

Sviluppo e caratterizzazione di un sistema per il miglioramento delle prestazioni sismiche ed energetiche degli edifici esistenti.

Valentina Pertile^a, Lorenzo De Stefani^a, Roberto Scotta^a

^a Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Via Marzolo 9, 35131 Padova.

Keywords: miglioramento sismico, edifici esistenti, efficientamento energetico, instabilità lastre

ABSTRACT

Il tema del retrofitting integrato del patrimonio edilizio esistente è di estrema attualità in Italia e in Europa. Molte calls del programma di ricerca H2020 sono focalizzate su questo tema. Il presente lavoro riguarda una tecnologia di intervento che fornisce contemporanea risposta alle esigenze di aumentare le prestazioni sismiche ed energetiche dell'edificio intervenendo sull'involucro esterno.

Il sistema prevede la realizzazione di una lastra sottile di calcestruzzo armato gettata in opera, collegata all'esterno della struttura portante esistente. L'involucro resistente così realizzato porta ad un aumento di resistenza e rigidezza globale, una diminuzione degli spostamenti della struttura e, di conseguenza, alla limitazione del danneggiamento degli elementi strutturali riducendo la vulnerabilità dell'edificio.

Preliminarmente si è condotto uno studio analitico e numerico atto a dimostrare la fattibilità del sistema e valutarne le potenzialità strutturali, per diverse configurazioni di geometria, condizioni di vincolo e di carico tenendo conto della possibile instabilità delle lastre sottili in C.A.. Successivamente è stata condotta un'analisi di sensitività per determinare la risposta del sistema al variare dell'intensità sismica e delle dimensioni dell'edificio.

1 INTRODUZIONE

Il ramo dell'ingegneria civile che si occupa della risposta sismica degli edifici ha raggiunto negli ultimi anni un elevato livello di comprensione dei meccanismi di collasso degli elementi strutturali, elaborando teorie che si sono poi tradotte in prescrizioni in ambito normativo per la costruzione di nuovi edifici.

Negli ultimi tempi l'interesse si è concentrato principalmente sulla valutazione delle prestazioni e la messa in sicurezza delle strutture esistenti. Facendo particolare riferimento allo scenario italiano, si osserva che in media ogni 5 anni si verificano eventi sismici di intensità medio alta che provocano il collasso delle strutture più deboli e ingenti danni al patrimonio edilizio esistente. Tale risposta inadeguata degli edifici alle azioni orizzontali è dovuta al fatto che la maggior parte di essi è stata progettata e costruita prima del 1980, in un contesto normativo che non prevedeva alcuna prescrizione nei confronti dell'azione sismica. Molti fabbricati, in particolare residenziali, presentano quindi un forte deficit strutturale nei confronti delle azioni

dinamiche. La quantità e la distribuzione degli edifici sul territorio nazionale e l'elevato rischio sismico in molte zone del Paese conducono ad un'elevata vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio, evidenziando l'esigenza di un concreto ed esteso piano di messa in sicurezza.

Ponendo poi l'attenzione sull'aspetto energetico, si osserva che la maggior parte degli edifici esistenti ha elevati valori di dispersione del calore dell'involucro edilizio a causa della presenza di ponti termici e della mancanza di coibentazione. Ciò è strettamente legato al fatto che l'epoca di edificazione delle strutture in oggetto è precedente agli anni '90, ovvero quando non vi era alcuna normativa nazionale sulle prestazioni dell'involucro edilizio. L'inadeguatezza energetica comporta costi elevati in termini economici ed ambientali per la climatizzazione dei locali, scenario non sostenibile nell'ottica del lungo periodo.

Si evince, quindi, che la maggior parte degli edifici esistenti presenta carenze sia dal punto di vista strutturale che energetico. Ad oggi esistono diverse tecniche per l'adeguamento sismico degli edifici, specifiche per le diverse tipologie strutturali (ElGawady et al. 2004), (Priestly e

Seible 1995). Esistono inoltre tecnologie per la riqualificazione dell'involucro ed il contenimento delle dispersioni termiche (Ascione et al. 2011). È, però, sempre più sentita l'esigenza di identificare e sviluppare sistemi di retrofitting integrato (Zhenjun et al. 2012), per agire contemporaneamente sui due problemi, come la soluzione proposta in questo lavoro.

2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA

Il sistema oggetto del presente lavoro consiste nella realizzazione di un rivestimento della superficie esterna dell'edificio con funzione sia strutturale che di isolamento termico.

Tale sistema è composto da un cassero a rimanere costituito da due strati di materiale isolante, distanziati per formare un'intercapedine in cui viene realizzato in opera lo strato strutturale in calcestruzzo armato.

