



Sperimentazioni sul Comportamento Meccanico di alcune Murature Storiche Aquilane

Antonio Borri, Giulio Castori, Marco Corradi
Dipartimento DICA – Università degli Studi di Perugia. Via Duranti 92, 06125 Perugia.

Keywords: historic masonry, diagonal compression testing, multi-leaf wall

ABSTRACT

In questo articolo vengono riportati ed analizzati i risultati di una serie di prove realizzate su murature storiche delle zone colpite dal terremoto del 2009 in Abruzzo. Una serie di sperimentazioni di laboratorio e in situ sono state realizzate al fine di determinare i parametri più appropriati per la caratterizzazione della muratura. Le prove di laboratorio sono state progettate al fine di fornire una caratterizzazione meccanica e per quanto riguarda le malte, chimica dei componenti le murature in oggetto. Le successive prove in situ sono state eseguite su pannelli murari isolati dalla restante struttura muraria con tecniche tali da non danneggiare i pannelli.

Le prove in situ hanno permesso di determinare la resistenza a taglio e i moduli di elasticità normale e tangenziale di alcune tessiture murarie tipiche delle zone prese in esame. L'analisi dei risultati è presentata unitamente al rilievo geometrico dei prospetti dei pannelli e delle sezioni murarie. I risultati ottenuti sono stati confrontati con i valori contenuti nelle vigenti normative in materia.

1 INTRODUZIONE

Nelle zone terremotate dell'Abruzzo è appena iniziata la progettazione e la conseguente opera di ricostruzione post sismica che, soprattutto per quel che riguarda le murature storiche, sarebbe meglio indirizzata se i tecnici potessero disporre di una adeguata conoscenza delle caratteristiche fisico-meccaniche e morfologiche delle murature tipiche del costruito di questa regione.

Molto spesso gli addetti ai lavori hanno utilizzato i pochi dati tecnici reperibili nella scarsa bibliografia esistente riferita nella maggior parte dei casi alle murature dell'Umbria e del Friuli colpite da precedenti eventi sismici, che possono differire anche sostanzialmente dalle murature storiche tipiche dell'Abruzzo per tessitura muraria e caratteristiche meccaniche.

La classificazione, l'analisi, la raccolta delle tipologie edilizie storiche sono state iniziate con intenti e motivazioni varie e hanno fornito, nel corso degli anni, risultati ed esiti progressivamente sempre più approfonditi. Tali

contributi hanno raramente compreso, per le difficoltà oggettive che ciò comporta, una attività sperimentale in situ al fine di determinare le più significative caratteristiche di resistenza delle murature. Queste sono state classificate in base alla tessitura, ai materiali che le costituiscono, alla sezione, più raramente in funzione dei parametri di rigidezza e resistenza a taglio.

Sperimentazioni in situ di questo tipo sono state eseguite in passato da Turnsek et al. (1971, 1980) in Slovenia realizzando una serie di prove di taglio-compressione con una pressione di confinamento pari a quella effettivamente agente sul pannello peraltro, non di sicura identificazione. In seguito Chiostrini et al. (1994) in Toscana hanno sviluppato tale tecnica prevedendo una sollecitazione di compressione imposta.

Le prove di compressione diagonale sono invece chiaramente definite dalle specifiche ASTM (1988) a cui si è fatto riferimento. Questa tipologia di prova è stata utilizzata in-situ in Italia da Chiostrini et al. (2000) e da Brignola et al. (2006) su murature storiche della Toscana,

Corradi et al. (2002, 2003), Baila et al. (2011) per murature dell'Umbria.

Numerose altre sperimentazioni hanno riguardato indagini di laboratorio in cui si è cercato di riprodurre con non poche difficoltà murature di pietrame e di mattoni pieni per la valutazione della resistenza e rigidità a taglio attraverso prove di compressione diagonale su pannelli murari non rinforzati e rinforzati (Anzani et al. 1998, Gabor et al. 2005, Corradi et al. 2008, Valluzzi et al. 2001).

