto pari a 1.5 per tenere in considerazione la presenza di una struttura portante molto flessibile e quindi una ridotta dissipazione energetica e per limitare gli spostamenti laterali onde evitare il danneggiamento dei tamponamenti in laterizio.

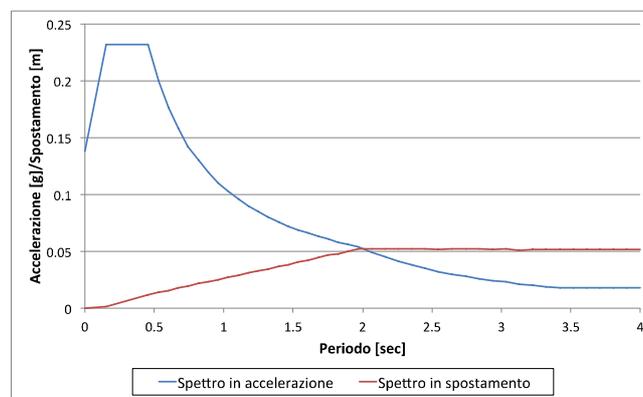


Figura 4 Spettri di pseudo-accellerazione e spostamento di progetto

2.2 Individuazione delle carenze

Come già anticipato non sono presenti connessioni meccaniche fra gli elementi strutturali. Il trasferimento delle azioni avviene esclusivamente per attrito calcestruzzo-calcestruzzo vista l'assenza di cuscinetti in neoprene.

Le pareti di tamponamento non sono ammortate alla struttura né lateralmente né superiormente, aumentando la vulnerabilità sismica associata al meccanismo di ribaltamento

fuori piano. Non sono presenti cordoli di contrasto superiori in tali pareti. Ciò rende difficoltosa la valutazione del contributo in termini di rigidità e resistenza delle stesse nella valutazione della vulnerabilità.

Le travi a doppia pendenza, in direzione est-ovest, sono caratterizzate da elevata flessibilità e bassa resistenza fuori piano. Il trasferimento delle forze sismiche generate dai tegoli crea inoltre sulla trave un momento torcente, generato dall'eccentricità della quota degli appoggi rispetto all'asse della trave.

Il piano di copertura è costituito da tegoli prefabbricati sconnessi tra loro, rendendo inapplicabile l'ipotesi semplificativa di diaframma infinitamente rigido.

La presenza di finestrate a nastro in tutti i lati dell'edificio favorisce la formazione del meccanismo di collasso per pilastro corto.

3 VALUTAZIONE VULNERABILITÀ: STATO DI FATTO

La vulnerabilità allo stato di fatto dell'edificio oggetto di studio è effettuata dopo aver eseguito alcuni interventi di base, necessari per eliminare le criticità più gravose. Tali interventi sono definiti come opere di messa in sicurezza di primo livello.

Le verifiche sono effettuate allo stato limite di salvaguardia della vita.

3.1 Opere di messa in sicurezza di primo livello

Gli interventi di messa in sicurezza di primo livello riguardano essenzialmente l'aggiunta di dispositivi meccanici atti a diminuire la vulnerabilità associata alle connessioni ad attrito.

Tali interventi richiedono rapidità e semplicità di realizzazione. A questo proposito le forze di progetto utilizzate per il dimensionamento degli elementi di connessione sono ottenute facendo riferimento all'accelerazione spettrale massima attesa nel sito (zona dello spettro ad accelerazione costante).

3.1.1 Collegamento tegolo-trave

L'intervento proposto prevede il collegamento fra tegoli e travi a doppia pendenza con golfari e funi d'acciaio, come mostrato in Figura 5.

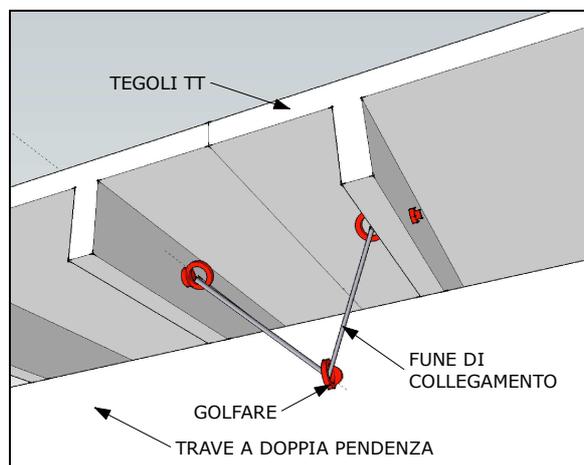


Figura 5 Collegamento trave-tegolo

Tale tipologia di connessione consente il semplice e rapido montaggio degli elementi e fornisce un vincolo agli spostamenti orizzontali relativi fra tegoli e travi a doppia pendenza.

