



Coefficienti correttivi delle caratteristiche meccaniche delle murature secondo la Circolare n. 7/2019: confronto con alcune sperimentazioni condotte su edifici reali

Romina Sisti^a, Marco Corradi^b, Antonio Borri^b

^a Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125 - Napoli

^b Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia, Via Goffredo Duranti 93, 06125 - Perugia

Keywords: murature, caratteristiche meccaniche, coefficienti correttivi, sperimentazione

SOMMARIO

La Circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019 ha introdotto alcune novità relativamente ai valori dei parametri meccanici delle murature esistenti. In particolare, nella tabella C8.5.I sono state introdotte nuove tipologie murarie e sono stati modificati alcuni valori dei parametri di resistenza e dei moduli elastici. Anche la tabella C.8.5.II è stata modificata; tra le varie novità è stato introdotto un valore massimo del coefficiente migliorativo da considerare nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento.

Nel presente articolo sono stati confrontati i valori indicati dalla circolare per la resistenza a taglio media per alcune tipologie murarie con i risultati di 21 prove di compressione diagonale realizzate dagli autori su edifici reali, sia su murature non rinforzate che su murature rinforzate con due diverse tecniche: iniezioni di malta e applicazione sulle due superfici murarie di intonaco armato con rete in materiale composito GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Due di questi pannelli murari erano stati rinforzati con entrambe le tecniche, dando così modo di determinare l'efficacia del rinforzo combinato.

1 INTRODUZIONE

A partire dal 1981, con la circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 21745, le normative tecniche italiane sulle costruzioni hanno fornito per diverse tipologie murarie i valori delle resistenze meccaniche da adottare nei progetti di intervento su costruzioni esistenti in caso di mancanza di dati sperimentali. I valori dei parametri meccanici sono stati aggiornati all'emanazione di ogni nuova norma, fino ad arrivare a quelli oggi suggeriti dalla circolare esplicativa n. 7 del 2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

La possibilità di utilizzare valori delle proprietà meccaniche indicati dalla norma è fondamentale nei progetti di miglioramento o di adeguamento sismico. Di solito, infatti, non è possibile eseguire prove in situ che permettano la

valutazione diretta di tali parametri, visto l'elevato costo delle prove in situ e la loro invasività. Va inoltre sottolineato che la complessità della realtà edilizia in Italia e la stratificazione storica che la caratterizza determinano spesso la presenza di numerose tipologie murarie in uno stesso edificio, rendendo comunque difficile un approccio diretto, cioè di tipo sperimentale, alla caratterizzazione meccanica di tutte le tipologie.

Le stesse linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (DPCM 9 febbraio 2011) suggeriscono di approfondire quanto più possibile l'analisi storica della costruzione e le operazioni di rilievo materico in modo da limitare le prove sperimentali a quelle strettamente indispensabili al progetto e ridurre quindi l'impatto sulla conservazione del manufatto.

Fra il 2009 e il 2018 gli autori hanno realizzato varie campagne sperimentali. Tra di esse vengono

qui considerate 21 prove di compressione diagonale condotte in situ su pannelli murari ricavati all'interno di edifici di varie tipologie. In particolare, sono stati testati campioni rinforzati con due differenti tecniche: le iniezioni di malta e la tecnica CRM (Composite Reinforced Mortar) consistente nell'applicazione alle due superfici murarie di intonaci armati con reti in materiale composito GFRP collegati fra loro da connettori trasversali.

Le iniezioni di malta sono una tecnica ampiamente studiata (Binda et al. 1997; Mazzon 2010; Olivera et al. 2012; Silva et al. 2014; Vintzileou et al. 2015), la cui efficacia dipende dalle caratteristiche della malta impiegata nel rinforzo e dalla presenza di vuoti nella muratura su cui si interviene, nonché dalla loro interconnessione.

La tecnica del CRM consente di ottenere incrementi di resistenza elevati (Gattesco e Boem 2015), del tutto analoghi a quelli conseguibili con la tradizionale tecnica dell'intonaco armato con rete elettrosaldata (Padalu et al. 2018; Ghiassi et al. 2012; Churilov e Dumova-Jovanoska 2013).

L'impiego di una rete in GFRP in luogo della tradizionale rete elettrosaldata permette di superare i problemi di durabilità che caratterizzavano il tradizionale intonaco armato, causati dalla corrosione della rete di rinforzo in acciaio. Inoltre, la possibilità di adottare spessori inferiori e malte a base di calce idraulica, caratterizzate da moduli elastici inferiori rispetto alle malte cementizie, consente di ridurre l'incremento di rigidità associato a tale rinforzo.

