



# Caratterizzazione di un sistema per la riqualificazione integrata di edifici esistenti mediante prove sperimentali su campioni in scala reale

Valentina Pertile<sup>a</sup>, Alberto Stella<sup>b</sup>, Lorenzo De Stefani<sup>a</sup>, Roberto Scotta<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento ICEA, Università degli Studi di Padova, via Marzolo, 35131 Padova, Italy

<sup>b</sup> Università IUAV di Venezia, Dorsoduro 2206, 30135 Venezia, Italy

*Keywords: Integrated retrofit; Existing buildings; ICF concrete panels; Experimental testing*

## ABSTRACT

Il sistema oggetto di studio è una tecnologia innovativa che consente la riqualificazione integrata degli edifici esistenti sia dal punto di vista energetico che da quello strutturale. L'intervento consiste nella realizzazione di contro-pareti in calcestruzzo armato di spessore ridotto, gettate entro casseri a perdere costituiti da materiale isolante. Nel presente lavoro vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale svolta al fine di caratterizzare il comportamento meccanico del sistema e di individuare eventuali criticità nel processo realizzativo.

Campioni di parete a scala reale sono stati sottoposti a test di spinta ciclica in condizioni quasi-statiche. Al fine di indagare l'efficacia del sistema su differenti tipologie strutturali, i test hanno previsto l'applicazione del sistema su porzioni di pareti in muratura e su telai in calcestruzzo armato. A partire dalle storie di forza e spostamento rilevate è stato possibile valutare le rigidità e le resistenze ultime delle pareti di rinforzo. Le curve forza-spostamento evidenziano una ridotta capacità di dissipare energia sotto carico ciclico alternato. Il sistema può essere classificato pertanto come tipologia strutturale non dissipativa al fine della progettazione.

## 1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni il problema dell'obsolescenza degli edifici ha assunto una rilevanza sempre maggiore, sia dal punto di vista strutturale che dal punto di vista dell'efficienza energetica. Il fenomeno dell'obsolescenza strutturale è stato trattato da diversi autori al fine di determinare se questo costituisca o meno una condizione necessaria per la demolizione di un edificio esistente. Bradley e Kohler (Bradley e Kohler 2007) forniscono una definizione di "vita utile" della struttura basata sul concetto di requisiti prestazionali, in accordo con quanto contenuto nello standard ISO (ISO 2000). Prendendo in considerazione fattori non strettamente legati agli aspetti strutturali, viene introdotto il concetto di "vita utile economica" al fine di operare scelte progettuali e di gestione del

fabbricato. Tale concetto è collegato ad un'analisi costi-benefici per valutare la convenienza di interventi di efficientamento in alternativa alla demolizione e ricostruzione. Tohmsen e Van der Flier (Thomsen e Van der Flier 2011) analizzano con un approccio empirico la connessione tra obsolescenza e vita utile, fornendo un modello concettuale per identificare la natura dei fattori che influenzano il grado di obsolescenza. Essi affermano inoltre che la condizione di obsolescenza giustifica la demolizione, ma non è determinante. Infatti, operazioni di manutenzione e ristrutturazione possono estendere la vita utile dell'edificio ritardando il momento della demolizione.

Tutti i concetti sopra esposti rientrano nella valutazione del ciclo di vita (LCA) e di costo del ciclo di vita (LCC) di un edificio, in cui si analizza l'impatto che una struttura ha sull'ambiente dal momento in cui viene realizzata

al momento in cui viene dismessa e demolita, ponendo attenzione al consumo di energia ed alla produzione di CO<sub>2</sub>. Al fine di limitare l'impatto che gli edifici hanno sul consumo globale di energia, sono stati sviluppati da molte nazioni e organizzazioni internazionali protocolli di progettazione per le nuove costruzioni (ad es. LEED standard). In quest'ottica, si osserva che la riqualificazione degli edifici esistenti risulta essere una scelta più economicamente conveniente ed ecologica rispetto alla demolizione e ricostruzione, dato il minor uso di risorse e la minore produzione di rifiuti (Salas et al. 2016). Per questo motivo nell'ultimo decennio sono stati fortemente incentivati gli interventi di rinnovo degli edifici esistenti volti al miglioramento delle performance energetiche e sono stati messi a disposizione ingenti fondi sia da parte di governi nazionali, che organizzazioni internazionali (Ma et al. 2012).

Ad oggi il patrimonio edilizio europeo ha una componente rilevante di fabbricati costruiti prima del 1970, di conseguenza molte delle strutture esistenti hanno esaurito la loro vita utile, stimata pari a 50 anni per gli edifici residenziali, in accordo con la normativa vigente (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018). Nelle zone caratterizzate da un'elevata sismicità, quindi, si riscontra un elevato grado di vulnerabilità sismica che si traduce in un elevato rischio di perdita di vite umane in caso di evento sismico. Gli stessi edifici sono costituiti da involucri edilizi di scarsa qualità che determinano forti carenze dal punto di vista dell'efficienza energetica, la quale si traduce in elevati costi di manutenzione ed una bassa qualità degli ambienti interni.