I golfari e le funi sono stati dimensionati considerando la forza d'inerzia del singolo tegolo data la capacità delle funi di resistere alla sola trazione.

3.1.2 Collegamento travi-pilastro

Il collegamento trave-pilastro progettato è costituito da perni in acciaio, profili UPN e bulloni (Figura 6).

I perni in acciaio sono stati necessari per mantenere un vincolo di cerniera compatibile con le ipotesi di progetto mentre i profili UPN sono stati inseriti a sostegno delle forcelle esistenti del pilastro, sulle quali non è possibile fare affidamento.

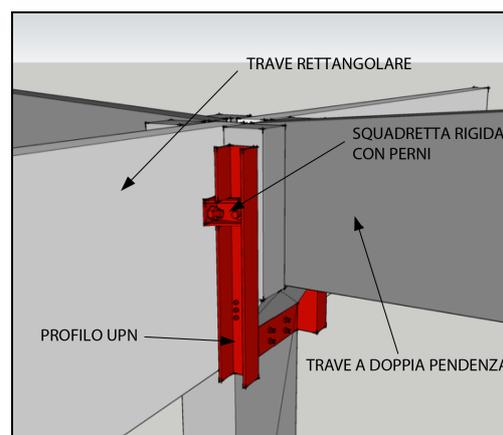


Figura 6 Connessione travi-pilastro

La distribuzione delle azioni all'interno del collegamento fa riferimento in via semplificata ai seguenti schemi di calcolo:

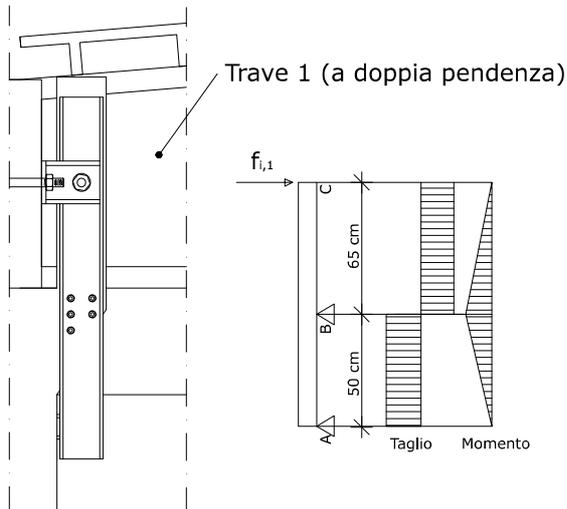


Figura 7 Schema di calcolo 1

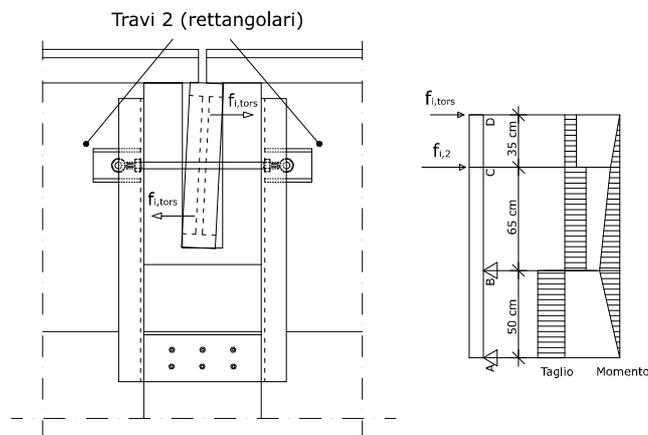


Figura 8 Schema di calcolo 2

Gli schemi di calcolo riportati in Figura 7 e Figura 8 consentono di individuare le sollecitazioni agenti sui bulloni e dimensionarne il diametro.

Il collegamento è sollecitato sia in direzione perpendicolare sia in direzione parallela alle travi a doppia pendenza. I bulloni saranno pertanto soggetti a trazione e taglio e verificati di conseguenza.