Lo scopo del presente articolo è quello di mettere a confronto le resistenze a taglio medie ottenute sperimentalmente con i valori proposti dalla circolare esplicativa n. 7/2019 per le corrispondenti tipologie murarie. In particolare, i coefficienti amplificativi proposti alla tabella C8.5.II per alcune tecniche di rinforzo sono stati comparati con gli incrementi di resistenza ottenuti dalle prove sperimentali.

In due dei casi esaminati, i campioni testati erano stati rinforzati applicando entrambe le tecniche prima citate ed è stato quindi possibile confrontare il coefficiente amplificativo determinato sperimentalmente con il limite massimo introdotto dalla circolare n.7/2019.

2 CAMPAGNE SPERIMENTALI

Le prove prese in considerazione appartengono a 7 diverse campagne sperimentali che hanno visto l'esecuzione di 21 prove di compressione diagonale.

I risultati di alcune di queste prove sono stati presentati in precedenti lavori (Borri et al. 2013, Corradi et al. 2014).

2.1 Metodo di prova

La prova di compressione diagonale consiste nell'applicare un carico di compressione lungo una diagonale di un pannello murario di dimensioni 1200x1200 mm. Nella sua versione di laboratorio la prova è codificata dalla norma ASTM E519. Operando in situ, il pannello è isolato dalla parete circostante grazie alla realizzazione di quattro tagli che, nelle prove qui illustrate, sono stati realizzati con una sega circolare. Il campione resta ammorsato alla muratura della parete nella parte inferiore per una lunghezza di circa 70 cm (Figura 1), tuttavia analisi teoriche e numeriche hanno dimostrato che tale ammorsatura, almeno in fase elastica, ha un'influenza trascurabile sui risultati (Brignola et al. 2009; Calderini et al. 2010).

Il carico di prova è stato impartito mediante un martinetto oleodinamico a spinta, posizionato all'interno di un sistema chiuso costituito da una serie di elementi metallici disposti ai due spigoli di una delle diagonali del campione. Il martinetto era azionato da una pompa idraulica manuale.

Nel corso della prova il comportamento deformativo del campione è stato monitorato mediante quattro trasduttori di spostamento induttivi LVDT disposti lungo le diagonali del pannello ed aventi una base di misura di circa 1000 mm.

Le prove sono state effettuate eseguendo cicli di carico e scarico crescenti fino alla rottura del pannello.



Figura 1. Pannello murario isolato dalla circostante parete attraverso tagli realizzati con una sega circolare e successivamente sottoposto alla prova di compressione diagonale.

Il valore della resistenza a taglio della muratura (τ) è stato calcolato in accordo con il criterio di resistenza formulato da Turnsek–Cacovic a partire dal valore della resistenza a trazione della muratura (f_t) valutata in accordo con la normativa RILEM:

$$\tau_0 = \frac{f_t}{1.5} = \frac{0.5 \cdot \frac{P_{\max}}{A}}{1.5} \quad (1)$$

dove P_{\max} è il carico massimo di compressione applicato nel corso della prova e A è l'area della sezione orizzontale del campione.

A partire dalle deformazioni medie di compressione (ε_c) e di trazione (ε_t) misurate lungo le diagonali del campione è stato possibile calcolare la deformazione angolare γ :

$$\gamma = |\varepsilon_c| + |\varepsilon_t| \quad (2)$$

Considerando la curva di involucro $\tau - \gamma$ (tensione tangenziale – deformazione angolare), la rigidità a taglio G dei campioni è stata valutata sia come modulo secante la curva fra il 10% ed il 40% della tensione tangenziale massima, secondo l'equazione 3, che come pendenza della curva bilineare equivalente in termini di energia dissipata, secondo quanto riportato in Figura 2.

$$G = \frac{\tau_{40\%} - \tau_{10\%}}{\gamma_{40\%} - \gamma_{10\%}} = \frac{1.05 \cdot \frac{P_{40\%} - P_{10\%}}{A}}{\gamma_{40\%} - \gamma_{10\%}} \quad (3)$$

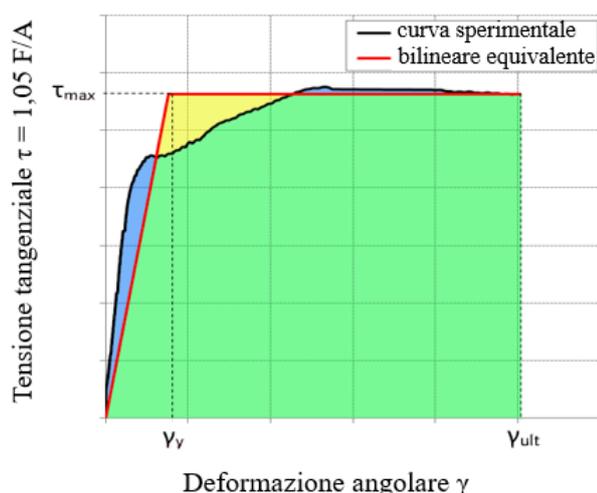


Figura 2. Determinazione del modulo di elasticità tangenziale con il metodo della bilineare equivalente.