Come detto in precedenza, la strada della demolizione e ricostruzione di tutti questi edifici non è percorribile per motivi economici ed ambientali. È quindi necessario sviluppare delle soluzioni integrate che permettano la contemporanea riqualificazione energetica e sismica dei fabbricati. Negli ultimi anni diversi studi sono stati condotti su questo tema, dai sistemi di facciata ingegnerizzata per la riqualificazione architettonica e sismica degli edifici (Feroldi et al. 2013), all'analisi di diverse tipologie di rivestimenti esterni in un approccio olistico alla progettazione strutturale (Labò et al. 2016).

Pertile et al. hanno proposto un sistema di retrofit integrato (Pertile et al. 2018), concepito per essere applicato solo sulla superficie esterna

dell'edificio, evitando il problema della riallocazione temporanea degli inquilini durante l'installazione e l'esecuzione dei lavori. Il sistema è composto da un cassero a perdere realizzato in materiale isolante entro cui viene realizzata una lastra sottile di calcestruzzo armato. Tale lastra costituisce la parte strutturale del sistema, mentre il cassero garantisce l'isolamento termico dell'involucro edilizio. In questo lavoro verranno presentati i risultati di una campagna di prove sperimentali eseguita su questo sistema, costituita da una serie di prove cicliche quasi statiche su campioni di grandi dimensioni volte a determinare la resistenza e la capacità di spostamento del sistema.

## 2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA

La tecnologia oggetto di questo lavoro è stata sviluppata per migliorare le prestazioni energetiche e strutturali dell'edificio sui cui viene applicato. Il sistema è composto da una lastra sottile in c.a. realizzata in opera entro un cassero costituito da due strati di materiale isolante. Il cassero viene prodotto in stabilimento e la sua particolare conformazione permette di garantire uniformità di spessore per la lastra in c.a. e la corretta posizione dell'armatura, che non subirà spostamenti indesiderati durante la fase di getto. Dato lo spessore ridotto della lastra, viene inserito un singolo strato di armatura, costituita da barre orizzontali e verticali, in posizione baricentrica. Il diametro e l'interasse delle barre posizionate in opera, possono essere modulati in funzione delle azioni sismiche previste per ogni singolo edificio.

Il sistema è concepito per resistere alle azioni orizzontali in caso di evento sismico, mentre le azioni verticali restano affidate alla struttura esistente. A causa dello spessore ridotto della lastra, questa può essere soggetta a fenomeni di instabilità. Al fine di evitare l'insorgere di tali fenomeni, è possibile realizzare delle nervature orizzontali e verticali mediante l'interruzione dello strato interno del cassero isolante. Le nervature presentano quindi uno spessore maggiore rispetto alla lastra e possono essere armate con barre longitudinali e staffe come dei cordoli tradizionali. La maglia di nervature comporta un aumento della rigidità fuori piano della lastra e, di conseguenza, la crisi del sistema avviene per raggiungimento della resistenza del materiale e non per fenomeni di instabilità.

Il collegamento con la struttura esistente è realizzato a livello delle fondazioni ed in corrispondenza di ogni solaio mediante l'inghisaggio nel cordolo di connettori metallici che vengono annegati nelle nervature orizzontali del sistema di rinforzo. Il numero e il diametro dei connettori vengono determinati in funzione dell'azione sismica attesa. Il passo dei connettori deve essere tale da evitare il verificarsi di concentrazioni di tensione nel calcestruzzo.

Il materiale che costituisce il cassero isolante è caratterizzato da un basso valore di trasmittanza, contribuendo ad un miglior isolamento dell'involucro edilizio e, di conseguenza, ad una riduzione dei consumi legati al riscaldamento durante la stagione fredda. Al fine di ottenere diverse caratteristiche di isolamento termico e acustico, è possibile realizzare il cassero impiegando diversi materiali, ottenendo soluzioni specifiche per ogni intervento.

### 3 DESCRIZIONE DEI CAMPIONI

Una campagna di prove cicliche quasi statiche su quattro campioni a scala reale è stata realizzata al fine di caratterizzare meccanicamente il sistema di rinforzo strutturale e di verificare l'applicabilità dello stesso a diverse tipologie di strutture portanti. Ogni campione è composto da una struttura di supporto su cui è stato applicato il sistema di rinforzo oggetto di studio. I campioni sono stati classificati in funzione della struttura di supporto scelta: tipo *M* per campioni realizzati in muratura portante e tipo *C* per campioni costituiti da un telaio in calcestruzzo armato.

I campioni presentano tutti la stessa altezza, pari a 3 m, e la medesima stratigrafia del sistema di rinforzo, e una lunghezza variabile da 2 a 4 m. Il sistema di rinforzo utilizzato è composto da uno strato interno in EPS di spessore 4 cm a contatto con la struttura di supporto, uno strato strutturale in c.a. di spessore 6 cm ed uno strato isolante esterno in EPS di spessore 10 cm. In corrispondenza della base e della sommità dei campioni sono state realizzate delle nervature orizzontali mediante l'interruzione dello strato isolante interno, ottenendo uno spessore della nervatura pari a 10 cm (Figura 1, Figura 2). L'armatura della lastra in c.a. del sistema di rinforzo è uguale per tutti i campioni ed è costituita da barre orizzontali e verticali Ø6 con passo 30 cm.

