



Soluzioni progettuali per interventi di miglioramento sismico di edifici prefabbricati in c.a.

Mirko Gallerani^a, Alice Vincenzi^a, Fabio Minghini^a, Nerio Tullini^a

^a Università di Ferrara - Dipartimento di Ingegneria – Via G. Saragat 1, 44122 Ferrara, Italy

Keywords: Precast structures; Retrofitting; Columns; Cladding panels; Seismic damage

ABSTRACT

In precedenti edizioni del convegno è stato presentato il database contenente informazioni sugli edifici industriali danneggiati dalla sequenza sismica emiliana del 2012, realizzato a partire da dati forniti dalla Regione Emilia-Romagna. Da quel database sono state ricavate, in particolare, curve di fragilità su base empirica che evidenziano la notevole vulnerabilità degli edifici prefabbricati non concepiti con criteri antisismici.

Quello stesso database è stato più recentemente utilizzato per un'estesa analisi critica degli interventi di miglioramento sismico sui capannoni, riportata in questa nota. Viene quindi proposta una carrellata di soluzioni progettuali, corredate dai relativi particolari costruttivi, inerenti interventi di rinforzo dei pilastri e la realizzazione di strutture o sistemi di controvento. Questi sono generalmente rappresentati da nuovi elementi costruttivi realizzati all'interno o all'esterno dell'edificio, ma possono anche scaturire dalla solidarizzazione, fra loro e ai pilastri, di pannelli di tamponamento in calcestruzzo esistenti.

1 INTRODUZIONE

Recenti ricerche hanno dimostrato che fra le strutture in cemento armato (c.a.) non progettate con criteri antisismici quelle prefabbricate manifestano criticità intrinseche, che spesso conducono ad una vulnerabilità sensibilmente più elevata di quella degli edifici gettati in opera. Si vedano, a tal proposito, le valutazioni presentate da Minghini et al. (2015, 2016) e Buratti et al. (2017a, b). Come è noto, allo scopo di incrementare la sicurezza sismica dei clusters industriali dopo i terremoti emiliani del 2012, la Regione Emilia-Romagna ha previsto un sistema di finanziamenti per le imprese finalizzato ad incentivare gli interventi di miglioramento sismico dei capannoni. Tale sistema è stato disciplinato dall'Ordinanza n. 57/2012 per gli edifici che hanno riportato danni a seguito della sequenza sismica e dall'Ordinanza 91/2013 (bando INAIL) per quelli che, rientranti nel cratere ma sufficientemente distanti dagli epicentri, non hanno riportato danni. Sulla scorta delle prescrizioni del D.L. n. 74/2012, convertito con modificazioni dalla Legge n. 122/2012, il sistema di finanziamenti è stato commisurato alla distanza, in termini di punti percentuali, fra la sicurezza sismica valutata a seguito degli interventi di rimozione delle carenze dei

collegamenti ed un livello di sicurezza pari al 60% di quella propria di edifici di nuova costruzione.

Nell'ambito delle Convenzioni DPC-ReLUI 2014/2018, l'Università di Ferrara, in collaborazione con l'Università di Bologna, ha implementato un database (Minghini et al. 2015, 2016) che raccoglie informazioni su localizzazione, geometria, dettagli costruttivi, danni osservati e interventi ammessi a finanziamento per oltre 2000 edifici industriali colpiti dai terremoti emiliani. In un intorno degli epicentri di raggio 35 km, gli edifici schedati superano il 30% della popolazione di edifici a struttura prefabbricata presenti sul territorio.

In questa nota vengono presentate e commentate alcune proposte progettuali per interventi di miglioramento sismico di capannoni industriali facenti parte del citato database. Tali proposte nascono da una rivisitazione critica dei progetti raccolti, relativi ad interventi ammessi a finanziamento da parte della Regione Emilia-Romagna, e sono più estesamente descritte da Tullini et al. (2019).

Gli interventi presentati sono suddivisi in rinforzo dei pilastri, interventi sui tamponamenti e realizzazione di nuove strutture di controvento. Per ogni intervento vengono riportati obiettivi, principali vantaggi e rappresentazioni grafiche di dettaglio.

2 RINFORZO DEI PILASTRI

Gli interventi descritti di seguito mirano ad incrementare la resistenza e, in due casi su tre, la rigidità dei pilastri.