3.2 Calcolo dell'accelerazione orizzontale massima accettabile

L'analisi di vulnerabilità del fabbricato evidenzia l'impossibilità di valutare un'accelerazione orizzontale massima accettabile a_g (suolo di riferimento rigido) in termini globali. Si manifestano anticipatamente meccanismi locali indipendenti. Tali meccanismi non possono essere inibiti semplicemente con interventi di messa in sicurezza di primo livello. Sono di seguito valutate le a_g associate ai meccanismi locali più critici.

3.2.1 Collasso per flessione fuori piano della trave a doppia pendenza

Non essendo disponibili informazioni relative all'armatura della trave, si ipotizza la presenza dell'armatura minima necessaria a sostenere i carichi verticali: 4 trefoli $\phi 14$ e 4 barre $\phi 24$. Tale armatura è in grado di fornire alla trave un momento resistente fuori piano di circa 40 kNm.

Il momento massimo agente sulla trave è pari a $P_{orizz} \times l^2/8$, con P_{orizz} (Figura 9) ottenuto dal prodotto tra i carichi verticali agenti sulla trave (P_{vert}) e l'accelerazione spettrale massima prevista nel sito (tratto dello spettro con accelerazione costante).

Imponendo come momento massimo il momento resistente è possibile ricavare l' a_g associata al collasso della trave per flessione fuori piano ($q = 1.5$):

$$a_g = \frac{8M_{rd} \cdot q}{L^2 \cdot S \cdot F_0 \cdot P_{vert}} = \frac{8 \cdot 40 \cdot 1.5}{20^2 \cdot 1.5 \cdot 2.521 \cdot 13} = 0.024g \quad (1)$$

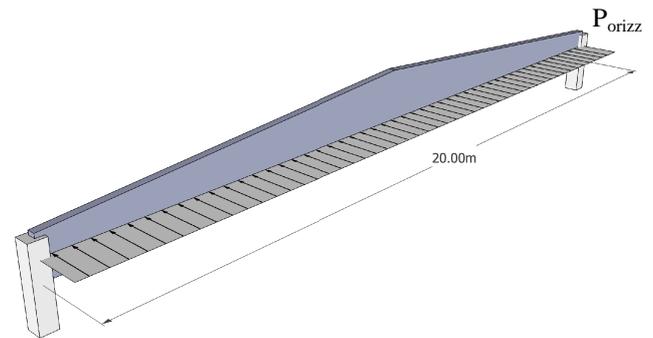


Figura 9 Meccanismo di collasso per flessione fuori piano

3.2.2 Ribaltamento dei muri di tamponamento

Il collasso considerato risulta particolarmente gravoso per la parete in quanto le pareti non sono ammortate ai pilastri e non sono presenti né cordoli di confinamento superiori, né carichi verticali stabilizzanti.

Si valuta attraverso un'analisi cinematica lineare il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 associato all'attivazione del meccanismo locale di ribaltamento di pareti monolitiche non vincolate agli orizzontamenti e non efficacemente collegate alla struttura (Figura 10).

Il moltiplicatore consente di valutare la a_g relativa, pari a 0.031g.

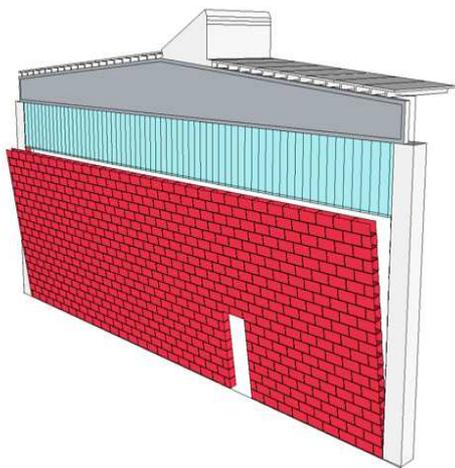


Figura 10 Meccanismo di ribaltamento del muro

3.2.3 Collasso di pilastri corti (facciate nord e sud)

La muratura impedisce gli spostamenti orizzontali nella parte inferiore del pilastro, favorendo di fatto l'innesco del meccanismo di pilastro corto, come mostrato in Figura 11.