2.2 I campioni testati

Nel seguito, per ciascuna campagna sperimentale realizzata, si riporta una breve descrizione dell'edificio, delle caratteristiche della sua tipologia muraria e dei campioni testati.

2.2.1 Edificio I: casa colonica a Colle Umberto (PG)

Il primo edificio è una casa colonica situata in provincia di Perugia, nella frazione di Colle Umberto. L'edificio è stato realizzato all'inizio del XIX secolo e successivamente ampliato nei primi anni del Novecento (Figura 3a).

La muratura che costituisce l'edificio è in pietrame appena sbizzato con dimensioni degli elementi lapidei variabili fra 250-350 mm. La tessitura muraria è disordinata (Figura 3b); non sono presenti elementi che attraversano l'intero spessore della muratura (400-600 mm) e la malta di allettamento è scadente.

Sono state realizzate 5 prove di compressione diagonale: 2 campioni sono stati testati una prima volta nella condizione originaria e una seconda volta dopo essere stati riparati applicando sulle due superficie murarie un intonaco armato con rete in materiale composito GFRP con maglie di dimensioni 66x66 mm, costituita da fibre di vetro e resina termoindurente di tipo vinilestere epossidico. Un terzo campione è stato testato applicando preventivamente lo stesso tipo di rinforzo. In tal modo è stato possibile valutare l'efficacia del rinforzo sia nel caso di applicazione preventiva che nel caso di utilizzo come tecnica di riparazione.

In tutti i campioni rinforzati l'intonaco è stato realizzato utilizzando una malta "bastarda" realizzata in opera caratterizzata da un rapporto 1:1:2.5 di calce idraulica, cemento e sabbia. Lo spessore degli intonaci di rinforzo era variabile fra i 35 e i 50 mm.

2.2.2 Edificio II: casa colonica San Felice sul Panaro (MO)

Il secondo edificio era una casa colonica situata nelle campagne intorno al paese di San Felice sul Panaro (MO). La costruzione, gravemente lesionata dal sisma che ha colpito l'Emilia nel 2012 (Figura 4a), è stata demolita subito dopo la realizzazione delle sperimentazioni.

La muratura era di mattoni pieni (spessore di due teste) e malta di calce, con una tessitura muraria non a regola d'arte, caratterizzata dalla

scarsa presenza di collegamenti trasversali (8-12 diatoni/m²), quasi che si trattasse di un muro a due paramenti separati, ciascuno costituito da mattoni pieni ad una testa (Figura 4b).

Al piano terra dell'edificio sono stati ricavati 2 pannelli: un campione è stato testato nella sua condizione originaria, l'altro è stato preventivamente rinforzato applicando sulle due superficie murarie un rinforzo CRM caratterizzato da materiali analoghi a quelli impiegati nell'edificio I.

2.2.3 Edificio III: condominio Porta Napoli (AQ)

Il terzo edificio è un complesso condominiale (Figura 5a) sito nei pressi di Porta Napoli a L'Aquila, sul quale sono state eseguite 5 prove di compressione diagonale su 3 pannelli murari. In una prima fase tutti i campioni sono stati testati nella loro condizione originaria. Successivamente 2 pannelli sono stati rinforzati con la tecnica del CRM e nuovamente testati.

I pannelli sottoposti a prova erano in muratura di pietrame irregolare con due paramenti debolmente ammortati. Erano presenti delle listature ad un interasse di circa 75 cm costituite da doppi ricorsi di mattoni pieni sull'intero spessore dei pannelli (Figura 5b).



Figura 3. a) Edificio I: casa colonica a Colle Umberto (PG) caratterizzata da una muratura in pietrame disordinato (b).