2.1 Incamiciatura in c.a.

La proposta è illustrata in Fig. 1. Il pilastro originario ha dimensioni esterne di 600×450 mm e presenta, sui lati maggiori, due scanalature per l'inserimento di pannelli di calcestruzzo. La verifica di sicurezza indica una insufficiente resistenza del pilastro a pressoflessione, oltre ad una eccessiva deformabilità ed all'inefficacia del

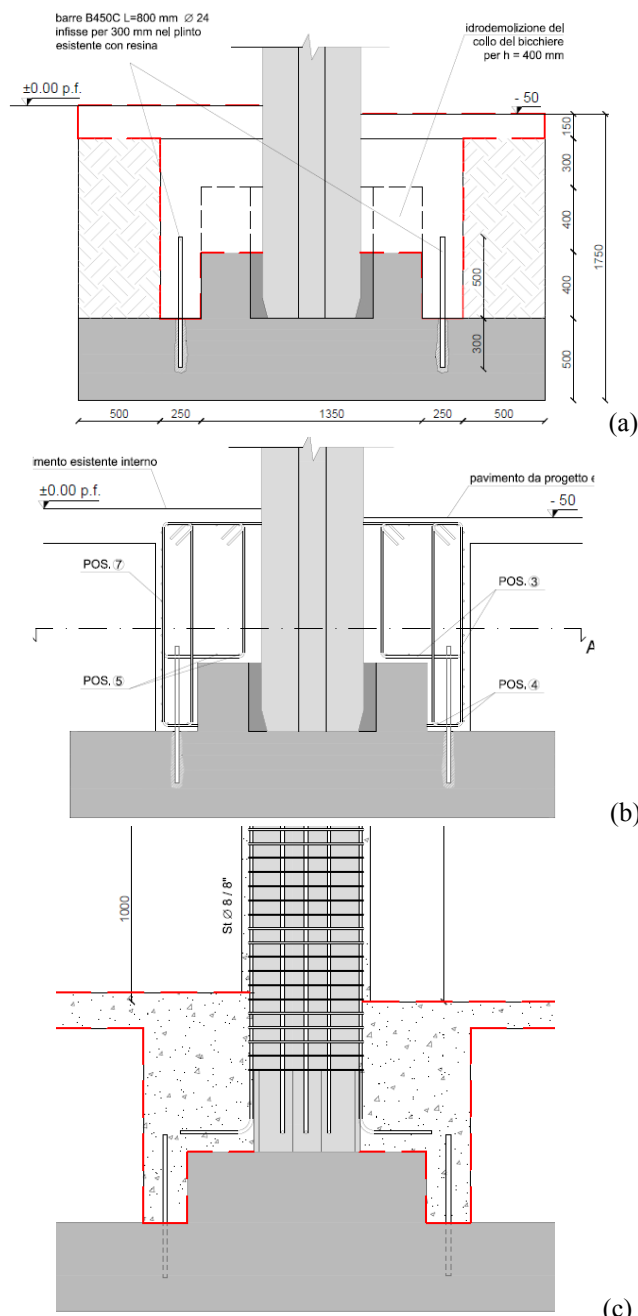


Figura 1. Intervento di incamiciatura in c.a.: (a) demolizione parziale del collo del plinto a pozzetto; (b) posizionamento della gabbia d'armatura del controplinto; (c) ancoraggio dell'incamiciatura.

confinamento della sezione di base (staffe non adeguatamente chiuse attorno alle barre longitudinali). Si è optato quindi per un'incamiciatura dello spessore di 120 mm armata con 16 barre del diametro di 20 mm adeguatamente trattenute da legature trasversali. Allo scopo di garantire un adeguato ancoraggio al rinforzo ed evitare rischi di spinta a vuoto, è stata prevista la demolizione parziale della fondazione esistente ed il getto di un controplinto, che di fatto ripristina per la fondazione il funzionamento a pozzetto.

2.2 Incamiciatura in acciaio

L'intervento è illustrato in Fig. 2. In questo caso l'incamiciatura è costituita da angolari e calastrelli metallici. Il pilastro, di sezione 500×400 mm, non necessita di un incremento di rigidità, ma presenta ancora una volta carenze di resistenza a pressoflessione e di confinamento. La proposta rielabora un progetto basato sul collegamento del rinforzo al collo della fondazione esistente tramite ancoranti chimici.