In tutti i casi, sia per i diversi tipi di prove adottate dagli Autori nel corso degli anni sia per le diverse murature (per tessitura, materiali componenti, geometria delle sezioni, etc) su cui sono state realizzate le prove, il confronto tra i risultati ottenuti ha mostrato una certa dispersione dei dati.

Tuttavia si deve considerare che molte regioni sismiche sono distribuite in Italia lungo le catene appenniniche in zone rurali, economicamente poco sviluppate e caratterizzate da una edilizia storica comune prevalentemente "povera".

Nelle zone appenniniche dell'Abruzzo si è fatto per secoli largo uso nelle costruzioni di pietre prevalentemente appena sbazzate e di malte di calce ricavate da cave in prossimità dei centri abitati. Le stesse sezioni delle murature determinate dall'altezza dell'edificio, di solito non superiore ai due piani, sono quasi sempre comprese tra i 45 e i 70 cm. Ciò ha determinato in alcuni casi una sostanziale omogeneizzazione delle tecniche costruttive, ma con una forte variabilità dei materiali utilizzati che sono legati alla disponibilità locale.

L'edilizia storica correttamente apparecchiata è, come noto, in grado di resistere ad azioni statiche verticali mentre i recenti eventi sismici e in particolare il recente terremoto dell'Aquila hanno evidenziato le notevoli carenze che questo tipo di edilizia può presentare per azioni orizzontali tipiche dell'azione sismica.

La sperimentazione ha riguardato cinque pannelli di diverse dimensioni che sono stati sottoposti a prova di compressione diagonale. Le prove, realizzate in situ, hanno consentito di determinare i parametri di resistenza a taglio, i moduli di elasticità normale e tangenziale e la duttilità delle murature sottoposte a prova. Questo studio riporta i risultati delle prove realizzate soltanto sui pannelli non rinforzati. Per le prove su pannelli rinforzati come tecnica di miglioramento sismico di edifici in muratura si rimanda ad altre pubblicazioni in corso di stampa.

La zona su cui si è operato (città dell'Aquila) è ad alto rischio sismico: solo negli ultimi venti anni è stata interessata da due eventi sismici

catastrofici (nel 1915 e nel 2009) con magnitudo superiori ai 5 gradi Richter. I pannelli sono stati ricavati da edifici scelti tra quelli più rappresentativi delle tipologie murarie locali e sono stati estratti da porzioni di murature non danneggiate.

2 SPERIMENTAZIONE

2.1 Descrizione della prova

Le prove di compressione diagonale sono state realizzate su pannelli di dimensione di 120x120 cm (secondo le specifiche ASTM [22]) con sezioni di spessore variabile in funzione delle diverse murature su cui si è intervenuti. Lo scopo della prova è la determinazione della resistenza a taglio e del modulo di elasticità tangenziale della muratura. Il pannello viene isolato dalla restante parte della muratura tramite taglio con disco diamantato in modo da non arrecare disturbo al pannello così ricavato. Questo rimane ancorato alla restante muratura soltanto lungo il lato orizzontale inferiore per una lunghezza di circa 70 cm, mentre i rimanenti tre lati e parte del quarto, una volta tagliati, vengono liberati asportando parte della muratura che circonda il pannello (Fig. 1).

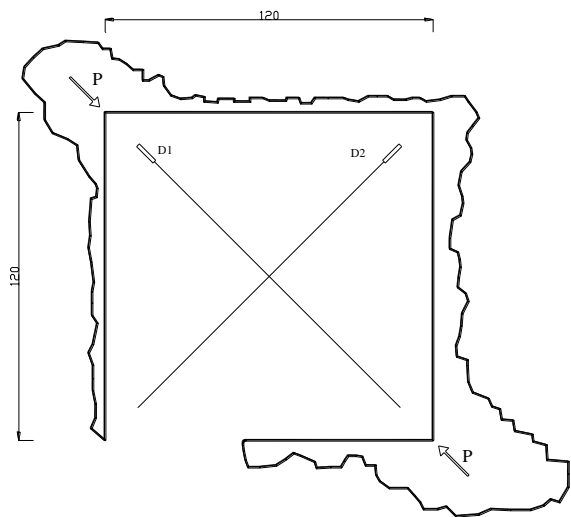


Figura 1. Layout della prova di compressione diagonale.