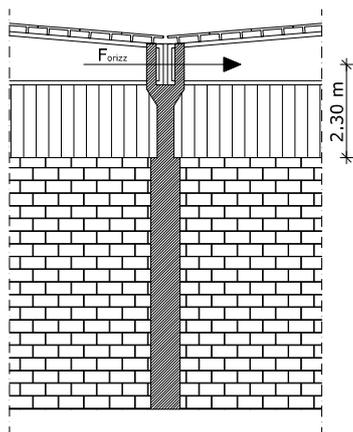


Figura 11 Meccanismo di collasso di pilastri corti

Come già considerato per il meccanismo di collasso per flessione fuori piano della trave a doppia pendenza, si calcola la a_g associata al collasso per flessione imponendo come momento massimo il momento resistente ultimo della sezione:

$$a_g = \frac{M_{rd} \cdot q}{S \cdot F_0 \cdot N \cdot H} = \frac{190 \cdot 1.5}{1.5 \cdot 2.521 \cdot 355 \cdot 2.3} = 0.092g \quad (2)$$

Allo stesso modo, è possibile ricavare la a_g associata al collasso per taglio:

$$a_g = \frac{V_{rd} \cdot q}{S \cdot F_0 \cdot N} = \frac{134 \cdot 1.5}{1.5 \cdot 2.521 \cdot 355} = 0.15g \quad (3)$$

4 INTERVENTI DI SECONDO LIVELLO

Gli interventi di secondo livello mirano a eliminare le principali criticità della struttura e a conseguire il miglioramento o l'adeguamento sismico della stessa.

4.1 Deformabilità di piano

E' necessario diminuire la deformabilità di piano per evitare che i tegoli trasferiscano l'azione sismica direttamente alle travi a doppia pendenza, essendo queste vulnerabili nei confronti dei carichi agenti fuori piano.

Le azioni del diaframma si ripartiscono come mostrato in Figura 12 e in Figura 13, nei casi in cui siano presenti o meno dei collegamenti che portino a un comportamento a diaframma dell'impalcato.

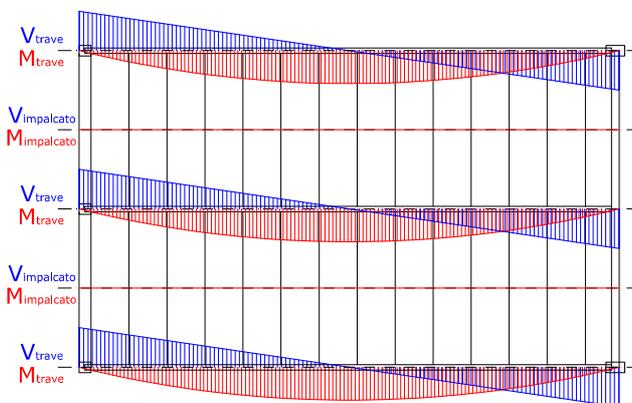


Figura 12 Impalcato con tegoli scollegati

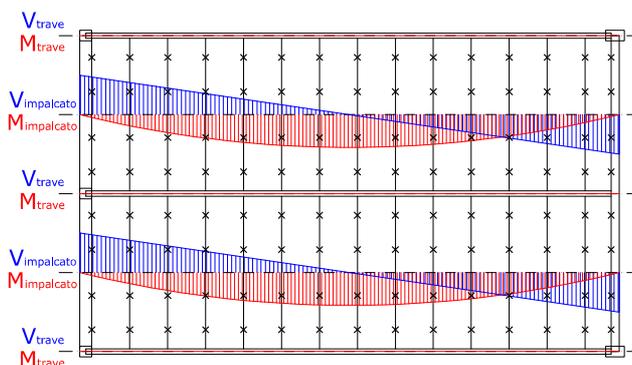


Figura 13 Impalcato con tegoli collegati

Il collegamento fra i tegoli consente il trasferimento delle azioni direttamente ai pilastri posti alle estremità dell'impalcato. La valutazione delle azioni avviene una volta stimata la rigidità effettiva del diaframma, considerando il contributo flessionale e a taglio associati ai collegamenti.