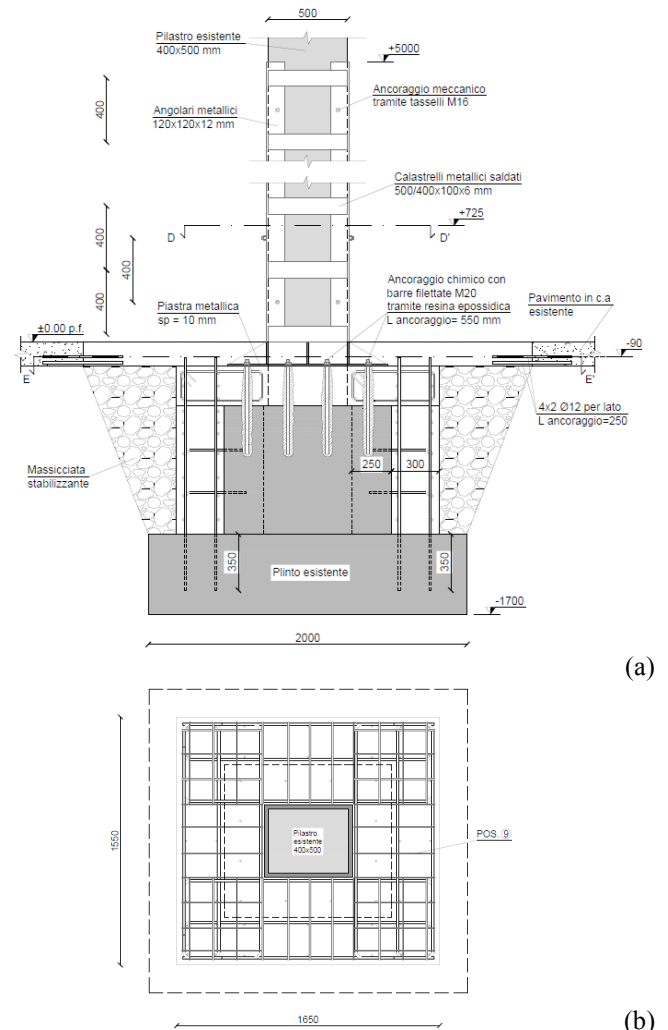


Figura 2. Intervento di incamiciatura in acciaio: (a) sezione verticale di pilastro e plinto; (b) sezione orizzontale della fondazione.

In quel caso, il trasferimento degli sforzi fra pilastro e plinto a seguito dell'intervento altera il funzionamento a pozzetto. Le resistenze dell'ancoraggio valutate ai sensi della EN 1992-4 (CEN 2018) risulterebbero largamente insufficienti per tutti i meccanismi di rottura che coinvolgono il solo calcestruzzo. Le verifiche rimarrebbero poi non soddisfatte anche affidando la trazione degli ancoranti alle armature verticali presenti nella fondazione. Ne deriva che, alla rottura del collegamento in fondazione, gli angolari vedrebbero mobilitata solo quota parte della loro resistenza allo snervamento e l'efficacia del rinforzo risulterebbe modesta. Si rende allora necessario un rinforzo della fondazione (Fig. 2) al quale affidare, tramite opportuni modelli strut&tie, la trazione degli ancoranti valutata in corrispondenza dello snervamento degli angolari.

2.3 Raddoppio del pilastro all'esterno

L'intervento è rappresentato graficamente in Fig. 3. Esso nasce dall'esigenza di garantire la continuità dell'attività produttiva operando unicamente dall'esterno. I nuovi pilastri sono progettati per la totalità dell'azione sismica, mentre gli spinotti di collegamento, che risultano efficaci in virtù della distanza dai bordi della sezione $d > 6\varnothing$, con \varnothing diametro degli spinotti, vengono dimensionati stimando il loro contributo a taglio pari, al massimo, a

$$V_{Rd,d} = Af_{yk}/(3^{0.5}\gamma_s), \quad (1)$$

essendo A l'area della loro sezione trasversale e $f_{yd} = f_{yk}/(\gamma_s)$ il valore di progetto della loro resistenza allo snervamento. Se, come spesso accade nella pratica costruttiva italiana, il pilastro esistente ingloba un pluviale ad esso coassiale, l'intervento può realizzarsi previa saturazione del pluviale o, in alternativa, sfalsando gli spinotti ai lati del pluviale. In questo caso, tuttavia, per preservare il pilastro esistente dalla rottura prematura del copriferro soggetto all'azione degli spinotti potrebbe rendersi necessaria la realizzazione di un presidio delle facce del pilastro con lamiera metallica, lavorazione potenzialmente interferente con l'attività produttiva.

I nuovi pilastri sono fondati su una trave a sezione rettangolare realizzata demolendo parzialmente le fondazioni a pozzetto esistenti. Per il getto dei nuovi pilastri può risultare vantaggioso l'uso di casseforme metalliche chiuse su tre lati.

Nel caso di tamponamenti in calcestruzzo a sviluppo orizzontale, l'intervento persegue anche

la rimozione di eventuali carenze del collegamento fra pannelli e pilastri.