Il collegamento strutturale con la struttura portante esistente avviene mediante connettori installati nel cordolo o nella trave di piano. In corrispondenza del collegamento, lo strato di materiale isolante interno a contatto con la parete viene interrotto, realizzando una nervatura orizzontale di spessore maggiorato, come indicato in Figura 1. La tecnologia in esame permette inoltre di realizzare delle nervature verticali al fine di incrementare la resistenza alla flessione nel piano. Si realizzano quindi dei pareti sottili in c.a. che lavorano in parallelo agli elementi resistenti della struttura esistente.

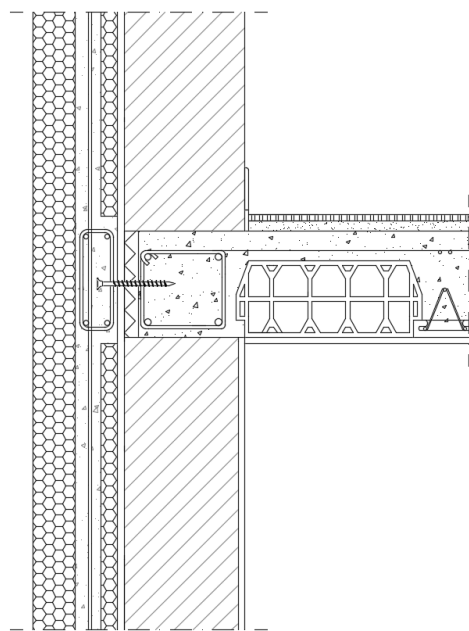


Figura 1. Sezione tipo del sistema oggetto di studio.

Lo spessore della lastra e la quantità di armatura vengono determinate in funzione delle azioni orizzontali previste e della capacità della struttura esistente di resistere ad esse. Per la conformazione del sistema, in fase di dimensionamento e verifica, si assume che le azioni verticali statiche rimangano affidate alla struttura esistente, mentre le azioni orizzontali vengono ripartite in funzione della rigidezza tra la nuova struttura e l'esistente.

La presenza di nervature orizzontali e verticali delimita dei campi costituiti da lastre di spessore ridotto in calcestruzzo armato. All'interno di tali campi, per la geometria del sistema e le sollecitazioni determinate dalle azioni esterne, si possono verificare fenomeni di instabilità fuori piano delle lastre stesse.

Nel presente lavoro si vuole indagare la propensione delle lastre all'imbozzamento, determinando il valore critico della tensione associata a tale fenomeno di instabilità al fine di determinare il passo minimo delle nervature verticali.

Lo studio di seguito presentato ha preso in esame lastre in calcestruzzo soggette a diverse combinazioni di carico e configurazioni di vincolo.

Oltre allo studio sull'instabilità per imbozzamento delle pareti, è stata eseguita una analisi di sensitività al variare della PGA e del numero di piani di un edificio tipologico, assunto come caso studio, che ha permesso di derivare degli abachi di dimensionamento dello spessore e delle armature delle pareti.

3 INSTABILITÀ DELLE LASTRE SOTTILI IN C.A. SOGGETTE A SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PURO

In prima istanza si è analizzato il problema di una lastra piana sottile sollecitata nel proprio piano medio con uno stato piano di tensione uniforme sullo spessore. Quando, all'aumentare della sollecitazione, almeno una delle due tensioni principali dello stato piano di tensione risulta di compressione, possono innescarsi fenomeni di imbozzamento. Il valore critico della tensione principale di compressione dipende:

- dalla geometria della lastra;
- dalle condizioni di vincolo;
- dal rapporto fra la tensione principale di compressione e quella di trazione;
- dalla distribuzione dello stato di tensione nei vari punti;
- dalla rigidezza flessionale;
- dalla snellezza della lastra.

Di seguito l'attenzione viene focalizzata sull'effetto della geometria della lastra e delle condizioni di vincolo.

Si consideri una lastra di altezza h , lunghezza a e spessore t semplicemente appoggiata sui quattro lati e caricata in modo tale che sia soggetta a sollecitazioni di taglio puro.

Si calcoli la tensione euleriana di riferimento, corrispondente alla tensione critica di una striscia di lastra di larghezza unitaria, lunghezza a , incernierata alle estremità e non vincolata alle strisce parallele:

$$\sigma_{cr,0} = \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \quad (1)$$

Sia k_τ il coefficiente di imbozzamento calcolato secondo quanto indicato nella CNR-UNI 10011:

$$k_\tau = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2}, & \alpha = a/h \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2}, & \alpha = a/h < 1 \end{cases} \quad (2)$$

Si determina quindi la tensione ideale di imbozzamento per taglio puro con la seguente espressione, in conformità a quanto contenuto nella medesima norma:

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0} \quad (3)$$

Lo studio è stato condotto su lastre di altezza costante pari a 3 m e lunghezza a variabile da 1 m a 5 m con lo scopo di verificare l'incidenza del rapporto geometrico tra i lati sul valore della tensione critica di imbozzamento.