La rigidità effettiva dell'impalcato è calcolata utilizzando un modulo di Young E e un modulo di taglio G ridotti:

$$E' = \frac{E_c b K_\Theta}{b K_\Theta + E_c I} \quad (4)$$

$$G' = \frac{1.2 b G_c K_\Psi}{1.2 b K_\Psi + A G_c} \quad (5)$$

Dove E_c e G_c sono rispettivamente il modulo elastico e il modulo di taglio del calcestruzzo, b , A e I sono rispettivamente la larghezza, l'area e il modulo d'inerzia della flangia superiore del tegolo. K_Θ e K_Ψ sono rispettivamente la rigidezza a flessione e a taglio dei nuovi collegamenti (Torquati et Al. 2012).

La rigidezza necessaria all'impalcato per evitare il trasferimento delle sollecitazioni trasversali alle travi a doppia pendenza è stata valutata utilizzando un modello semplificato agli elementi finiti. L'impalcato è schematizzato con una trave equivalente, dotata di modulo di Young e modulo di taglio ridotti (E' , G'), gli appoggi dei tegoli sulla trave sono modellati utilizzando elementi truss rigidi, mentre l'eccentricità della quota di appoggio dei tegoli rispetto all'asse della trave è modellata utilizzando dei rigid link (Figura 14, Figura 15).

Le proprietà di rigidezza della trave equivalente sono fatte variare fino a individuare i valori minimi di E' e G' che consentano di scaricare le travi a doppia pendenza nel fuori piano (Figura 15).

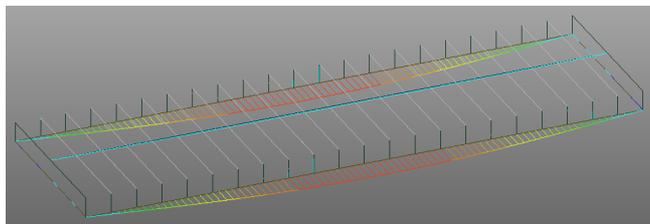


Figura 14 Distribuzione delle sollecitazioni con impalcato deformabile

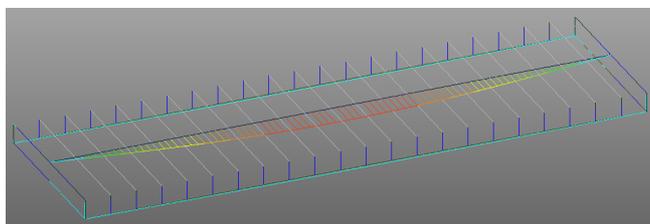


Figura 15 Distribuzione delle sollecitazioni prevedendo un collegamento minimo fra i tegoli

Le analisi condotte dimostrano come già con un piccolo valore di G' (4 MPa) sia possibile evitare il trasferimento delle azioni dall'impalcato alle travi. La rigidezza minima a taglio dei collegamenti è pertanto:

$$K_\Psi = \frac{G' A G_c}{1.2 b (G' + G_c)} = 216.6 \text{ N/mm} \quad (6)$$

Si progettano un collegamento a taglio al centro dei tegoli e due collegamenti a trazione alle loro estremità, come mostrato in Figura 16 e in Figura 17.

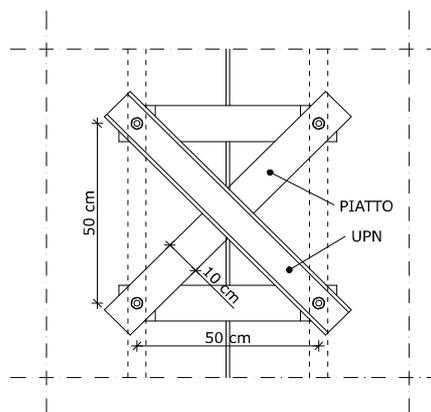


Figura 16 Collegamenti a taglio

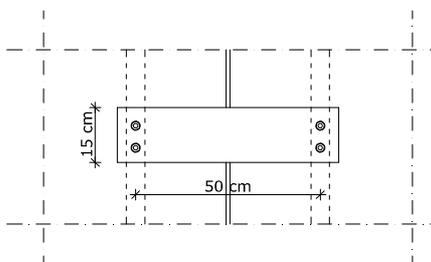


Figura 17 Collegamenti a trazione

I collegamenti sono posizionati all'estradosso dei tegoli e progettati per ancorarsi direttamente all'interno delle nervature, per consentire un'adeguata lunghezza di ancoraggio e per evitare danneggiamenti locali in corrispondenza della flangia del tegolo.