3 INTERVENTI SUI TAMPONAMENTI

Le proposte presentate in questo paragrafo mirano al conseguimento di un miglioramento sismico dell'edificio prefabbricato tramite interventi sui tamponamenti.

3.1 Sostituzione di pannelli in calcestruzzo con pannelli in lamiera coibentata

L'intervento persegue una riduzione delle masse sismiche, percentualmente molto significativa rispetto alla massa totale soprattutto per edifici monopiano. Il sistema costituito dai profili della baraccatura metallica e dai pannelli è, rispetto ai comuni pannelli in calcestruzzo (verti-

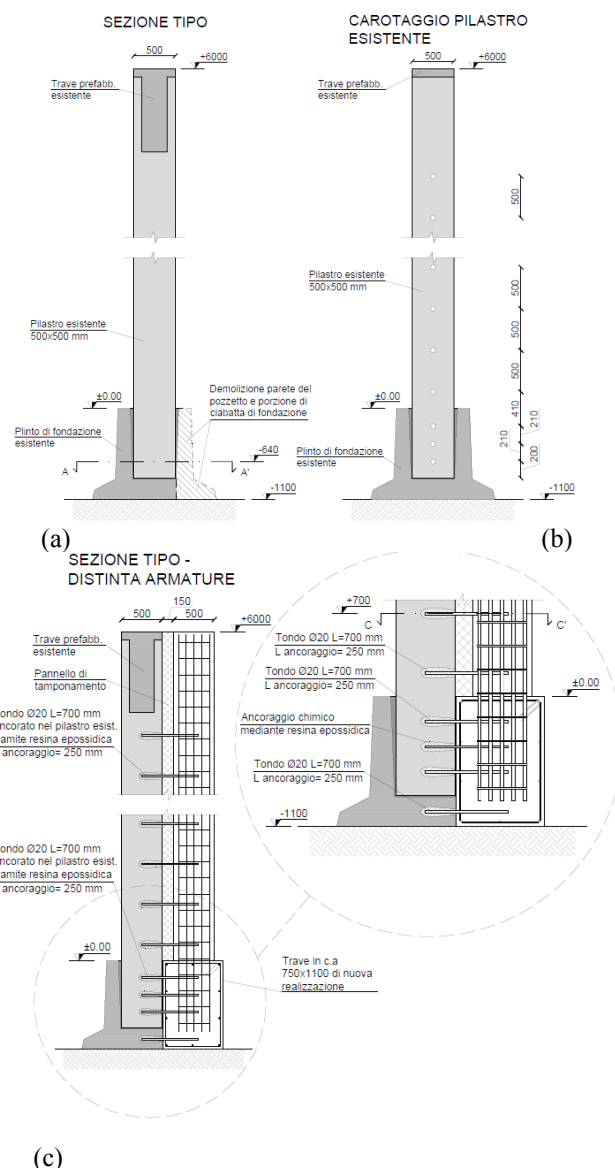


Figura 3. Intervento di raddoppio del pilastro all'esterno: (a) demolizione parziale del plinto; (b) realizzazione dei fori nel pilastro esistente (e nei pannelli); (c) inserimento degli spinotti di collegamento e getto del nuovo pilastro.

cali o orizzontali), generalmente meno interferente, in termini di rigidità, con i pilastri prefabbricati. Su edifici di forma e dimensioni tipiche la riduzione della massa può comportare riduzioni del tagliante totale del 15-30%, qualificando l'intervento come un miglioramento sismico.

3.2 Uso dei pannelli orizzontali in calcestruzzo come sistema di controvento

L'intervento (Fig. 4) è stato progettato per un edificio monopiano dotato di copertura rigida. I pannelli su cui si concentrano le lavorazioni sono divisori interni inseriti fra le scanalature dei pilastri. Per l'edificio, oltre ad un incremento di resistenza, era richiesta una forte riduzione di deformabilità.

Particolare cura va posta nella progettazione delle connessioni fra pannelli e pilastri (Fig. 5) e di quelle fra pannello e pannello, aventi la funzione di limitare gli scorrimenti relativi ed avvicinare il comportamento del divisorio a quello di un setto monolitico in c.a.