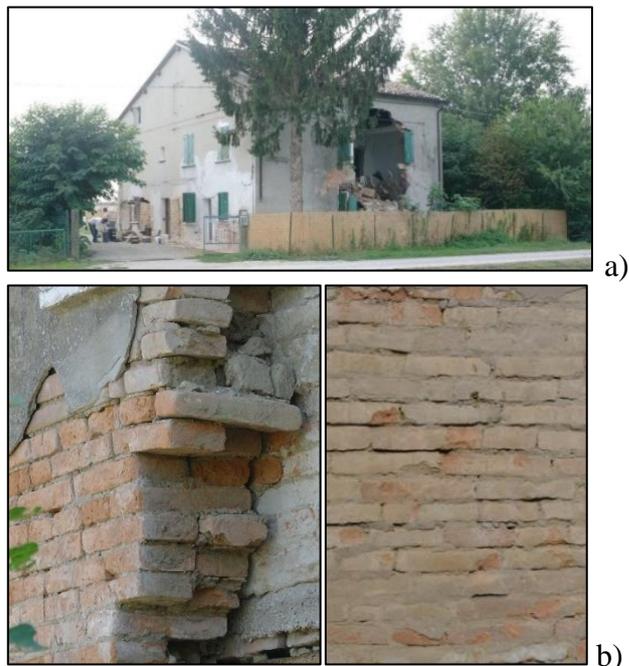


Figura 4. a) Edificio II: casa colonica a San Felice sul Panaro (MO). b) La muratura dell'edificio è in mattoni pieni e malta di calce con scarsa presenza di diatoni.



Figura 5. a) Uno degli edifici che costituiscono il complesso condominiale di Porta Napoli a L'Aquila. b) La muratura che caratterizza il complesso è in pietrame disordinato con presenza di listature intervallate 75 cm e realizzate da una doppia fila di laterizi che interessa l'intero spessore murario.

2.2.4 Edificio IV: Palazzo Cirillo V (AQ)

Il quarto edificio considerato è Palazzo Cirillo V che si trova nel centro storico di L'Aquila.

La muratura è in pietrame. Al momento della realizzazione delle prove tutte le superfici si presentavano coperte da una rasatura (Figura 6a), tuttavia, osservando le sezioni trasversali dei campioni testati (Figura 6b) si è potuto verificare che la muratura è a due paramenti con elementi lapidei sbazzati di medie dimensioni e assenza di elementi passanti l'intero spessore murario.

Sono state eseguite 3 prove di compressione diagonale: una su un pannello non rinforzato; una seconda su un campione rinforzato con iniezioni di malta e una terza su pannello rinforzato con iniezioni di malta e l'applicazione su entrambe le facce murarie di intonaco di malta di calce idraulica naturale armato con rete in GFRP.

2.2.5 Edificio V: Canonica Santa Maria della Misericordia (AQ)

Il quinto edificio è la canonica della Chiesa di Santa Maria della Misericordia a L'Aquila (

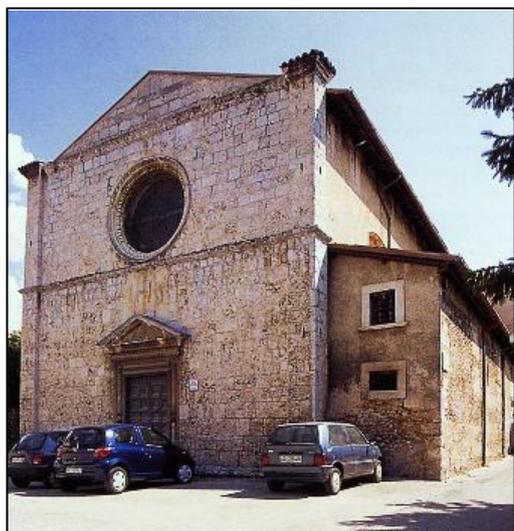


Figura 7).

È stata eseguita una sola prova di compressione diagonale su un campione non rinforzato caratterizzato da una muratura di pietrame a due paramenti scollegati, con elementi lapidei irregolari di medie dimensioni e una malta scadente.

2.2.6 Edificio VI: Palazzo via Cimino (AQ)

Il sesto edificio è un palazzo sito in Via Cimino a L'Aquila. La muratura è in pietrame a due paramenti con elementi lapidei di medie dimensioni e assenza di elementi passanti l'intero spessore murario. Sono presenti sporadici elementi in laterizio e zeppe in scaglie di laterizi per la regolarizzazione dei piani di posa, tuttavia,

la loro presenza non è tale da costituire delle vere e proprie listature (Figura 8).

Sono stati testati 2 pannelli murari: un campione dopo essere stato rinforzato con iniezioni di malta idraulica naturale, l'altro dopo essere stato rinforzato con un intervento combinato di iniezioni e applicazione su entrambe le superfici murarie di un intonaco, dello spessore medio di 35 mm, armato con una rete in GFRP caratterizzata da maglie quadrate di dimensioni 66x66 mm. L'intonaco è stato realizzato con una malta di calce idraulica naturale.