Il pannello è stato strumentato su entrambi i lati con trasduttori induttivi LVDT al fine di determinare le deformazioni lungo le quattro diagonali. E' stato quindi possibile acquisire gli spostamenti nel corso della prova in funzione del tempo e dell'intensità del carico applicato al martinetto.

La prova consiste in cicli di carico e scarico con valori massimi crescenti fino al raggiungimento della rottura. La durata delle prove, che sono quindi di tipo statico, è determinata dal valore del carico di rottura, con permanenze del carico minime di 10 min, nel caso dei pannelli non rinforzati e fino a 60 min, nel caso dei pannelli rinforzati.

Particolare attenzione è stata volta alla ripartizione del carico negli spigoli in modo da evitare un'eccessiva concentrazione di tensione. L'elemento metallico di ripartizione del carico interposto tra martinetto e spigolo della muratura è stato appositamente studiato e dimensionato per evitare questa eventualità.

Le grandezze acquisite, oltre agli spostamenti dei quattro trasduttori, sono il tempo e la pressione dell'olio del martinetto.

Nel caso delle prove di compressione diagonale, il cerchio di Mohr rappresentativo dello stato tensionale risulta centrato nell'origine e il valore della tensione tangenziale S_s risulta uguale a quello della tensione principale σ_1 , ed esattamente secondo la norma ASTM:

$$S_s = \frac{0.707 \cdot P}{A} \quad (1)$$

dove P è il carico di compressione diagonale generato dal martinetto e A è l'area della sezione orizzontale del pannello di muratura. Poiché per tutte le prove il carico è stato applicato ciclicamente è stato possibile valutare il modulo di taglio G per i diversi cicli di carico realizzati.

Secondo altre interpretazioni [23] il valore della resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t coincide con il valore della tensione principale massima (di trazione) nel centro del pannello in corrispondenza del raggiungimento del carico massimo P :

$$f_t = 0.5 \frac{P}{A} \quad (2)$$

Il corrispondente valore di resistenza a taglio τ_0 della muratura in accordo con il criterio di resistenza formulato da Turnsek – Cacovic può essere valutato come:

$$\tau_0 = \frac{f_t}{1.5} \quad (3)$$

Per quanto riguarda il modulo di rigidezza la norma ASTM prevede che venga ricavato secondo la seguente formulazione:

$$G = \frac{S_s}{\gamma} \quad (4)$$

Dove se indichiamo con $1A$ la lunghezza iniziale della base di misura del trasduttore induttivo di una diagonale, con $\Delta 1A$ si intende la variazione di lunghezza della diagonale (assunte positive in caso di accorciamento), e quindi con $\varepsilon_{1A} = \Delta 1A/1A$ la dilatazione lineare misurata dal trasduttore $1A$ e così per le dilatazioni degli altri trasduttori.

Avendo inoltre indicato con $1A$ e $1B$ le lunghezze delle diagonali compresse e con $2A$ e $2B$ quelle delle diagonali tese, le dilatazioni diagonali medie a compressione ed a trazione e la dilatazione di taglio γ sono quindi così definite:

$$\varepsilon_c = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta 1A}{1A} + \frac{\Delta 1B}{1B} \right) = \frac{\varepsilon_{1A} + \varepsilon_{1B}}{2} \quad (5)$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta 2A}{2A} + \frac{\Delta 2B}{2B} \right) = \frac{\varepsilon_{2A} + \varepsilon_{2B}}{2} \quad (6)$$

$$\gamma = \varepsilon_c + |\varepsilon_t| \quad (7)$$

Riferendosi anche alla curva involuppo dei cicli si sono ricavati $G_{1/3}$ (valore secante del modulo elastico tangenziale ad $1/3$ del carico massimo), G_u (a collasso):

$$G_u = \frac{S_u - S_i}{\gamma_u} \quad (8)$$

$$G_{1/3} = \frac{S_{1/3} - S_i}{\gamma_{1/3}} \quad (9)$$

I pannelli sono stati identificati da una sigla composta da quattro indici in cui il primo indica il tipo di prova (DC=compressione diagonale), il secondo la località in cui si trova l'edificio da cui sono stati ricavati i pannelli (in questo caso: A=L'Aquila), il terzo riporta il numero identificativo del pannello ed il quarto indice definisce il tipo di intervento realizzato (UR=pannello non rinforzato).