Il modello di calcolo è costituito da elementi plate a 4 nodi di spessore costante pari a $t=6$ cm a cui è stato assegnato un materiale con comportamento elastico lineare. Le caratteristiche del materiale sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Caratteristiche dei materiali.

Elemento	E [MPa]	ν	ρ [kg/m ³]
Plate	30000	0.3	2400

Le condizioni di vincolo assunte nel calcolo teorico sono di semplice appoggio sui quattro lati.

Nel modello numerico tale condizione è stata realizzata impedendo la traslazione dei nodi perimetrali in direzione ortogonale al piano in cui giace la lastra (DZ=0), come rappresentato in Figura 2.

Nell'applicazione reale del sistema, tali condizioni di vincolo si ottengono realizzando il collegamento strutturale in corrispondenza delle nervature orizzontali e verticali di spessore maggiorato.

Nel caso in esame, la lastra è soggetta a sollecitazione di taglio puro, ottenuta applicando uno sforzo di taglio unitario lungo i quattro lati.

In Figura 3 si osserva come la soluzione numerica sia perfettamente sovrapposta alla soluzione teorica. È stato omesso il valore relativo alla lastra di lunghezza 1 m poiché eccessivamente elevato, in quanto associato ad una deformata diversa rispetto alle altre lastre.

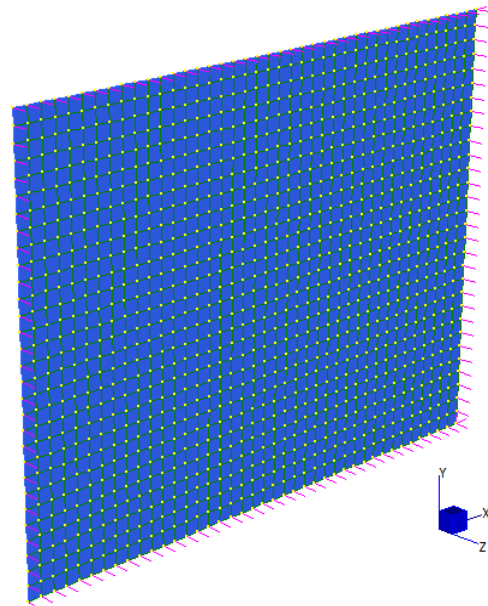


Figura 2. Modello numerico in condizioni di vincolo di semplice appoggio su quattro lati.

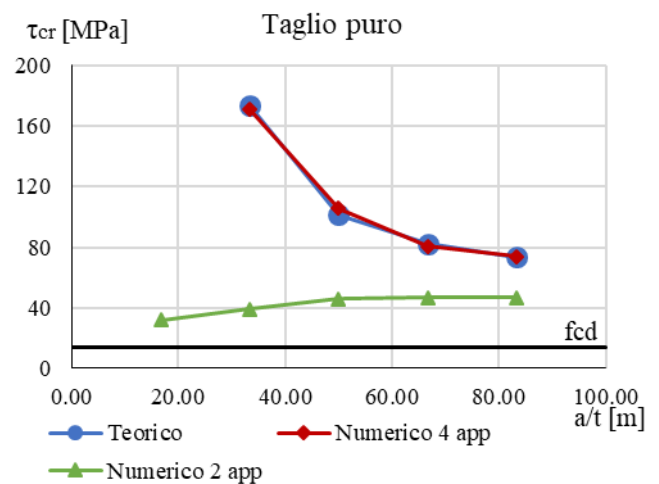


Figura 3. Andamento della tensione critica di imbozzamento in funzione del rapporto tra lunghezza e spessore della lastra per sollecitazioni di taglio puro.

Si osserva inoltre che il valore critico della tensione è ampiamente superiore al valore della resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo. Da tale osservazione si deduce che collasso avverrà per la rottura del materiale, prima che si verifichi l'imbozzamento della lastra.

Al fine di indagare la possibilità di eliminare le nervature verticali, o limitarne il numero, il modello è stato modificato eliminando gli appoggi in corrispondenza dei due lati verticali e sono state ripetute le stesse analisi.

I valori della tensione critica ottenuti sono nettamente inferiori rispetto al caso precedente. Nello studio si è scelto di utilizzare un materiale con le caratteristiche di un calcestruzzo C25/30, la cui resistenza a compressione di progetto è pari a $f_{cd}=14,16$ MPa. Tale limite di resistenza del materiale è indicato in Figura 3 dalla retta orizzontale di colore nero. Confrontando i valori critici della tensione di imbozzamento con la resistenza a compressione si evince che quest'ultima è inferiore e, dunque, che la rottura avverrà per cedimento del materiale e non per instabilità.