Lo schema di calcolo per valutare le sollecitazioni sismiche agenti sull'impalcato è di trave appoggio-appoggio con carico distribuito ($M_{\max} = 117.5 \text{ kNm}$ e $V_{\max} = 23.5 \text{ kN}$).

Si valutano la rigidezza assiale e a taglio delle connessioni utilizzando uno spessore dei piatti pari a 5 mm per entrambi i collegamenti.

Le rigidezze a trazione e a taglio delle connessioni sono il risultato della somma in serie delle rigidezze dei piatti e delle rigidezze dei bulloni di collegamento e sono riportate in Tabella 1 e in Tabella 2.

Tabella 1 Rigidezze a trazione

	Rigidezza Piatti [N/mm]	Rigidezza bulloni [N/mm]	Totale [N/mm]
Coll. con piatto	600000	115514	96865 ($K_{t,conn1}$)
Coll. a croce	541416	115514	95202 ($K_{t,conn2}$)

Tabella 2 Rigidezze a taglio

	Rigidezza Piatti [N/mm]	Rigidezza bulloni [N/mm]	Totale [N/mm]
Coll. a croce	70710	115514	43861 ($K_{v,conn}$)

Si calcola la posizione dell'asse neutro $c = 84$ cm dall'equilibrio alla traslazione dello schema in Figura 18.

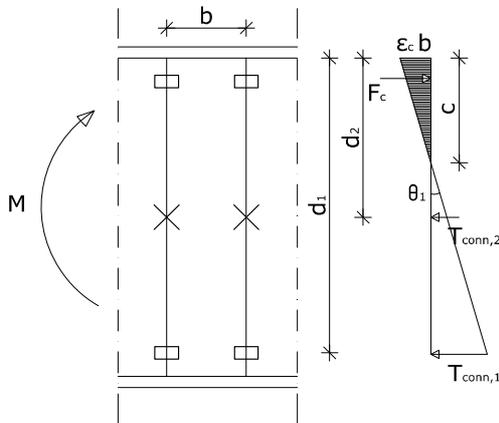


Figura 18 Calcolo della posizione dell'asse neutro

Considerando il momento massimo agente sull'impalcato $M_{max} = 117.5$ kNm si valutano le forze di compressione e trazione F_c e $T_{conn,1}$ e $T_{conn,2}$ tramite le quali verificare le tensioni all'interno dei collegamenti.

Per equilibrio alla rotazione è possibile determinare la rigidezza a flessione dell'impalcato:

$$K_{\Theta} = \frac{M}{\vartheta_1} = \frac{1}{3b} E_c t c^3 + K_{t,conn1} \cdot (d_1 - c)^2 + K_{t,conn2} \cdot (d_2 - c)^2 = 2.92 \cdot 10^{12} N/mm \quad (7)$$

La rigidezza a taglio dell'impalcato K_{Ψ} è stata valutata considerando il contributo del solo elemento a croce ($K_{\Psi} = K_{v,conn}$). È infine possibile ricavare i moduli elastici ridotti E' e G' :

$$E' = \frac{E_c b K_{\Theta}}{b K_{\Theta} + E_c I} = 37204 MPa \quad (8)$$

$$G' = \frac{1.2 b G_c K_{\Psi}}{1.2 b K_{\Psi} + A G_c} = 770 MPa \quad (9)$$

Tali valori sono utilizzati per modellare gli impalcati in modo analogo a quanto visto in Figura 14 e 15.

4.2 Trasferimento del taglio dell'impalcato alle travi a doppia pendenza

Il taglio cui è soggetto l'impalcato viene trasferito dai tegoli di estremità alla trave a doppia pendenza e da questa al pilastro. Il collegamento tra i tegoli di estremità e la trave è costituito da squadrette in acciaio imbullonate (Figura 19) soggette a taglio $V_{max} = 23.5$ kN.