Nel caso di pannelli mancanti può rendersi necessaria la realizzazione di nuovi setti in c.a. (Fig. 4), che devono essere opportunamente solidarizzati ai pilastri ed ai pannelli esistenti. Inoltre, le azioni trasmesse in fondazione alle

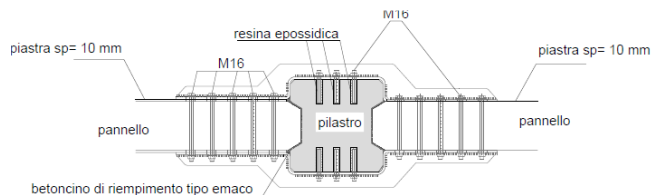


Figura 5. Connessioni pannello-pilastro.

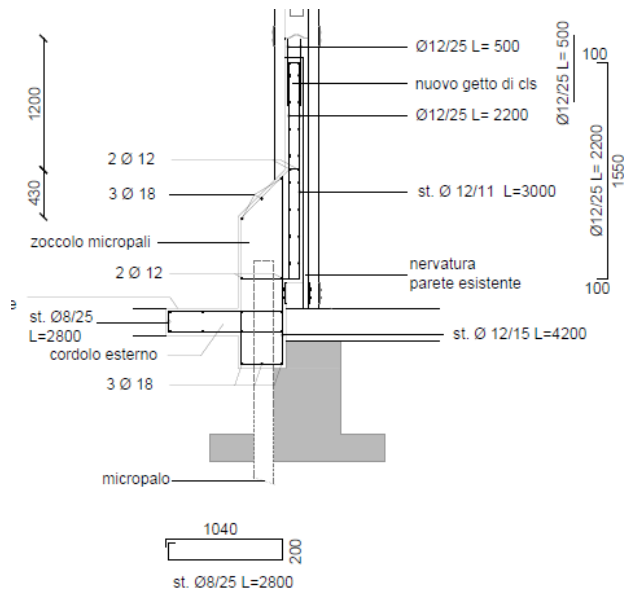


Figura 6. Realizzazioni di micropali all'estremità della parete.