4 INSTABILITÀ DELLE LASTRE SOTTILI IN C.A. SOGGETTE A SOLLECITAZIONI DI TAGLIO E FLESSIONE

Lo studio visto nella sezione precedente è stato ampliato osservando il comportamento di lastre soggette contemporaneamente a sollecitazioni di flessione e taglio.

In letteratura (Bernardini e Vescovi, 1982) sono presenti diversi riferimenti per la costruzione di diagrammi di interazione per la verifica delle sezioni, nell'ipotesi che i valori di $\sigma^{(0)}$ e $\tau^{(0)}$ siano approssimativamente costanti nelle diverse sezioni prese in esame. Per il presente lavoro è stata impiegata la seguente formula di origine sperimentale, dove ψ è il rapporto tra i valori estremi delle σ :

$$\left(\frac{\tau^{(0)}}{\tau_{cr}^{(0)}} \right) = 1 - \frac{1+\psi}{2} \left(\frac{\sigma^{(0)}}{\sigma_{cr}^{(0)}} \right) - \frac{1-\psi}{2} \left(\frac{\sigma^{(0)}}{\sigma_{cr}^{(0)}} \right)^2 \quad (4)$$

Si è assunta la configurazione di carico illustrata in Figura 4, con $\psi = -1$. Si noti che per la conformazione del sistema, la lastra in calcestruzzo armato non è soggetta a carichi verticali statici diversi dal peso proprio della

lastra stessa, poiché questi restano affidati alla struttura portante preesistente.

Per osservare l'incidenza del rapporto tra flessione e taglio sulla tensione critica di imbozzamento sono stati analizzati tre casi:

- $\sigma^{(0)} = \tau^{(0)}$;
- $\sigma^{(0)} = 2 \tau^{(0)}$;
- $\sigma^{(0)} = 6 \tau^{(0)}$.

Il calcolo del valore teorico della tensione critica di imbozzamento è stato effettuato posizionandosi sulla frontiera del dominio (Figura 5) e ricercando le coppie di valori $\tau^{(0)}$ e $\sigma^{(0)}$ che soddisfano l'equazione (4) per le diverse lastre considerate.

Il modello numerico utilizzato è analogo a quello impiegato per lo studio delle lastre sollecitate a taglio puro e la sollecitazione a flessione è stata ottenuta applicando un carico distribuito linearmente lungo due lati.

In Figura 6 è riportato l'andamento della tensione critica in funzione della lunghezza della lastra per il caso $\sigma^{(0)} = \tau^{(0)}$.

Per tutti e tre i casi analizzati la soluzione numerica della lastra con quattro lati vincolati approssima molto bene la soluzione teorica.

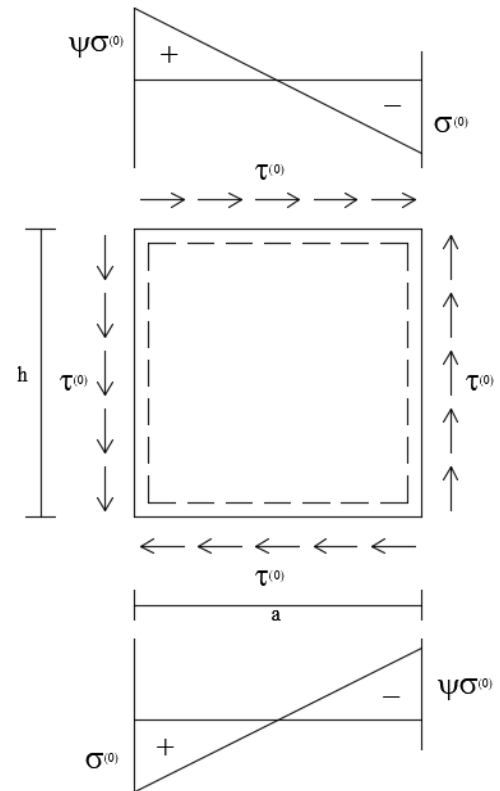


Figura 4. Schema di carico della lastra soggetta a flessione e taglio.

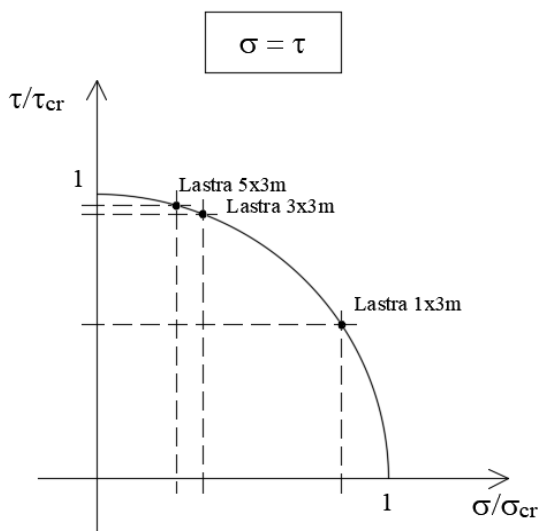


Figura 5. Rappresentazione del dominio di lastre soggette a flessione e taglio nell'ipotesi di $\psi=-1$.