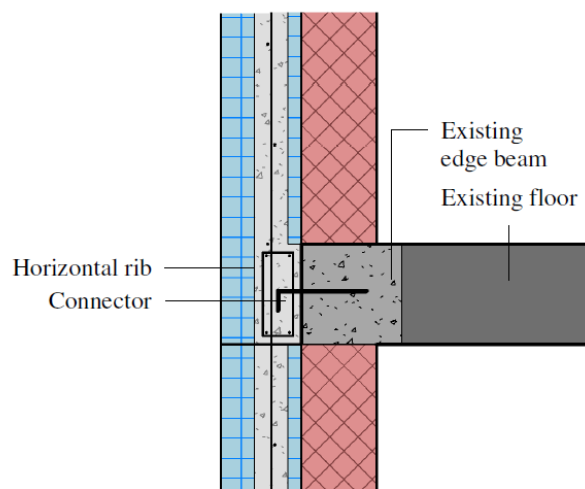


Figura 1. Dettaglio del collegamento con il cordolo del solaio esistente.

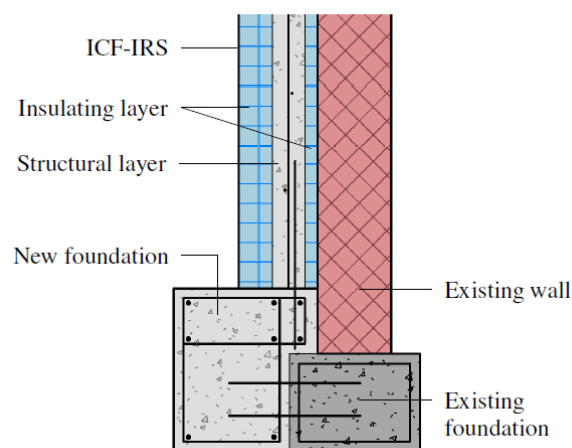


Figura 2. Dettaglio della nuova fondazione e del collegamento con quella esistente.

In Tabella 1 sono indicate le caratteristiche dei campioni utilizzati per la campagna di prove sperimentali. In particolare, vengono riportate rispettivamente la lunghezza del campione, il materiale costituente il supporto e la presenza o meno di aperture.

Tabella 1. Caratteristiche dei campioni testati.

Campione	L [m]	Supporto	Aperture
M-1	2	Laterizio	No
M-2	2	Tufo	No
C-1	3	Telaio c.a.	No
C-2	4	Telaio c.a.	Si

### 3.1 Campioni con supporto telaio in c.a.

La struttura di supporto dei campioni di tipo *C* è costituita da un telaio composto da due pilastri di sezione quadrata di dimensioni 25 x 25 cm, armati con 4 Ø 12 longitudinali e staffe Ø 8 con passo 30 cm, e da una trave di sezione rettangolare di dimensioni 25 x 40 cm, armata con 4 Ø 14 longitudinali e staffe Ø 8 con passo 30 cm. All'interno della trave è stato collocato un tubo in pvc di diametro 100 mm per permettere il passaggio di una barra in acciaio ad alta resistenza utilizzata per l'applicazione della forza al campione. La sperimentazione sui campioni con supporto a telaio vuole essere rappresentativa dei casi in cui il sistema di rinforzo viene applicato a edifici con struttura portante a telai con o senza la presenza di tamponamenti in muratura. Nel caso in esame non sono stati realizzati tamponamenti all'interno dei telai, allo scopo di limitare la resistenza e la rigidità dei campioni e di ridurre le complicazioni del comportamento del sistema legate al danneggiamento dei tamponamenti. Tuttavia, il rinforzo ricopre integralmente la porzione di parete identificata dal telaio e presenta il foro porta nel caso del campione *C-2*.

Il collegamento tra il sistema di rinforzo ed il telaio è stato realizzato mediante connettori metallici (in particolare, viti autofilettanti da calcestruzzo) dimensionati per trasferire le azioni di taglio. La spinta sui campioni è stata applicata nel baricentro della sezione della trave di sommità. In questo modo è possibile valutare l'efficacia del sistema di connessione misurando lo scorrimento tra il sistema di rinforzo e il telaio di supporto. Le viti hanno diametro 12 mm e passo 25 cm e sono state disposte in due file parallele sfalsate sull'intera lunghezza della trave.

Le nervature orizzontali (Figura 3) realizzate in sommità e alla base di tutti i campioni hanno sezione 10x30cm e presentano armatura longitudinale costituita da 4 barre Ø6 e staffe Ø8/20cm. Il sistema di rinforzo è collegato alla fondazione mediante l'impiego di barre di ancoraggio ad aderenza migliorata aventi diametro 16mm e posizionate con passo pari a 15cm al fine di prevenire lo scorrimento del campione.

Il campione *C-2* differisce dal campione *C-1* per la maggiore lunghezza e per la presenza di un foro porta al centro del campione stesso (Figura 4). Testando entrambe le configurazioni è stato possibile valutare il comportamento del sistema

di rinforzo in prossimità delle aperture (fori porta e fori finestra) presenti negli edifici esistenti.