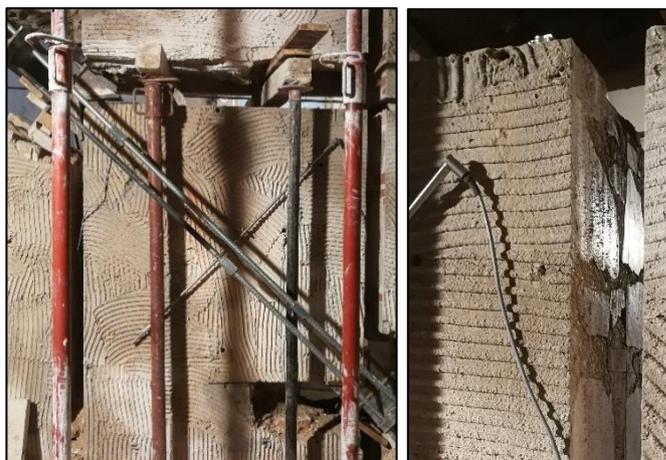


Figura 6. Uno dei campioni testati in Palazzo Cirillo V (AQ). Tutte le superfici murarie si presentavano coperte da una rasatura che ha impedito un'approfondita valutazione della qualità muraria.



Figura 7. Chiesa di Santa Maria della Misericordia (AQ).



Figura 8. Uno dei campioni testati nel palazzo in via Cimino a L'Aquila.

2.2.7 Edificio VII: Palazzo Pica Alfieri (AQ)

Il settimo edificio considerato è Palazzo Pica Alfieri che sorge nel centro storico di L'Aquila (Figura 9a).

La muratura è a due paramenti di pietra calcarea locale di colore grigio-giallastro e dimensioni medio-piccole, caratterizzata dalla presenza di zeppe in scaglie di laterizi e legata con malta aerea di calce e sabbia avente scarse qualità meccaniche. Gli elementi in laterizio sono posti in opera in maniera disordinata e pertanto non concorrono alla formazione di piani di posa regolari. I paramenti esterni ed interni sono simili.

Sono state realizzate 3 prove di compressione diagonale su 3 campioni tutti preventivamente rinforzati tramite l'applicazione su entrambe le superfici murarie di un intonaco dello spessore medio di 35 mm armato con una rete in GFRP. I rinforzi sui tre campioni differivano per le caratteristiche delle malte utilizzate nella realizzazione degli intonaci.



a)



b)

Figura 9. a) Palazzo Pica Alfieri. b) uno dei 3 campioni rinforzati con CRM.

2.3 Analisi dei risultati delle prove di compressione diagonale

In Tabella 1 sono riportati i risultati delle 21 prove di compressione diagonale eseguite.

Ogni prova è identificata da una sigla composta di tre indici: il primo indica l'edificio cui il campione appartiene; il secondo indica il tipo di rinforzo applicato al campione (UR = non rinforzato; INI = iniezioni di malta; CRM; COM = rinforzo combinato con iniezioni e CRM), il terzo indica il numero del pannello testato in uno stesso edificio (l'eventuale presenza della lettera "r" indica che la prova è stata eseguita su un campione precedentemente testato nella sua condizione originaria e successivamente riparato)

Le prove realizzate sugli edifici VI e VII hanno riguardato esclusivamente campioni rinforzati. I valori ottenuti da tali prove sono quindi stati confrontati con la resistenza a taglio del campione dell'edificio V, caratterizzato da una muratura del tutto simile e non rinforzata.

Il fattore amplificativo della resistenza a taglio ottenuto confrontando i risultati sperimentali dei campioni rinforzati con la tecnica del CRM e i corrispondenti pannelli non rinforzati varia fra 3.2 e 11.3. La grande variabilità di tale fattore dipende dalle caratteristiche della malta impiegata per la realizzazione dell'intonaco di rinforzo. Nell'edificio I, ad esempio, le resistenze a compressione delle malte degli intonaci erano superiori a 20 MPa e sono stati ottenuti incrementi compresi fra 8.8 e 11.3. Nell'edificio VII, invece, le resistenze delle malte variavano fra 2.77 e 6.51 MPa e conseguentemente sono stati ottenuti incrementi compresi fra 3.8 e 5.2.

Per i due campioni rinforzati con le iniezioni sono stati ottenuti valori del coefficiente amplificativo di 1.2 (CV-INJ_2) e 3.6 (CI-INJ_1). In questi casi, la differenza potrebbe essere legata ai diversi valori di resistenza delle corrispondenti murature non rinforzate, rispettivamente pari a 0.043 (CV-UR_1) e 0.023 (MIS-UR_1), a denotare una maggiore efficacia della tecnica su murature maggiormente scadenti.

In alcune prove non è stato possibile valutare il modulo di elasticità tangenziale a causa di malfunzionamenti dei trasduttori LVDT nella fase iniziale del test. Vista quindi l'esiguità del campione e la dispersione dei valori del modulo G nel seguito verranno fatte considerazioni solo in merito ai valori delle resistenze a taglio.