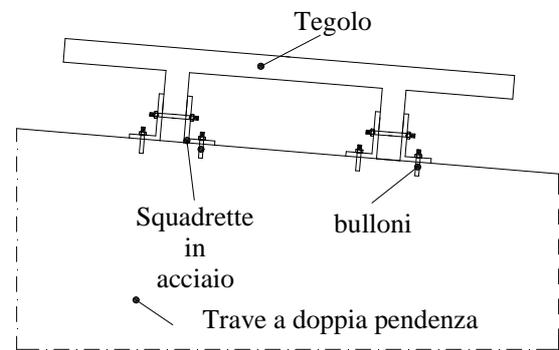


Figura 19 Squadrette per il collegamento trave-tegolo

4.3 Inserimento di contrasti superiori alle pareti in blocchi

Per diminuire la vulnerabilità legata al ribaltamento fuori piano delle pareti esistenti in laterizio e per consentirne una collaborazione con la struttura (formazione di puntoni compressi), sono stati inseriti dei cordoli in calcestruzzo armato, ammortati mediante spinotti alla muratura esistente (Figura 20).

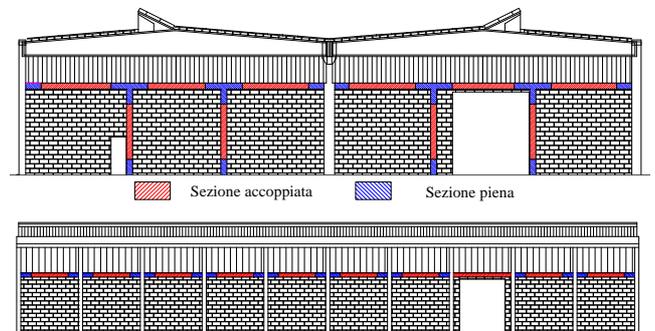


Figura 20 Intervento sulle pareti in laterizio: prospetto nord e sud (sopra); prospetto est e ovest (sotto)

Per ridurre al minimo l'invasività dell'intervento, è previsto lo scasso della parete soltanto in corrispondenza dei nodi (in blu,

Figura 20). La restante parte del cordolo (in rosso) è costituita da due travi esterne alla muratura e accoppiate fra loro mediante barre passanti.

Le pareti così rinforzate consentono l'attivazione di un puntone compresso caratterizzato da un legame forza-spostamento (Decanini e Al. 2004). La resistenza è associata a quattro differenti tipologie di collasso: scorrimento a taglio lungo i giunti orizzontali, trazione diagonale, schiacciamento degli angoli a contatto con il telaio e compressione diagonale. La rigidezza della diagonale equivalente è quella corrispondente alla fase di rottura completa del puntone.

È stata inoltre considerata l'instabilità per carico di punta considerando una luce di libera inflessione pari alla lunghezza del puntone. Nella Tabella 3 sono riportate le caratteristiche dei puntone equivalenti.

Tabella 3 Caratteristiche dei puntone equivalenti

	Larghezza [mm]	Rigidezza [N/mm]	Resistenza [kN]
Pareti nord e sud	1626	30673	122 (348 per carico di punta)
Pareti est e ovest	1836	20789	73 (85 per carico di punta)

Si dimensiona il collegamento tra il cordolo e il pilastro per sostenere la componente verticale del puntone compresso. La formula utilizzata per il dimensionamento è relativa all'effetto spinotto (DM 14/01/2008) delle barre di ancoraggio cordolo-pilastro:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (8)$$

Dove:

$$\sum A_{s,1} = \frac{F_{vert}}{1.3 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}$$

$$\sum A_{s,2} = \frac{F_{vert}}{0.25 \cdot f_{yd}}$$

L'applicazione di tale formula porta all'utilizzo di 5 ϕ 16 per il collegamento dei cordoli delle pareti lato nord e sud mentre sono necessari 6 ϕ 12 per le pareti lato est e ovest.

Nelle pareti rivolte a nord e sud vengono inseriti dei pilastri aggiuntivi per contenere il ribaltamento fuori piano. Si dimensionano i pilastri per sostenere una flessione fuori piano

$M_{ed} = 66$ kNm (ottenuta da analisi dinamica lineare).

Tale tipologia di intervento comporta un incremento delle sollecitazioni nelle fondazioni esistenti e l'aggiunta di fondazioni per i pilastri aggiuntivi.

5 MODELLAZIONE

Il modello utilizzato (Figura 21) per la valutazione della vulnerabilità post-intervento è basato sulle seguenti ipotesi:

- Travi e pilastri modellati come elementi beam;
- Travi a doppia pendenza semplificate con travi equivalenti rettangolari;
- Riduzione delle rigidezze al 50% dei pilastri;
- Connessioni trave-pilastro schematizzate con vincoli a cerniera (tenendo in considerazione la capacità di rotazione);
- Diaframmi di piano modellati con schema a trave equivalente considerando l'effettiva rigidezza in piano;
- Pareti di tamponamento in muratura modellate con puntone equivalenti resistenti solo a compressione.