Il campione *C-2* inoltre è caratterizzato da un'altezza maggiore della nervatura superiore, pari a 60 cm. La nervatura orizzontale superiore in questo campione era di altezza doppia rispetto a quella del campione *C-1*, con lo scopo di realizzare una cerchiatura del foro e rimuovere le zone critiche in corrispondenza degli angoli del foro, dato che lo scopo delle prove era quello di testare la resistenza dei pannelli.

### 3.2 Campioni con supporto in muratura

I campioni di tipo *M* sono costituiti da pannelli di muratura portante a cui è applicata la tecnologia di rinforzo.



Figura 3. Particolare delle nervature alla base del campione M-1.



Figura 4. Foto della realizzazione dei campioni con supporto a telaio.

I due campioni si distinguono per il materiale costituente la muratura, nel primo sono stati utilizzati blocchi in laterizio, mentre nel secondo sono stati impiegati blocchi in tufo. Il sistema di rinforzo è stato applicato su entrambi i lati della muratura di supporto, al fine di ottenere una sezione trasversale simmetrica ed evitare fenomeni di svergolamento durante l'esecuzione della prova.

In sommità alla muratura di supporto è stato realizzato un cordolo in c.a. rappresentativo delle travi di bordo dei solai comunemente presenti negli edifici esistenti. Il cordolo ha una sezione di 25 x 30 cm e presenta armatura longitudinale costituita da 4 Ø14 e armatura a taglio costituita da staffe Ø8/30 cm. La geometria e la quantità di armatura sono state scelte al fine di riprodurre una configurazione tipologica presente in molti edifici esistenti. All'interno del cordolo è alloggiato un tubo in PVC di diametro 80 mm per permettere l'installazione del sistema di applicazione del carico, analogamente a quanto svolto per i campioni di tipo C. Il sistema di rinforzo è collegato alla struttura di supporto a livello del cordolo in c.a. mediante l'uso di connettori metallici di diametro 10mm e passo 20cm disposti su due file parallele. Il diametro e il passo dei connettori sono stati determinati al fine di garantire l'aderenza supporto e rinforzo durante l'esecuzione delle prove cicliche. Il collegamento della lastra di rinforzo con la fondazione è avvenuto in maniera analoga a quanto descritto per i campioni con supporto in calcestruzzo armato.

#### 4 RESISTENZA ULTIMA DEI CAMPIONI CALCOLATA ANALITICAMENTE

Le modalità di rottura attraverso cui i campioni esaminati possono sviluppare la resistenza ultima risultano composte da più meccanismi, che concorrono a fornire la resistenza complessiva. In questo paragrafo vengono richiamati i principali meccanismi resistenti e le associate modalità di rottura di rottura che sono stati presi in considerazione nella valutazione della resistenza dei diversi campioni. La resistenza ultima di un campione è stimata come la somma della resistenza del supporto e della resistenza del rinforzo. Per ciascuno dei due elementi quali, il valore del carico orizzontale che genera la condizione ultima è pari al minimo fra

quelli associati alle seguenti modalità di collasso considerate:

- Presso-flessione
- Taglio in presenza di armature trasversale
- Taglio diagonale (pannelli in muratura)
- Taglio-scorrimento

Di seguito vengono brevemente richiamati i principi e le formulazioni utilizzate per il calcolo delle resistenze sopracitate.

##### 4.1 Resistenza a presso-flessione

La sollecitazione flessionale nei pilastri o nei pannelli induce la formazione di una fessura ortogonale all'asse, in corrispondenza del lembo teso della sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo. La rottura avviene per presso-flessione se si verifica una tra le due seguenti condizioni: 1) Rottura delle barre longitudinali tese 2) Rottura del materiale al lembo compresso. Il carico orizzontale associato al raggiungimento della condizione ultima è rappresentato dal taglio associato al momento ultimo, esprimibile come:

$$F_u = \frac{M_{Rd}}{\alpha \cdot h^*} \quad (1)$$

Dove  $M_{Rd}$  è il momento ultimo della sezione e  $\alpha$  è un coefficiente che dipende dallo schema di vincolo assunto per il pannello che assume valori compresi tra 0,5 (doppio incastro) e 1 (mensola incastrata alla base e libera in sommità). Il termine  $h^*$  rappresenta la distanza tra la sezione di introduzione della forza  $F$  nell'elemento e la sezione che per prima raggiunge il momento ultimo.

##### 4.2 Resistenza a taglio in presenza di armatura trasversale

La resistenza a taglio di pilastri, travi o pannelli schematizzabili come elementi monodimensionali, dotati di specifica armatura trasversale, viene valutata utilizzando una schematizzazione a traliccio in cui sono presenti dei tiranti orizzontali costituiti dalle barre di armatura e dei puntoni compressi inclinati di calcestruzzo. Si considera raggiunta la rottura del sistema per taglio qualora si manifesti la crisi di uno dei due sistemi resistenti costituiti dai puntoni di calcestruzzo ed i tiranti di acciaio. Le resistenze associate vengono determinate

utilizzando le relazioni di verifica contenute nella norma NTC18 al §4.1.2.3.5 per il calcolo delle resistenze a taglio-trazione  $V_{Rsd}$  taglio-compressione  $V_{Rcd}$ , di seguito riportate:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad (2)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu f_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta} \quad (3)$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $A_{sw}$  è l'area di armatura trasversale,  $s$  è il passo delle armature trasversali,  $b_w$  è lo spessore della sezione,  $f_{yd}$  e  $\nu f_{cd}$  sono rispettivamente la resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura e la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima. Il fattore  $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo che tiene conto del grado di compressione della sezione.