Le lastre soggette a sollecitazioni di flessione e taglio presentano valori di tensione critica inferiori rispetto a quelli ottenuti per lastre soggette a taglio puro.

Per brevità non si riportano i singoli grafici di tutti i casi studiati, ma viene presentato soltanto un grafico di sintesi che permette il confronto dei risultati ottenuti. In Figura 7 si osserva come all'aumentare della flessione agente sulla lastra in esame, a parità di rapporto geometrico, il valore della tensione critica di imbozzamento diminuisca. Nel caso in cui la sollecitazione a flessione risulti nettamente superiore rispetto al taglio, per lastre la cui lunghezza è maggiore rispetto all'altezza, la tensione critica di imbozzamento risulta molto prossima al valore della resistenza a compressione del materiale, indicando il concreto rischio di instabilità.

Come per le lastre soggette a sforzo di taglio puro, si è proceduto ad analizzare il caso con i due lati verticali non vincolati. In Figura 8 sono riportati i valori della tensione critica per le tre configurazioni di carico analizzate.

Anche in questo caso si conferma che all'aumentare della flessione rispetto al taglio, la tensione critica di imbozzamento si abbassa.

Si noti come nei casi in cui la flessione è prevalente rispetto al taglio, i valori della tensione critica risultano inferiori alla resistenza a compressione del materiale.

Tali risultati indicano che nell'applicazione del sistema oggetto di studio, è necessario realizzare delle nervature verticali vincolate alla struttura esistente, in modo da impedire il verificarsi di fenomeni di instabilità locale dovuti

all'imbozzamento delle lastre sottili in calcestruzzo costituenti la parte strutturale.

5 L'INCIDENZA DELLA COMPRESSIONE

Si è voluto indagare l'effetto della compressione verticale della lastra in aggiunta allo stato di sollecitazione visto nelle sezioni precedenti.

Per la conformazione del sistema e il metodo di dimensionamento adottato, l'azione di compressione che grava sulla lastra in opera è legata solamente al peso proprio della lastra stessa e di quelle eventualmente presenti ai piani superiori. Tale sollecitazione ha valori contenuti poiché le altre azioni verticali restano affidate alla struttura esistente.

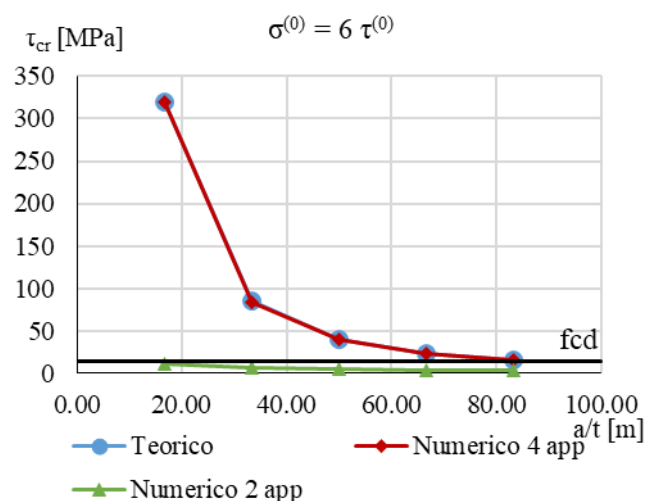


Figura 6. Valori della tensione critica di imbozzamento al variare del rapporto tra lunghezza e spessore della lastra per $\sigma^{(0)}=\tau^{(0)}$.

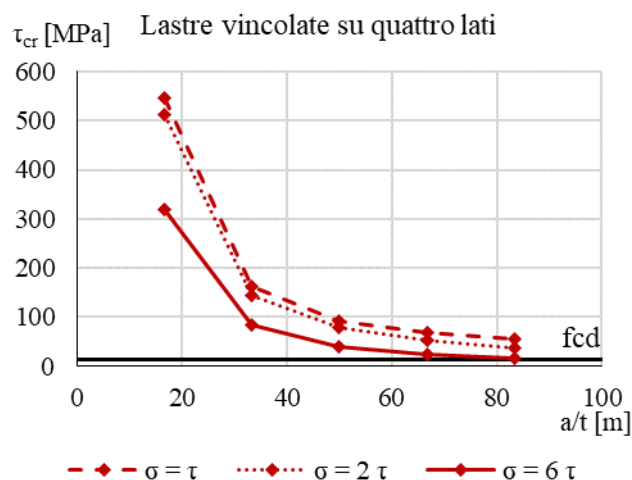


Figura 7. Confronto dell'andamento della tensione critica di imbozzamento, al variare del rapporto tra sforzo di flessione e di taglio in funzione del rapporto tra lunghezza e spessore della lastra.