2.2 Descrizione degli edifici

Gli edifici dai quali sono stati ricavati i pannelli sono tutti situati nella città dell'Aquila. Nella seguente sezione verrà riportata una descrizione degli edifici e delle murature portanti.

2.2.1 Edifici di Porta Napoli

Nei pressi di Porta Napoli a L'Aquila sono stati individuati una serie di edifici in muratura dai quali sono stati ricavati tre pannelli. Si tratta di costruzioni uguali per tessitura muraria, spessore dei pannelli, numero di piani, materiali utilizzati ed epoca di costruzione.

In particolare gli edifici dai quali sono stati ricavati i pannelli sono stati costruiti tra le due guerre mondiali per ospitare le persone colpite dal terremoto di Avezzano (Fig. 2). Tutti questi edifici si sviluppano su 3 piani fuori terra, oltre ad un piano cantina posto nell'interrato. I muri sono in pietra sbozzata, con due paramenti debolmente ammortati; la muratura è listata da ricorsi doppi di mattoni pieni posti ad un interasse di circa 90 cm e la malta è di calce aerea (Fig. 3).



Figura 2. Gli edifici di Porta Napoli.



Figura 3. Particolare della tessitura muraria con listatura di mattoni degli edifici di Porta Napoli.

2.2.2 Edificio di S. Maria della Misericordia

La chiesa di Santa Maria della Misericordia è situata nel centro storico dell'Aquila ed è stata

gravemente danneggiata degli eventi sismici del 2009. Anche l'adiacente casa parrocchiale (Fig. 4) ha subito ingenti danni. Tuttavia in prossimità dei maschi murari situati al di sotto di due finestre del piano terra in una parete della casa parrocchiale solo leggermente danneggiata, sono stati ricavati due pannelli per prove di compressione diagonale delle dimensioni di 120x120 cm.

I pannelli sono realizzati in pietrame appena sbozzato legato insieme da una malta di calce aerea. L'orizzontalità dei giunti è parzialmente rispettata, come anche lo sfasamento di quelli verticali. Al netto degli intonaci lo spessore di questi pannelli è risultato di circa 62 cm. Le dimensioni del pietrame è di piccola-media taglia. Per tale motivo queste murature dovrebbero essere considerate a tre paramenti.

Dei due pannelli soltanto uno è stato sottoposto a prova senza nessun tipo di rinforzo con il solo scopo di valutare alcuni parametri meccanici di questa muratura.



Figura 4. La casa parrocchiale di Santa Maria della Misericordia.

2.2.3 Edificio di via XX settembre

Anche in questo caso si tratta di un edificio di edilizia popolare ed ordinaria realizzato immediatamente dopo il terremoto di Avezzano del 1915 (Fig. 5). L'edificio è situato nelle immediate adiacenze del centro storico della città in una zona di espansione lungo la direttrice di via XX Settembre. La struttura portante è interamente in muratura di pietrame listata da ricorsi doppi di mattoni pieni posti ad un interasse di circa 75 cm ed i maschi murari sono caratterizzati da spessori significativi fino a 75 cm (Fig. 6). Per le dimensioni in sezione dei maschi murari questa muratura può essere

considerata di pietre calcacee appena lavorate e sbozzate a tre paramenti (muratura a sacco). I due paramenti più esterni sono caratterizzati da uno spessore di circa 27-30 cm mentre il sacco centrale si sviluppa per 15-20 cm.



Figura 5. L'edificio di Via XX Settembre.



Figura 6. Particolare della tessitura muraria dell'edificio in Via XX Settembre.