Il valore del carico esterno  $F$  che genera la condizione ultima risulta essere pari alla minore delle due resistenze appena richiamate:

$$F_u = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4)$$

Al fine di valutare correttamente la capacità portante degli elementi e, di conseguenza, il carico ultimo del sistema, occorre valutare le reali configurazioni con cui i puntoni compressi si possono realizzare e scegliere accuratamente il relativo valore dell'angolo  $\theta$ .

#### 4.3 Resistenza a taglio diagonale

La resistenza a taglio dei pannelli murari è stata valutata utilizzando la formulazione proposta al §C8.7.1.3.1 della norma NTC18 di seguito riportata:

$$F_u = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (5)$$

in cui  $l$  e  $t$  sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del pannello,  $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione,  $f_{td}$  è la resistenza a trazione per fessurazione diagonale e  $\sigma_0$  è la tensione

normale media. La relazione è indicata per murature irregolari, ma può essere utilizzata per murature regolari ottenendo risultati cautelativi. Si è osservato che, a causa del ridotto sforzo normale agente sui campioni testati, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale risulta comunque superiore alla resistenza a pressoflessione.

#### 4.4 Resistenza a taglio - scorrimento

La rottura per taglio-scorrimento si manifesta nel momento in cui in una delle sezioni orizzontali dell'elemento si forma un piano di scorrimento relativo tra la porzione superiore e quella inferiore dell'elemento. La resistenza nei confronti di tale modalità di crisi è costituita in questo caso dal contributo offerto dalle armature verticali  $V_{dd}$  e dal contributo della forza d'attrito  $V_{fd}$  che si sviluppa nella porzione compressa della sezione. Tali contributi possono essere valutati utilizzando le relazioni contenute nel §.7.4.4.5.1 della norma NTC18 e di seguito riportate:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (6)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l \cdot t \end{array} \right. \quad (7)$$

in cui

$$\eta = 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (8)$$

Nelle precedenti relazioni i simboli adottati e non precedentemente menzionati hanno i seguenti significati:  $A_{sj}$  è l'area della singola barra verticale che interseca il piano di scorrimento;  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche;  $\xi$  è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;  $z$  è il braccio delle forze interne;  $N_{Ed}$  ed  $M_{Ed}$  sono rispettivamente lo sforzo normale ed il momento flettente agenti sulla sezione.

Il valore del carico associato alla condizione ultima di taglio-scorrimento si può valutare come somma dei precedenti contributi:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} \quad (9)$$

È importante osservare che la resistenza a taglio-scorrimento va valutata nella sezione in cui i contributi precedentemente esposti risultano minimi. Nel caso in esame tale condizione si ha nella sezione in cui terminano le barre di ancoraggio in fondazione.

Il confronto tra i valori del carico ultimo valutati analiticamente e quelli rilevati nei test sperimentali viene presentato e discusso nei paragrafi successivi.

## 5 PROVE SPERIMENTALI

### 5.1 Descrizione del set-up

Per l'esecuzione della campagna di prove sperimentali è stato realizzato un banco prove presso la sede dell'azienda Ecosism srl a Battaglia Terme (PD). Il set-up è stato concepito per permettere la costruzione contemporanea di più campioni, al fine di ottimizzare i tempi di realizzazione e di stagionatura del calcestruzzo.

La struttura di contrasto è costituita da una platea di lunghezza 12.5 m, larghezza 3.5 m e spessore 1 m. L'elevato spessore della fondazione è giustificato dalla necessità di avere una struttura sufficientemente rigida, in grado di sviluppare deformazioni lievi durante l'esecuzione delle prove. Al centro della platea sono stati realizzati due setti in c.a. di altezza 3.5 m, larghezza 1.5 m e spessore 0.4 m. Tali setti hanno la funzione di contrasto per l'applicazione del carico in spinta e tiro ai campioni durante l'esecuzione delle prove.

Per l'applicazione della forza è stato impiegato un martinetto a doppio effetto, con capacità di spinta pari a 100 t e di trazione pari a 58 t, governato da una pompa manuale ad olio di adeguata capacità. Durante l'esecuzione delle prove è stata registrata in tempo reale la forza applicata al campione mediante una cella di carico con capacità 100 t, posizionata in serie al martinetto.

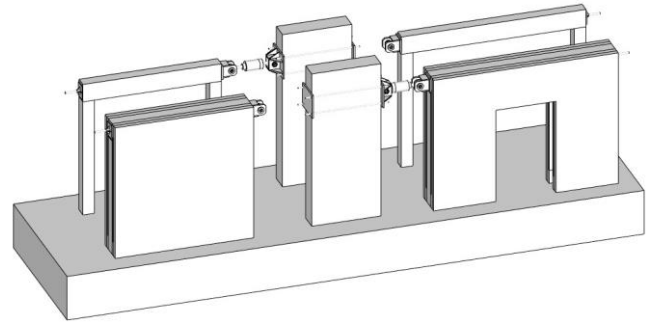


Figura 5. Vista tridimensionale del set-up di prova.