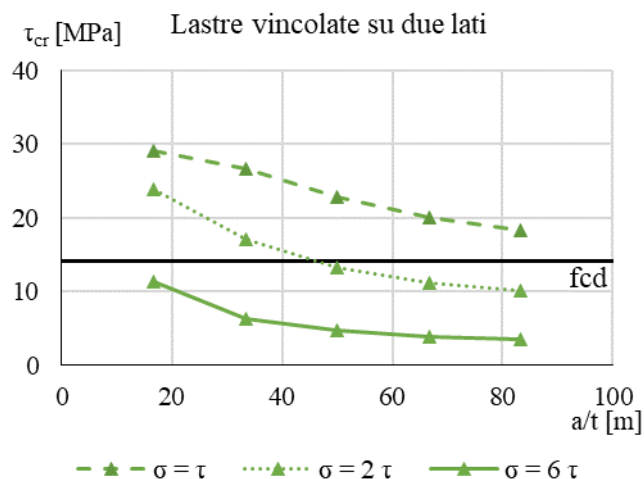


Figura 8. Confronto dell'andamento della tensione critica di imbozzamento, al variare del rapporto tra sforzo di flessione e di taglio.

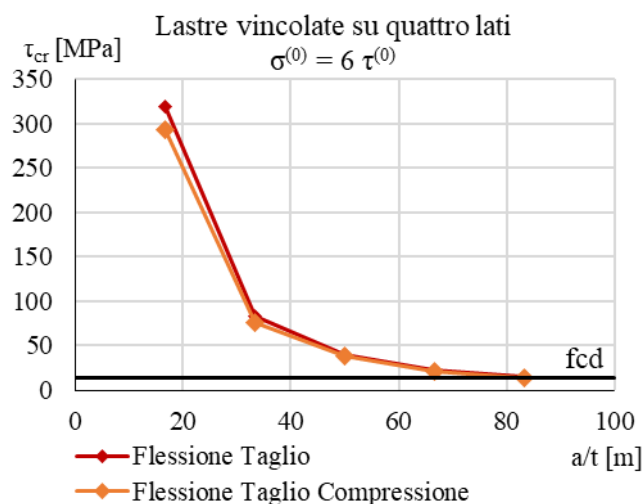


Figura 9. Confronto dell'andamento della tensione critica di imbozzamento in presenza o assenza di compressione.

Si è scelto di eseguire una serie di analisi per studiare l'incidenza di questa componente di carico sulla stabilità fuori piano del sistema, ipotizzando un edificio di altezza 3 piani, e prendendo in esame la lastra al piano terra soggetta al peso proprio suo e delle lastre ai due piani sovrastanti (che si assume abbiano le stesse dimensioni e caratteristiche).

Per brevità si riporta solo il risultato per il caso più sfavorevole, cioè con la sollecitazione di flessione prevalente rispetto al taglio $\sigma^{(0)} = 6\tau^{(0)}$. Si osserva che l'effetto della compressione è molto lieve e i risultati sono molto vicini a quelli ottenuti in assenza di compressione.

6 IPOTESI ALLA BASE DEL DIMENSIONAMENTO

Di seguito verranno illustrate le ipotesi alla base del dimensionamento del sistema di rinforzo in esame.

La conformazione geometrica della tecnologia descritta ed il sistema di connessione concentrato a livello del cordolo di piano e delle nervature verticali, permettono di assumere, in fase di dimensionamento, che le azioni statiche verticali restino affidate alla struttura esistente. Lo spessore dello strato in calcestruzzo e la disposizione delle barre di armatura, verranno quindi determinati solo in funzione delle forze orizzontali di progetto.

Il dimensionamento del sistema di connessione con la struttura esistente deve essere correttamente dimensionato affinché i due sistemi strutturali rimangano solidali durante tutta la vita dell'edificio.

Avendo assunto che il nuovo sistema di rinforzo è sollecitato solamente da forze orizzontali, i connettori verranno progettati definendo il diametro ed il passo per resistere a forze di taglio nella medesima direzione.

È necessario porre attenzione al collegamento alla base. A tal fine sarà opportuno effettuare una verifica delle fondazioni esistenti per determinare se queste sono in grado di resistere all'incremento di sollecitazioni dovuto all'aumento di rigidità della struttura. La connessione del sistema resistente con la struttura portante del fabbricato avviene mediante la realizzazione di un cordolo perimetrale, collegato alla fondazione esistente, dal quale escono le barre di chiamata per la nuova parete. Verrà poi predisposta una maglia di armatura baricentrica diffusa su tutta l'area della parete costituita da barre orizzontali e verticali. Le nervature orizzontali di spessore maggiorato realizzate in corrispondenza del cordolo di fondazione e del cordolo del solaio e le nervature verticali hanno un'armatura costituita da staffe e barre longitudinali.