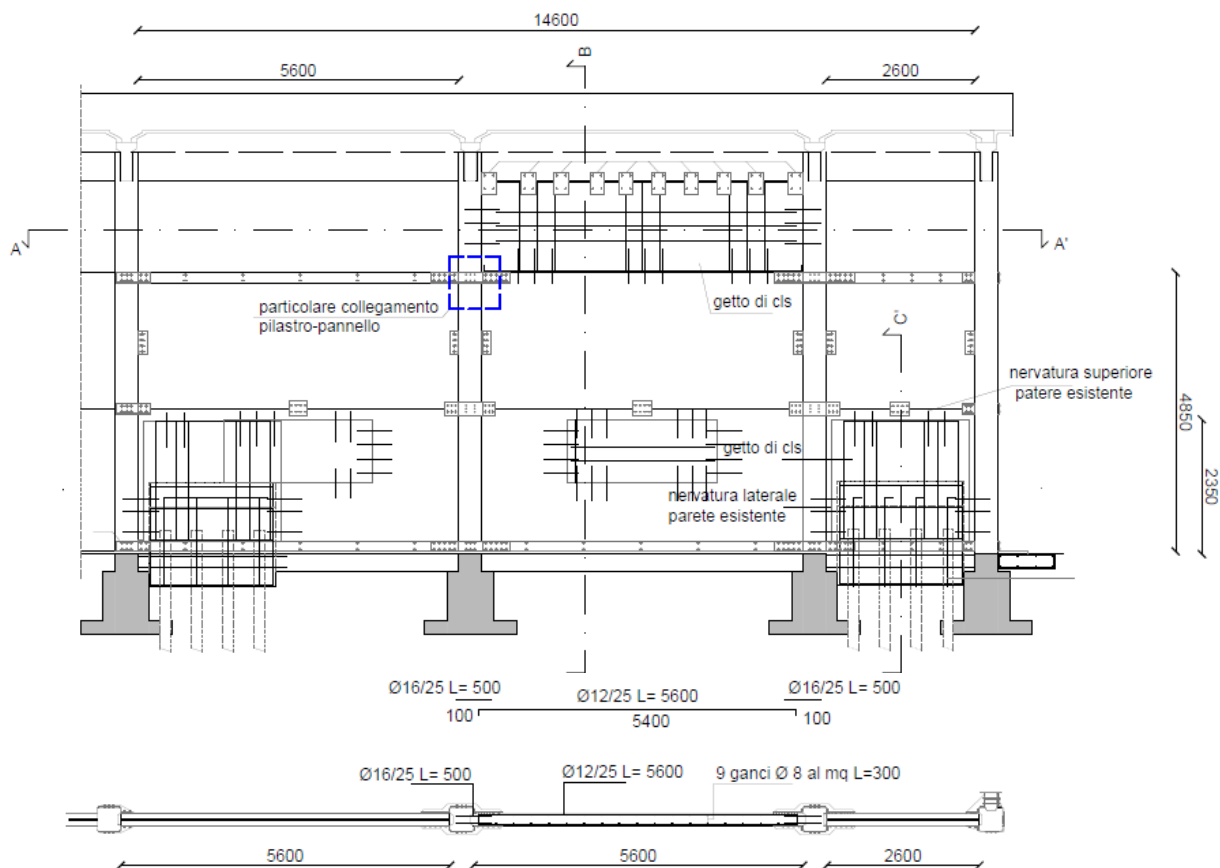


Figura 4. Collegamenti pannello-pilastro e pannello-pannello e integrazione dei pannelli mancanti con nuovi setti in c.a.

estremità della parete potrebbero richiedere la realizzazione di fondazioni profonde, generalmente micropali (Figure 4 e 6). In tal caso, per vincolare adeguatamente le teste dei micropali, occorre demolire parzialmente i pannelli di estremità per sostituirli con nuovi setti dotati, alla base, di un opportuno dado di fondazione che inglobi i micropali.

4 NUOVI SISTEMI DI CONTROVENTO

Nei casi in cui sia necessario garantire la continuità dell'attività produttiva, il miglioramento sismico può essere perseguito operando prevalentemente dall'esterno mediante la realizzazione di nuovi sistemi di controvento, per lo più a struttura metallica. In presenza di orizzontamenti deformabili, occorre prevedere almeno un sistema di controvento per ogni allineamento di pilastri. Ogni sistema viene generalmente progettato per la forza sismica totale derivante dalle masse di competenza.

Per far fronte al momento ribaltante, spesso elevato, che si origina in fondazione, le nuove strutture sono spesso fondate su pali.

Particolare attenzione va posta nella verifica della corretta trasmissione degli sforzi, non solamente fra struttura di controvento e struttura esistente, ma, specie in presenza di più campate adiacenti e di un solo controvento per ogni allineamento di pilastri, anche di quella fra travi e pilastri interni dell'edificio.

Allo scopo di impedire fenomeni di instabilità fuori piano, i sistemi di controvento sono spesso a loro volta controventati trasversalmente ovvero sono costituiti da tralici reticolari spaziali.

Le Figure 7 e 8 si riferiscono ad interventi pensati per edifici monopiano, mentre la Fig. 9 illustra una soluzione applicata ad un edificio di due piani.

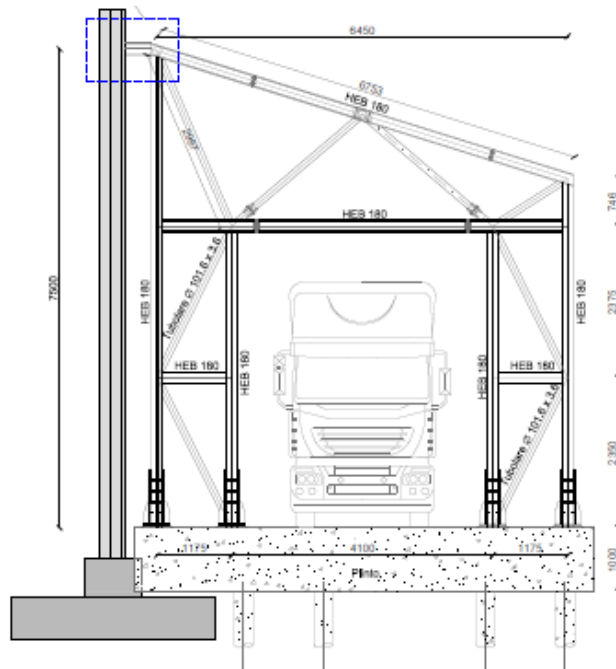


Figura 8. Controvento metallico esterno progettato per consentire la circolazione dei mezzi in adiacenza all'edificio.