Figura 6. Foto del sistema di applicazione e misurazione della forza.

Il sistema composto da martinetto e cella di carico è collocato in posizione orizzontale rispetto al suolo ad una quota di circa 3 m ed è fissato al setto di contrasto mediante opportuna carpenteria metallica (Figura 5, Figura 6). La forza viene trasmessa al campione mediante il collegamento di una barra di diametro 45 mm alloggiata all'interno di un foro passante predisposto nella trave di sommità dei supporti dei campioni. Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento, scegliendo come punto di controllo lo spostamento orizzontale in sommità al campione.

## 6 DESCRIZIONE DELLE PROVE E DELLE MISURE EFFETTUATE

I campioni sono stati sottoposti a prove cicliche quasi-statiche eseguite in controllo di spostamenti. Non essendoci norme relative all'esecuzione di prove su sistemi di riqualificazione strutturale analoghi a quello oggetto di studio, sono state prese come riferimento le "Linee Guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi

cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In esse viene indicato che le prove devono essere svolte applicando inizialmente un carico assiale monotono per determinare lo spostamento orizzontale di collasso e successivamente applicando tale carico per incrementi successivi. Non vengono date indicazioni vincolanti per quanto riguarda il numero e l’entità degli incrementi da utilizzare, ma viene indicato che i cicli di spinta e tiro applicati ai campioni devono essere tali da permettere di valutare la rigidità elastica del pannello e le transizioni dovute alla comparsa della fessurazione, allo snervamento delle barre di armatura e agli altri fenomeni di degrado.

Non essendo stata eseguita una prova monotona sui campioni per determinare lo spostamento di collasso, per i campioni di tipo *C* sono stati applicati incrementi di 0.5 mm, plottando in tempo reale un grafico forza spostamento che mettesse in relazione la forza applicata con lo spostamento del punto di controllo per monitorare il comportamento del campione durante la prova. Per i campioni di tipo *M* invece è stato ipotizzato uno spostamento limite pari al 1% dell’altezza dei pannelli ed è stata realizzata una storia ciclica incrementale per raggiungere tale valore di spostamento.

## 7 RISULTATI DELLE PROVE

Le prove cicliche quasi-statiche effettuate hanno permesso di valutare sperimentalmente la resistenza e la rigidità del sistema ottenuto installando il sistema di rinforzo al supporto.

Nelle prove sui campioni di tipo *C* non è stato possibile portare a rottura i campioni, in quanto è stata raggiunta la massima capacità di spinta in forza fornita dal martinetto. In Tabella 2 vengono confrontati i valori di resistenza misurati sperimentalmente con quelli derivati dal calcolo analitico illustrato al §4. Nei casi in cui è stata raggiunta la rottura del campione, si osserva che la resistenza analitica è risultata inferiore a quella misurata sperimentalmente. I modelli di capacità utilizzati per stimare le resistenze dei campioni risultano quindi cautelativi.

Nella Tabella 3 è presentato il confronto tra le modalità di rottura rilevate sperimentalmente e quelle ipotizzate in base alla minore delle resistenze ottenute dal calcolo teorico.

Tabella 2. Confronto tra resistenze analitiche e forza massima applicata ai campioni.

Campione	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{max}$ [kN]	$V_{Rd}/V_{max}$
M-1	116	303	0.38
M-2	123	300	0.41
C-1	253	402	0.63
C-2	217	424	0.51

Tabella 3. Confronto tra modalità di rottura ipotizzata e reale.

Campione	Rottura ipotizzata	Rottura osservata
M-1	Taglio	Taglio
M-2	Taglio	Taglio
C-1	Taglio/flessione	-
C-2	Taglio	-

Nei campioni di tipo *M* è stata individuata una rottura per taglio, verificando l’avvenuta formazione di un piano di scorrimento orizzontale in corrispondenza della sezione in cui terminano le armature di ancoraggio in fondazione.

### 7.1 Campioni tipo *C*

Per entrambi i campioni di tipo *C* la prova di carico è stata interrotta prima dell’avvenuto collasso dei campioni, a causa del raggiungimento della massima capacità di spinta del martinetto utilizzato. Durante le prove i campioni non hanno evidenziato un danneggiamento apprezzabile. È stato possibile comunque osservare un degrado della rigidità all’aumentare del numero di cicli e dello spostamento applicato. In Figura 7 e Figura 8 sono rappresentati i diagrammi forza-spostamento per le prove eseguite sui campioni di tipo *C*.

Nel campione *C-1* si è osservata l’apertura di fessure orizzontali alla medesima altezza nella lastra del sistema di rinforzo e nel pilastro del telaio di supporto. Le fessure si sono aperte in corrispondenza della sezione in cui terminano le barre di ancoraggio in fondazione, essendo la prima a raggiungere il momento ultimo. Il campione *C-2*, pur non avendo raggiunto la rottura, evidenzia la presenza di una fessura obliqua sul pannello adiacente all’apertura del foro porta (Figura 11).