Per il dimensionamento del sistema si assume che la lastra sia incastrata alla base e si eseguono le verifiche tipiche dei setti in calcestruzzo, come da normativa vigente: flessione, taglio e taglio scorrimento alla base.

7 ANALISI DI SENSITIVITÀ

Definito il rischio di instabilità del sistema e le soluzioni progettuali da adottare per non incorrere

in tale situazione, è stato analizzato un primo caso studio tipologico.

Si è studiato un edificio rettangolare in muratura portante con dimensione in pianta 6 x 10 m, effettuando un'analisi di sensitività al variare della PGA e del numero di piani dell'edificio.

Sono stati considerati diversi spessori per la lastra in calcestruzzo e diversi diametri delle barre di armatura per raggiungere i valori di resistenza necessari al crescere delle sollecitazioni. Le barre di armatura sono distribuite in orizzontale e verticale con passi costanti rispettivamente pari a 150 mm e 200 mm.

L'edificio analizzato presenta muratura perimetrale in mattoni pieni di spessore pari a 28 cm. Assumendo i carichi riassunti in Tabella 2 è stata effettuata un'analisi lineare statica equivalente delle azioni sismiche.

Tabella 2. Analisi dei carichi.

Impalcato	g_k [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]
Solaio di piano	7.65	2.00
Solaio di copertura	6.00	1.30

Per il calcolo delle forze di piano da applicare sono state utilizzate le relazioni della normativa vigente.

Il peso totale dell'edificio a sei livelli è pari a $W=6302.5$ kN. Assumendo un fattore di struttura pari a $q=1.5$ (tipico per edifici esistenti) e adottando un coefficiente $\lambda=0.85$ si determina la forza F_h al variare della PGA considerata. Si riportano i valori ottenuti in Tabella 3.

Tabella 3. PGA, S_d e F_h al variare dell'intensità sismica.

PGA [g]	S_d [g]	F_h [kN]
0.12	0.2	1071.43
0.18	0.3	1607.14
0.24	0.4	2142.86
0.30	0.5	2678.57
0.36	0.6	3214.29
0.42	0.7	3750.00
0.48	0.8	4285.71
0.54	0.9	4821.43

Sono state calcolate le sollecitazioni di momento e taglio ai diversi livelli per ogni PGA analizzata. Successivamente, sono state calcolate le resistenze a taglio e flessione delle pareti secondo la normativa italiana vigente. In questa applicazione è stata trascurata a favore di sicurezza la resistenza della parete esistente in muratura.

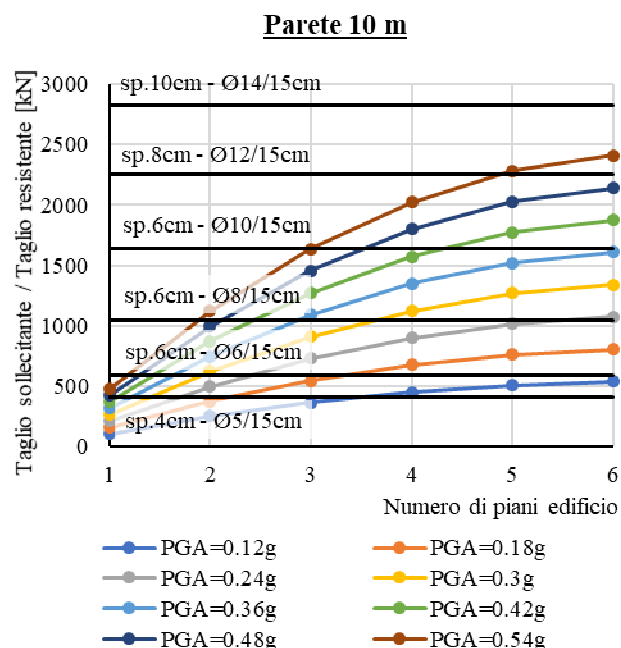


Figura 10. Abaco di pre-dimensionamento per pareti di lunghezza 10 m.