Come noto, la circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019, alla Tab. C8.5.I, suggerisce gli intervalli di variabilità delle principali caratteristiche meccaniche di otto tipologie murarie, corrispondenti a quelle maggiormente ricorrenti nel territorio italiano. Tali valori sono validi, come indicato nella circolare, nelle ipotesi che la qualità della malta sia scarsa, i paramenti murari siano scollegati, non siano presenti ricorsi e la muratura non sia consolidata. Qualora le condizioni della muratura analizzata siano migliori o siano stati realizzati interventi di consolidamento è possibile amplificare i suddetti valori utilizzando i coefficienti migliorativi

forniti, per ciascuna tipologia muraria, alla tab. C8.5.II. La circolare n.7/2019 ha confermato la possibilità (già prevista nella circolare del 2009) di applicare in forma moltiplicativa più coefficienti qualora siano presenti più condizioni migliorative contemporaneamente o sia stato eseguito più di un intervento di consolidamento; è stato posto però un limite sia nel primo caso (si possono considerare solo i due coefficienti più alti) che nel secondo (è stato indicato, per il coefficiente risultante dal prodotto, un valore massimo che non può essere superato).

In accordo con tali indicazioni, in Tabella 2 i valori delle resistenze a taglio ottenuti sperimentalmente sono confrontati con i valori proposti dalla circolare per le rispettive tipologie murarie.

Per quanto riguarda i campioni non rinforzati i valori sperimentali sono sempre interni agli intervalli proposti dalla circolare, ad eccezione della prova SF-UR_1 eseguita sull'edificio II, caratterizzato da una muratura in mattoni pieni e malta di calce, per la quale è stata determinata una τ_0 pari a 0.020 MPa inferiore all'intervallo 0.050-0.130 MPa suggerito dalla norma.

In tutti i campioni rinforzati con CRM i coefficienti amplificativi ottenuti sperimentalmente (variabili nell'intervallo 3.2-11.3) sono sempre superiori a quelli forniti dalla circolare, che variano, per le tipologie murarie considerate, fra 1.5 e 2.5.

Nei due edifici in cui è stato possibile testare un campione rinforzato con sole iniezioni e un campione rinforzato con l'intervento combinato di iniezioni e CRM, sono stati ottenuti risultati contrastanti. Nell'edificio IV, infatti, i coefficienti sperimentali sono inferiori rispetto a quelli indicati da norma: per le iniezioni è stato trovato un coefficiente 1.2, contro il valore di norma 1.7, per l'intervento combinato un valore di 2.8 contro il valore di 3. Nell'edificio VI, invece, i coefficienti sperimentali sono entrambi largamente superiori a quelli di norma.

Tabella 1. Risultati delle prove di compressione. Per ciascun campione sono riportati: lo spessore murario (t); il carico massimo di prova (P_{max}); la resistenza a taglio ottenuta sperimentalmente (τ_0), il rapporto fra la resistenza a taglio del campione rinforzato ($\tau_{0,R}$) con la media dei relativi campioni non rinforzati ($\tau_{0,UR}$); i valori del modulo di elasticità tangenziale (G_{sec} ; G_{bil}); la resistenza a compressione delle malte impiegate per la realizzazione dell'intonaco nei sistemi di rinforzo CRM (f_c).

| Edificio | Campione | t [mm] | P_{max} [kN] | τ_0 [MPa] | $\tau_{0,R}/\tau_{0,UR}$ [-] | G_{sec} [MPa] | G_{bil} [MPa] | f_c [MPa] |
|----------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| I | CU-UR_1 | 600 | 44,11 | 0,021 | - | 35 | 20 | - |
| | CU-UR_2 | 480 | 31,20 | 0,018 | - | 29 | 18 | - |
| | CU-CRM_1r | 700 | 543,62 | 0,214 | 10,4 | - | - | 25,87 |
| | CU-CRM_2r | 565 | 422,31 | 0,209 | 11,3 | 2458 | 278 | 25,87 |
| | CU-CRM_3 | 570 | 333,38 | 0,162 | 8,8 | 2787 | 2405 | 20,64 |