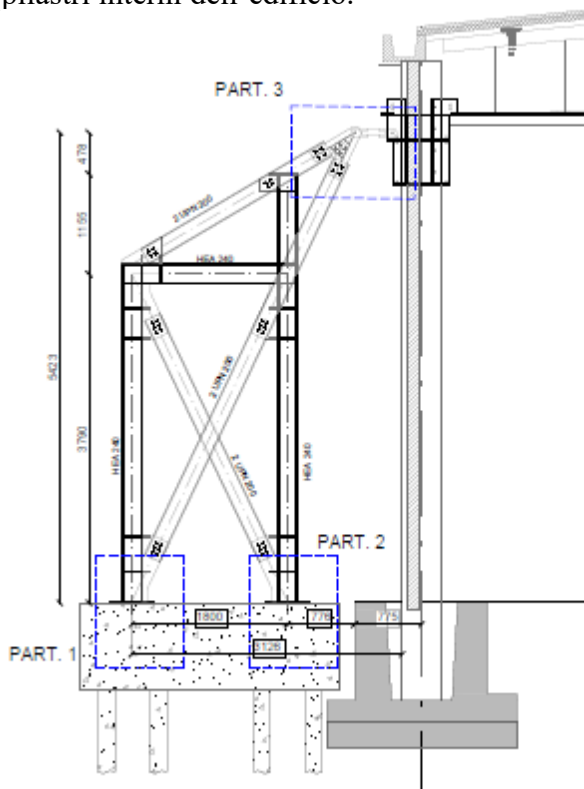


Figura 7. Controvento metallico esterno per edificio monopiano.

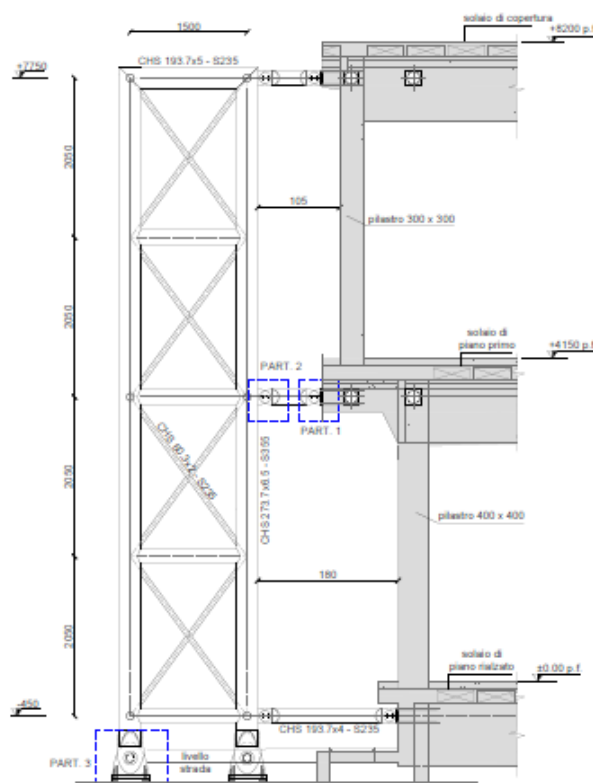


Figura 9. Controvento metallico esterno per un edificio di due piani.

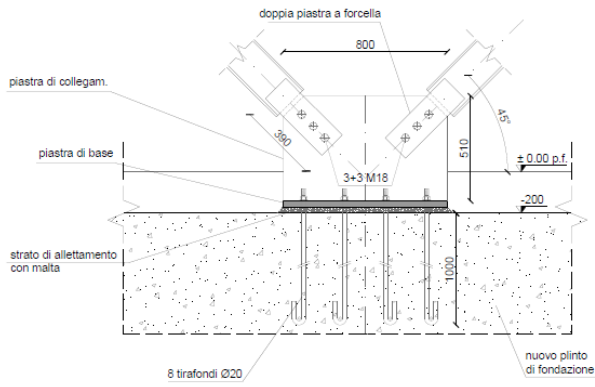
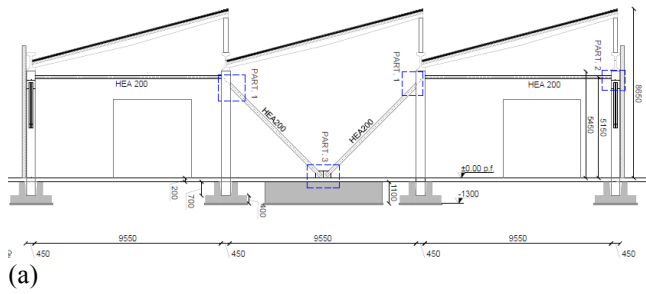


Figura 10. Sistema di controvento a V: (a) vista e (b) particolare del collegamento in fondazione.