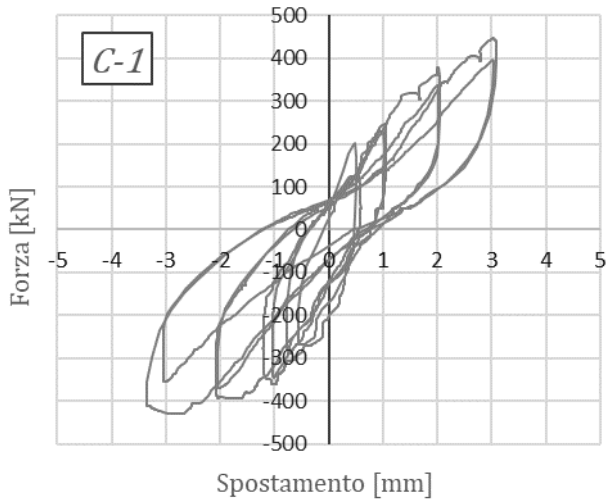


Figura 7. Curva forza-spostamento per il campione C-1.

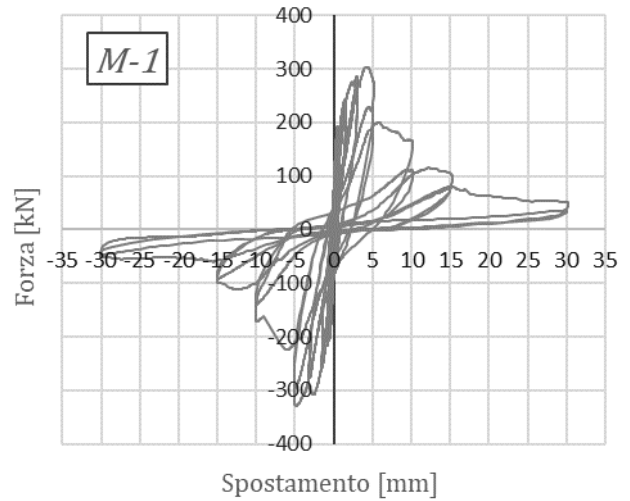


Figura 9. Curva forza-spostamento per il campione M-1.

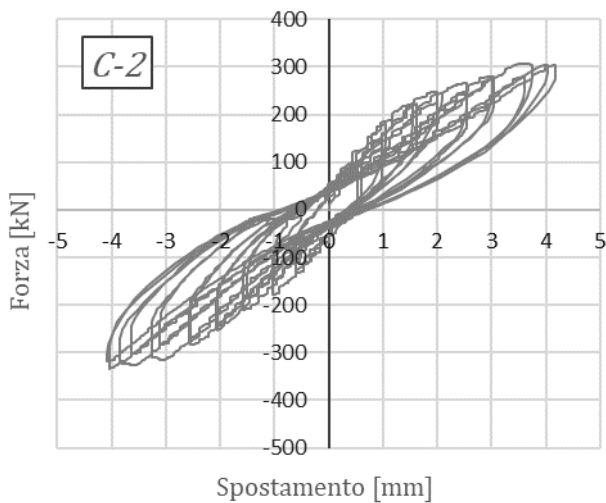


Figura 8. Curva forza-spostamento per il campione C-2.

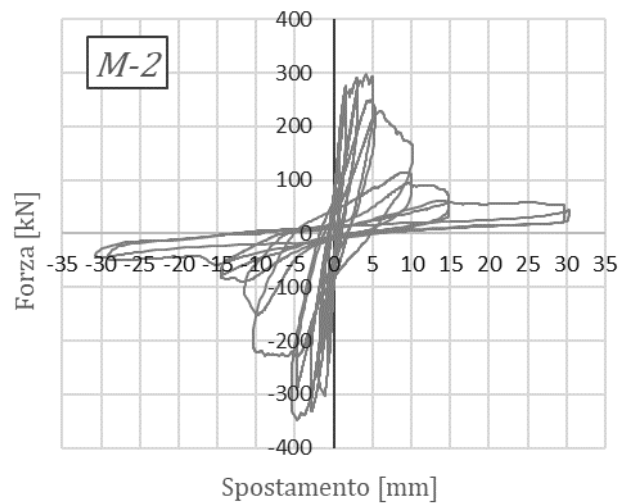


Figura 10. Curva forza-spostamento per il campione M-2.

## 7.2 Campioni tipo M

Nei campioni di tipo *M* i diagrammi forza-spostamento evidenziano un comportamento con scarsa capacità dissipativa. Successivamente al raggiungimento del picco massimo si osserva un degrado dei picchi di resistenza per i cicli successivi. Lo spostamento limite raggiunto, pari al 1% dell'altezza delle pareti, ha comportato la rottura delle barre longitudinali in zona tesa e lo scorrimento della parte superiore del campione rispetto a quella inferiore in corrispondenza della sezione in cui è avvenuta la fessurazione.

Nei pannelli murari la fessurazione è avvenuta nel giunto di malta immediatamente superiore alla zona in cui la muratura è aderente al cordolo inferiore del sistema di rinforzo (Figura 12).

Infatti, nell'altezza del cordolo vi è aderenza fra la muratura ed il cappotto, ed essi lavorano come strati accoppiati.