| | | | | | | | | |
|-----|-----------|-----|--------|-------|-----|-----|------|-----------|
| II | SF-UR_1 | 280 | 19,61 | 0,020 | - | 226 | - | - |
| | SF-CRM_2 | 380 | 112,14 | 0,086 | 4,4 | - | - | 18,4 |
| III | PN-UR_1 | 465 | 39,12 | 0,024 | - | - | 39,6 | - |
| | PN-UR_2 | 460 | 61,77 | 0,038 | - | - | 30 | - |
| | PN-UR_3 | 470 | 44,51 | 0,026 | - | - | 61 | - |
| | PN-CRM_1r | 550 | 184,47 | 0,092 | 3,2 | - | 153 | 10,07 |
| | PN-CRM_3r | 540 | 200,81 | 0,102 | 3,5 | - | 200 | 10,07 |
| IV | CV-UR_1 | 588 | 92,29 | 0,043 | - | 459 | 147 | - |
| | CV-INI_2 | 722 | 131,98 | 0,051 | 1,2 | 176 | 111 | - |
| | CV-COM_3 | 605 | 265,16 | 0,120 | 2,8 | 530 | 285 | ≥ 10 |
| V | MIS-UR_1 | 620 | 53,00 | 0,023 | - | 82 | 66 | - |
| VI | CI-INI_1 | 505 | 146,53 | 0,083 | 3,6 | 380 | 215 | - |
| | CI-COM_2 | 595 | 346,09 | 0,163 | 7,1 | 253 | 928 | 4,37 |
| VII | PI-CRM_1 | 710 | 218,50 | 0,086 | 3,8 | 991 | 1164 | 6,51 |
| | PI-CRM_2 | 635 | 269,19 | 0,119 | 5,2 | 558 | 241 | 5,64 |
| | PI-CRM_3 | 635 | 204,11 | 0,089 | 3,9 | 764 | 308 | 2,77 |

Tabella 2. Confronto fra le resistenze a taglio ottenute sperimentalmente (τ_0) e le resistenze proposte dalla Tab. C8.5.I della circolare n. 7 del 2019 per le corrispondenti tipologie murarie non rinforzate ($\tau_{0,UR,NTC}$) e rinforzate ($\tau_{0,R,NTC}$). Per i campioni rinforzati è possibile confrontare il fattore amplificativo ottenuto sperimentalmente ($\tau_{0,R}/\tau_{0,UR}$) con il corrispondente coefficiente amplificativo proposto dalla circolare alla Tab. C8.5.II.

| Edificio | Campione | Tipologia Muraria | τ_0 [MPa] | $\tau_{0,R}/\tau_{0,UR}$ [-] | $\tau_{0,UR,NTC}$ [MPa] | Coeff. amplif. | $\tau_{0,R,NTC}$ [MPa] |
|----------|-----------|---|-------------------|---------------------------------|----------------------------|-------------------|---------------------------|
| I | CU-UR_1 | <i>Muratura in pietrame disordinata</i> | 0,021 | - | 0,018-0,032 | - | - |
| | CU-UR_2 | | 0,018 | - | 0,018-0,032 | - | - |
| | CU-CRM_1r | | 0,214 | 10,4 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |
| | CU-CRM_2r | | 0,209 | 11,3 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |
| | CU-CRM_3 | | 0,162 | 8,8 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |
| II | SF-UR_1 | <i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i> | 0,020 | - | 0,050-0,130 | - | - |
| | SF-CRM_2 | | 0,086 | 4,4 | - | 1,5 | 0,075-0,195 |
| III | PN-UR_1 | <i>Muratura in pietrame disordinata con presenza di ricorsi o listature</i> | 0,024 | - | 0,023-0,042 | - | - |
| | PN-UR_2 | | 0,038 | - | 0,023-0,042 | - | - |
| | PN-UR_3 | | 0,026 | - | 0,023-0,042 | - | - |
| | PN-CRM_1r | | 0,092 | 3,2 | - | 2,5 | 0,068-0,120 |
| | PN-CRM_3r | | 0,102 | 3,5 | - | 2,5 | 0,068-0,120 |
| IV | CV-UR_1 | <i>Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo</i> | 0,043 | - | 0,035-0,051 | - | - |
| | CV-INI_2 | | 0,051 | 1,2 | - | 1,7 | 0,060-0,087 |
| | CV-COM_3 | | 0,120 | 2,8 | - | 3 | 0,105-0,153 |
| V | MIS-UR_1 | <i>Muratura in pietrame disordinata</i> | 0,023 | - | 0,018-0,032 | - | - |
| VI | CI-INI_1 | <i>Muratura in pietrame disordinata</i> | 0,083 | 3,6 | - | 2 | 0,036-0,064 |
| | CI-COM_2 | | 0,163 | 7,1 | - | 3,5 | 0,063-0,112 |
| VII | PI-CRM_1 | <i>Muratura in pietrame disordinata</i> | 0,086 | 3,8 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |
| | PI-CRM_2 | | 0,119 | 5,2 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |
| | PI-CRM_3 | | 0,089 | 3,9 | - | 2,5 | 0,045-0,080 |

3 CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono stati confrontati i risultati di 21 prove di compressione diagonale che gli autori hanno condotto a partire dal 2009 su campioni murari ricavati da 7 edifici storici con i valori desumibili dalle tabelle riportate nella

circolare n.7/2019 per le corrispondenti tipologie murarie.