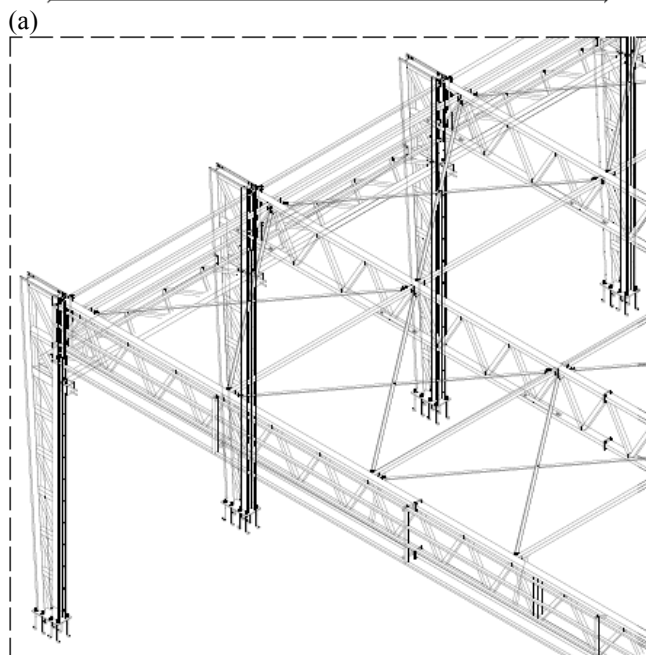
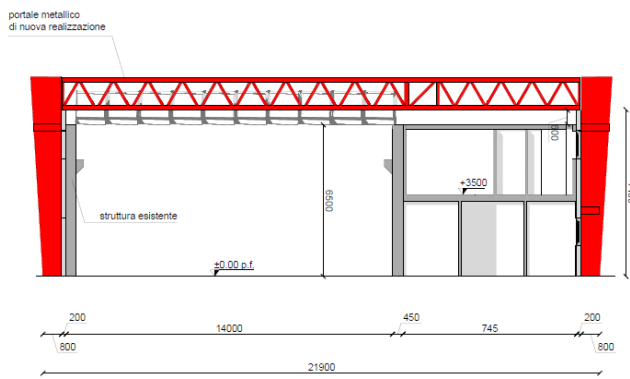


Figura 11. Sistema di controvento a V: (a) vista e (b) particolare del collegamento in fondazione.

L'intervento illustrato in Fig. 10, in questo caso realizzato all'interno, si basa invece sul controventamento di un allineamento di pilastri tramite profili HEA 200 diagonali, progettati per resistere a sforzi sia di trazione sia di compressione. In campo elastico, le componenti verticali degli sforzi assiali in tali profili sono quasi equilibrate. Ne deriva che la nuova fondazione su cui essi convergono deve essere progettata essenzialmente per evitare fenomeni di scorrimento orizzontale.

La Fig. 11 illustra infine una soluzione, valida anche dal punto di vista architettonico, basata sulla realizzazione di portali metallici all'esterno dell'edificio prefabbricato. Le colonne dei portali, che per esigenze logistiche si rastremano verso il basso, sono di fatto incernierate in fondazione e la resistenza alle azioni orizzontali è garantita dalla trasmissione del momento flettente fra colonne e travi reticolari.

RINGRAZIAMENTI

Lo studio è stato finanziato nell'ambito della Convenzione DPC-ReLUIIS - Progetto Esecutivo 2018 - PR2 Strutture in Cemento Armato (WP5).

RIFERIMENTI

- CEN, 2018. Eurocode 2 – *Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete* (EN 1992-4:2018), Brussels, B.
- Buratti, N., Minghini, F., Ongaretto, E., Savoia, M., Tullini, N., 2017a. Stima di curve di fragilità sismica per strutture prefabbricate in c.a. sulla base di dati osservazionali sul danneggiamento prodotto dal terremoto dell'Emilia. *XVII Convegno ANIDIS, 17-21 Settembre, Pistoia*.
- Buratti, N., Minghini, F., Ongaretto, E., Savoia, M., Tullini, N., 2017b. Empirical seismic fragility for the precast RC industrial buildings damaged by the 2012 Emilia (Italy) earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **46**(14), 2317-2335.
- Minghini, F., Tullini, N., Buratti, N., Ongaretto, E., Savoia, M., 2015. Curve di fragilità empiriche relative agli edifici industriali colpiti dalla sequenza sismica del 2012 in Emilia. *XVI Convegno ANIDIS, 13-17 Settembre, L'Aquila*.
- Minghini, F., Ongaretto, E., Ligabue, V., Savoia, M., Tullini, N., 2016. Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes, *Earthquakes and Structures*, **11**(2), 327-346.
- Tullini, N., Minghini, F., Gallerani, M., Vincenzi, A., 2019. Schede tecniche relative a interventi di miglioramento sismico di edifici a struttura prefabbricata in cemento armato, *Report redatto nell'ambito del Progetto ReLUIIS-DPC 2018 - PR2 Strutture in Cemento Armato (WP5)*.