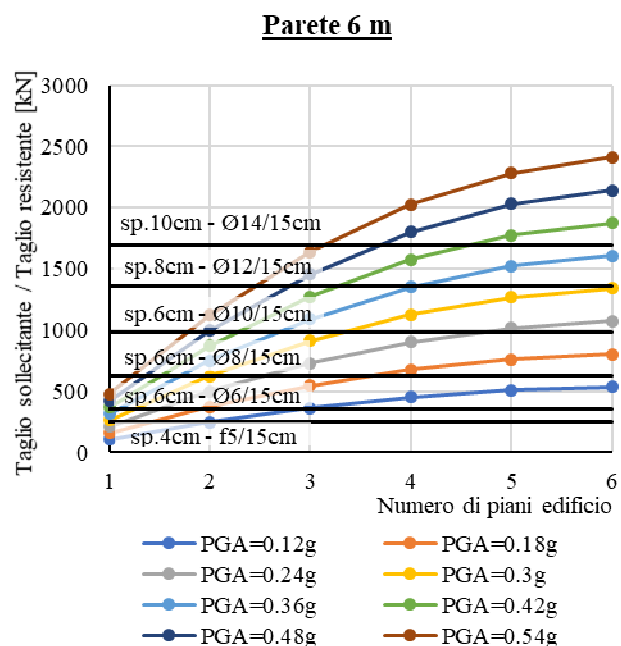


Figura 11. Abaco di pre-dimensionamento per pareti di lunghezza 6 m.

Confrontando le sollecitazioni e le resistenze calcolate, sono stati ricavati degli abachi di pre-dimensionamento per le sollecitazioni di taglio. Le rette orizzontali rappresentano la resistenza del sistema al variare dello spessore della lastra e del diametro dell'armatura, mentre le curve rappresentano le sollecitazioni sui setti in funzione del numero di piani e della PGA.

In **Error! Reference source not found.** si vede che per le pareti di lunghezza 10 m, per ogni grado di sollecitazione è possibile trovare una configurazione del sistema resistente in grado di sopportare le sollecitazioni di calcolo. Osservando l'abaco relativo alla parete di lunghezza 6 m, si osserva che per edifici di altezza superiore a 4 piani e PGA maggiori di 0.42 g, non è possibile trovare una soluzione in grado di assorbire tutta la forza sismica.

Il caso studio mostra che la soluzione proposta si presta bene per edifici di medie dimensioni in zona a media sismicità.

8 CONCLUSIONI

Con il presente lavoro si è voluto dimostrare la fattibilità del sistema proposto per la riqualificazione strutturale ed energetica degli edifici esistenti. A tal fine sono state svolte analisi di buckling lineare su modelli ad elementi finiti di lastre in diverse configurazioni di carico e di vincolo ed uno studio parametrico su un edificio tipo per ricavare degli abachi di pre-dimensionamento.

I risultati ottenuti confermano la fattibilità del sistema, indicando la necessità di limitare il rapporto tra altezza e lunghezza della parete per prevenire fenomeni di instabilità fuori piano. È necessario sottolineare che tali risultati sono stati ottenuti nell'ipotesi di materiale elastico lineare e lastra considerando un modulo elastico del calcestruzzo intero, senza riduzione per effetto di eventuali fessurazioni. Per ottenere risultati più aderenti alla realtà è necessario introdurre nel modello il comportamento elastoplastico del calcestruzzo armato e la presenza di imperfezioni.

Dall'analisi del caso studio presentato in questo lavoro emerge che il sistema proposto è particolarmente efficace se applicato ad edifici di medie dimensioni ubicati in zone di media sismicità.

In futuro si intende proseguire con lo sviluppo di tale sistema mediante la definizione di un metodo di calcolo dedicato. Inoltre è in fase di

progettazione un set-up per la realizzazione di una campagna di prove sperimentali per la caratterizzazione del comportamento della struttura e la validazione del metodo di calcolo che verrà proposto.

9 RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è frutto di un progetto di ricerca dal titolo “*SMARTCLADDING: Sviluppo di un cappotto intelligente per il retrofitting termico-acustico-sismico di edifici esistenti*”, finanziato da Regione Veneto con il bando FSE-POR 2016, ed è stato svolto in collaborazione con l'azienda Ecosism S.r.l..

REFERENCES

- Ascione, F., De Rossi, F., Vanoli, G.P., 2011. Energy retrofit of historical buildings: theoretical and experimental investigations for the modelling of reliable performance scenarios, *Energy and Buildings*, **43**(8), 1925-1936.
- Bernardini, A., Vescovi, U., 1982. *Tecnica delle costruzioni sicurezza e non linearità delle strutture*, Cleup.
- ElGawady, M., Lestuzzi, P., Bardoux, M., 2004. A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM. *13th International Brick and Block Masonry Conference*. July 4-7, Amsterdam, NL.
- Feroldi, F., et al., 2014. Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale, *Progettazione Sismica*, **5**(2), 31-47.
- Priestley, M.N.J., Seible, F., 1995. Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures, *Construction and Building Materials*, **9**(6), 365-377.
- Zhenjun, M., et al., 2012. Existing building retrofits: Methodology and state-of-the-art, *Energy and Buildings*, **55**, 889-902.