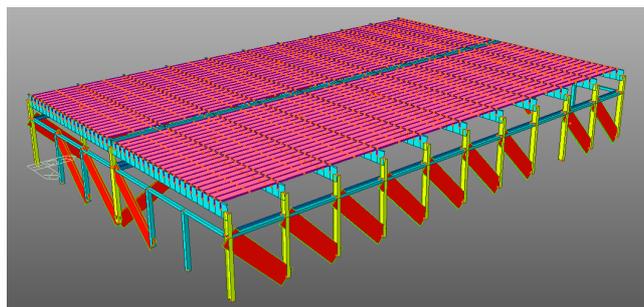


Figura 21 | Rappresentazione 3D del modello utilizzato

6 VALUTAZIONE VULNERABILITÀ: POST-INTERVENTO

La valutazione della vulnerabilità post-intervento è stata effettuata a partire da un'analisi dinamica lineare: si considerano tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. L'analisi permette di individuare la distribuzione delle forze e individuare gli elementi più deboli. Lo spettro di risposta utilizzato nell'analisi viene incrementato linearmente fino al raggiungimento dello stato limite ultimo considerato. La a_g associata a tale spettro rappresenta la massima accelerazione orizzontale (su suolo rigido) che la struttura può sostenere.

- I meccanismi di collasso considerati sono:
- Collasso per taglio/flessione dei pilastri;
 - Collasso dei collegamenti fra gli elementi;
 - Collasso per torsione delle travi a doppia pendenza.
 - Rottura e instabilità dei tamponamenti.

In direzione X (est-ovest) si raggiunge per primo il collasso del perno della nuova connessione per la trave a doppia pendenza, associato a un'accelerazione a_g pari a 0.112 g.

In direzione Y (nord-sud) si raggiunge il collasso del puntone compresso del tamponamento, associato a un'accelerazione a_g pari a 0.138g.

I risultati sono compatibili con le forze di progetto utilizzate per il dimensionamento degli interventi (tratto ad accelerazione costante dello spettro di progetto con a_g pari a 0.092 g).

7 CONCLUSIONI

Prendendo in considerazione un edificio industriale in elementi prefabbricati in C.A. sito nel comune di Piacenza, sono stati mostrati gli interventi di messa in sicurezza, o di primo livello, necessari ad eliminare le vulnerabilità associate alle connessioni ad attrito. Sono stati inoltre valutati i meccanismi di collasso locali e progettati interventi di secondo livello, miglioramento/adequamento sismico, cercando di ridurre al minimo l'invasività dell'intervento e la messa fuori servizio temporanea della struttura nella fase di realizzazione.

La valutazione della vulnerabilità al termine degli interventi di rinforzo è stata effettuata tramite un'analisi dinamica lineare e ha permesso di stimare l'accelerazione a_g (accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido) associata al collasso del primo elemento strutturale nelle due direzioni.

REFERENCES

- Belleri A., Torquati M., Riva P., 2012. Valutazione dell'influenza delle connessioni a cerniera di nodi trave-pilastro nell'analisi di vulnerabilità di strutture prefabbricate. *19° Congresso C.T.E.*, Bologna.
- Decanini L., Mollaioli F., Mura A., Saragoni R. 2004. Seismic Performance of Masonry Infilled. R/C frames. *Proc. of 13th WCEE*, Paper 165, Vancouver.
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Magliulo G., Fabbrocino G., Manfredi G., 2008. Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, Vol. 30:9, pp. 2580-2588.
- Negro P., Toniolo G., 2012. Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions,

JRC scientific and policy reports, European Commission.

O.P.C.M. 3274 23/03/2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

Torquati M., Belleri A., Riva P., 2012. Progettazione degli impalcati prefabbricati per il trasferimento di forze orizzontali. *Industrie manufatti cementizi*, Vol. 23, pp. 20-29.

Riva P., Belleri A., Torquati M., 2011. Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate, *Industrie manufatti cementizi*, Vol. 18, pp. 26-34.