Una volta sviluppata la massima resistenza, inizia un processo di deformazione a taglio che

degrada la resistenza del pannello nei cicli successivi, esibendo un comportamento rammollente. Si osserva la formazione di un piano di taglio orizzontale in corrispondenza alla sezione entrata in crisi precedentemente per pressoflessione. L'apertura della fessura prosegue fino a provocare il completo scorrimento della parte superiore del pannello rispetto a quella inferiore, abbattendo la resistenza della lastra.

I diagrammi forza-spostamento ottenuti dalle prove sperimentali per i campioni di tipo *M* sono presentati nelle figure 9 e 10.

Nel complesso, il comportamento che i pannelli hanno esibito è inquadrabile come processo deformativo scarsamente dissipativo caratterizzato produce rottura a taglio dei maschi e ridotta capacità in spostamento.

Si osserva che i campioni *M-1* e *M-2* presentano valori di rottura molto simili. Ciò è dovuto al fatto che la resistenza del pannello murario nei due casi risulta ridotta e comparabile, rispetto alla resistenza della lastra in calcestruzzo.

Il ridotto modulo elastico degli elementi in tufo è stato compensato dal maggiore spessore degli stessi blocchi, fornendo valori di rigidezza della muratura di supporto molto vicini tra loro.



Figura 11. Fessura diagonale osservata ed evidenziata nel campione C-2 al termine dell'esecuzione della prova.



Figura 12. Apertura delle fessure nel campione M-1 durante l'esecuzione della prova.

## 8 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati illustrati i risultati di una campagna di prove sperimentali realizzate su campioni a scala reale per valutare il comportamento di un sistema di retrofit integrato per il miglioramento sismico ed energetico di edifici esistenti. La campagna prove è stata eseguita su campioni aventi diversi tipi di supporto, al fine di valutare l'applicabilità del sistema sia ad edifici in muratura portante che a strutture a telaio in c.a..

È stato possibile valutare qualitativamente l'efficacia del sistema di connessione scelto per il collegamento con la struttura di supporto. Infatti, si è riscontrato che i connettori metallici impiegati, installati solo a livello del cordolo sommitale, hanno assolto alla loro funzione e non si sono riscontrati scorrimenti tra la struttura di supporto e il sistema di rinforzo.

I campioni di tipo *M*, per i quali è stata raggiunta la condizione ultima, hanno dimostrato un comportamento non dissipativo con una rottura per taglio ed una marcata riduzione della rigidezza secante nella fase successiva al picco di resistenza. In sede di progetto, il sistema di rinforzo proposto deve essere considerato come sistema sismo-resistente non dissipativo, secondo la classificazione proposta al §7.2.2 della norma NTC18. Tuttavia, per tale categoria di strutture, la norma consente di utilizzare un valore del fattore di comportamento *q* maggiore di 1 fino ad un massimo pari a 1.5.

## 9 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'azienda Ecosism S.R.L. di Battaglia Terme (PD) per aver messo a disposizione ambienti, risorse e mezzi per la costruzione e l'allestimento del set-up di prova necessari per lo svolgimento della campagna sperimentale.

## 10 BIBLIOGRAFIA

- Bradley, E. P., and Kohler N., 2007. Methodology for the survival analysis of urban building stocks. *Building Research & Information* **35**(5), 529-542.
- Consiglio Superiore dei LL. PP., 2018. Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni. *Decreto No. 8. 17-1-2018, Gazzetta Ufficiale* **42**, 20-02-2018.
- Feroldi, F., Marini, A., Badiani, B., Plizzari, G. A., Giuriani, E., Riva, P., & Belleri, A., 2013. Energy efficiency upgrading, architectural restyling and structural retrofit of modern buildings by means of "engineered" double skin façade. In *Proceedings of the*

- 2nd International Conference on Structures & Architecture (ICSA2013)*, 1859-1866.
- Ma, Z., Cooper, P., Daly, D., & Ledo, L., 2012. Existing building retrofits: Methodology and state-of-the-art. *Energy and buildings*, 55, 889-902.
- Labo, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Camata, G., Riva, P., & Spacone, E., 2016. Diagrid solutions for a sustainable seismic, energy, and architectural upgrade of European RC buildings. In *XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation*. PT.
- Pertile, V., De Stefani, L., & Scotta, R., 2017. Sviluppo e caratterizzazione di un sistema per il miglioramento delle prestazioni sismiche ed energetiche degli edifici esistenti. *Atti del XVII convegno ANIDIS, Pistoia*.
- Pertile, V., De Stefani, L., & Scotta, R., 2018. Development and characterization of a system for the seismic and energy retrofit of existing buildings. *Procedia Structural Integrity*, **11**, 347-354.
- Salas, D. A., Ramirez, A. D., Rodríguez, C. R., Petroche, D. M., Boero, A. J., & Duque-Rivera, J., 2016. Environmental impacts, life cycle assessment and potential improvement measures for cement production: a literature review. *Journal of Cleaner Production*, *113*, 114-122.
- Thomsen, A. and Van der Flier, K., 2011. Understanding obsolescence: a conceptual model for buildings. *Building Research & Information* **39**(4), 352-362.