Sebbene lo studio abbia interessato un limitato numero di campioni, il confronto effettuato ha mostrato un buon accordo fra i valori delle resistenze determinati sperimentalmente e quelli proposti dalla norma.

I valori sperimentali della τ_0 relativi a campioni non rinforzati rientrano sempre

all'interno degli intervalli di variabilità di norma ad eccezione di un caso (SF_UR_1) in cui dalla prova di compressione diagonale è stato ottenuto un valore di 0.020 MPa, inferiore all'intervallo di norma (0.050-0.130 MPa). La muratura in questione non era però "a regola d'arte", trattandosi in definitiva di un muro a due teste realizzato accostando due muri ad una testa con sporadici collegamenti. I valori della tabella della circolare non possono quindi essere assunti a riferimento.

I confronti relativi a pannelli murari rinforzati indicano, in genere, il carattere cautelativo – come è logico ed opportuno che sia - dei valori proposti dalla circolare. In particolare, i campioni rinforzati con CRM hanno mostrato incrementi di resistenza sempre superiori (talvolta in misura anche rilevante) rispetto a quelli proposti da normativa. L'entità dello scostamento dei valori sperimentali da quelli della norma dipende essenzialmente dalle caratteristiche delle malte con cui è stato realizzato l'intonaco di rinforzo.

Per quanto riguarda le iniezioni, in un caso (CV-INI_2) è stato ottenuto un valore del coefficiente amplificativo inferiore rispetto a quello di norma (1.2 contro 1.7), ma evidentemente non ha alcuna rilevanza statistica.

È chiaro comunque l'opportunità di un adeguato approfondimento, conseguibile attraverso ulteriori prove sperimentali che riguardino, in particolare, pannelli murari rinforzati con tecniche combinate.

RICONOSCIMENTI

Si ringrazia Fibre Net S.p.A. per la fornitura dei materiali di rinforzo e la preparazione dei campioni negli edifici I, II, III, VI e VII.

Si ringrazia G&P Intech S.r.l. per la fornitura dei materiali di rinforzo e la preparazione dei campioni nell'edificio IV.

BIBLIOGRAFIA

- ASTM E519/E519M, 2010. Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.
- Borri, A., Castori, G., Corradi M., Sisti, R., 2013. Tecniche Innovative di Rinforzo di Murature Storiche. XV Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia", Padova, 30 giugno-4 luglio.
- Binda, L., Modena, C., Baronio, G., Abbaneo, S., 1997. Repair and investigation techniques for stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, Vol. 11, No. 3, pp 133-142
- Brignola, S.; Frumento, S.; Lagomarsino, S.; Podestà, S., 2009. Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test, *International Journal of Architectural Heritage*, 3, pp. 52-73.
- Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., 2010. The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry, *Construction and Building Materials* 24 677-685.
- Churilov, S., Dumova-Jovanoska, E., 2013. In-plane shear behaviour of unreinforced and jacketed brick masonry walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50 (2013), pp. 85–105.
- Circolare 30 luglio 1981 n. 21745 Ministero dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S. LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al DM 17 gennaio 2018.
- Corradi, M., Borri, A., Castori, G., Sisti, R., 2014. Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids, *Composites Part B: Engineering*, volume 64, pp. 33–42, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.03.022>
- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011. Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/ 2008)
- Gattesco, N., Boem., 2015. Experimental and analytical study to evaluate the effectiveness of an in-plane reinforcement for masonry walls using GFRP meshes. *Construction and Building Materials*, 88, pp 94–104.
- Ghiassi, B., Soltani, M., Tasnimi, A. A., 2012. Seismic Evaluation of masonry structures strengthened with reinforced concrete layers. *Journal of structural engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000513.
- Mazzon, N., 2010. Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings. *Tesi di dottorato XXII ciclo*, Università degli Studi di Padova.
- Oliveira, D.V., Silva, R. A., Garbin, E., Lorenço, P.B., 2012. Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research. *Materials and Structures*, 45, pp.1259–1276
- Padalu, P.K.V.R., Singh, Y., Das, S., 2018, Experimental investigation of out-of-plane behaviour of URM wall-panels strengthened using welded wire mesh. *Construction and Building Materials*, 190 (2018), pp. 1133–1153
- RILEM TC. 76-LUM, 1994. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, *RILEM Recommendations for the Testing and use of Construction Materials*, pp. 488-489, E&EN SPON, London.
- Silva, B., Dalla Benedetta, M., da Porto, F., Modena, C., 2014. Experimental assessment of in plane behavior of three leaf stone masonry walls. *Construction and Building Materials*, 53, pp.149–161
- Vintzileou, E., Mouzakis, C., Adami, C., Karapitta, L., 2015. Seismic behavior of three-leaf stone masonry buildings on two-storey masonry model. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, pp 3107–3133.