Il pietrame delle murature è stato caratterizzato meccanicamente attraverso cinque prove di compressione su cubetti di pietra delle dimensioni nominali di 50 mm. I risultati ottenuti da tali prove sono stati estremamente dispersi con resistenze massime di 58.7 MPa e minime di 21.0 MPa. Ciò è dovuto alla presenza di inclusioni e difetti all'interno del pietrame che determina le forti riduzioni della resistenza a compressione. Il peso specifico delle pietre è risultato al contrario meno disperso con un valore medio di 2751 kg/m³. Anche i mattoni che costituiscono la listatura sono stati sottoposti a prove di compressione ed è stata misurata una resistenza nella direzione dei carichi verticali di 7.1 MPa ed una densità di 1750 kg/m³.

2.2.4 Palazzo Branconi Farinosi

L'edificio è situato nel centro storico della città dell'Aquila ed è il risultato dell'aggregazione di una serie di edifici di epoca medioevale. Le forme dell'attuale palazzo sono il risultato delle trasformazioni ad opera di Girolamo Branconio nella prima metà del Seicento (Fig. 7). Il Palazzo fu gravemente danneggiato dai terremoti del 1703 e del 1915.



Figura 7. Prospetto principale di Palazzo Branconi-Farinosi.



Figura 8. Particolare della tessitura muraria dei pannelli in muratura estratti da Palazzo Branconi-Farinosi.

Presso questo edificio sono stati individuati e provati due pannelli, di cui uno sottoposto a prova senza nessun tipo di rinforzo. I due pannelli sono costituiti da una tessitura muraria simile realizzata con pietrame appena sbozzato a realizzare un muro di spessore pari a 68 cm al netto dello strato di intonaco superficiale. In Figura 8 è possibile osservare le pietre della tessitura muraria le cui dimensioni maggiori sono

di circa 22-27 cm. Anche in questo caso la malta è a base di calce aerea.

In Tabella 1 è riportato il programma delle prove eseguite presso i quattro edifici storici situati a L'Aquila per un totale di 6 pannelli murari.

Tabella 1. Elenco delle prove di compressione diagonale.

Prova	Sezione (cm)	Edificio
DC-A-01-UR	68	Palazzo Branconi
DC-A-08-UR	75	Via XX Settembre
DC-A-11-UR	62	S.M. Misericordia
DC-A-13-UR	47	Porta Napoli
DC-A-14-UR	46.5	Porta Napoli
DC-A-15-UR	46	Porta Napoli

3 RISULTATI SPERIMENTALI

Le prime prove tese alla valutazione delle proprietà meccaniche delle murature aquilane sono state realizzate su alcuni maschi murari non lesionati all'interno di palazzo Branconi-Farinosi.

In particolare alcuni dei pannelli sottoposti a prova di compressione diagonale sono stati rinforzati con tecniche innovative in via preventiva o come tecnica di riparazione. In questa sede tuttavia i risultati delle prove su murature rinforzate non vengono analizzati rimandando ad una pubblicazione successiva.

In Tabella 2 vengono riportati i risultati delle prove di compressione diagonale eseguite presso tutti i quattro edifici individuati a L'Aquila.

Tabella 2. Risultati delle prove di compressione diagonale.

Prova	Sezione (cm)	S_S (MPa)	τ_0 (MPa)	$G_{1/3}$ (MPa)
DC-A-01-UR	68	0.071	0.033	111
DC-A-08-UR	75	0.047	0.022	197
DC-A-11-UR	62	0.049	0.023	53
DC-A-13-UR	47	0.055	0.026	261
DC-A-14-UR	46.5	0.078	0.036	50
DC-A-15-UR	46	0.050	0.024	76

Per quanto riguarda le prove realizzate presso gli edifici di Porta Napoli è possibile osservare in Tabella 1 ed in Figura 10 che è stata misurata una resistenza a taglio S_S media di 0.061 MPa. Si tratta in particolare di una muratura in pietrame a due paramenti debolmente ammorsati con listature doppie di mattoni pieni. I risultati, in termini di resistenza a taglio, risultano poco dispersi.



Figura 9. La prova di compressione diagonale presso l'edificio di Santa Maria della Misericordia.

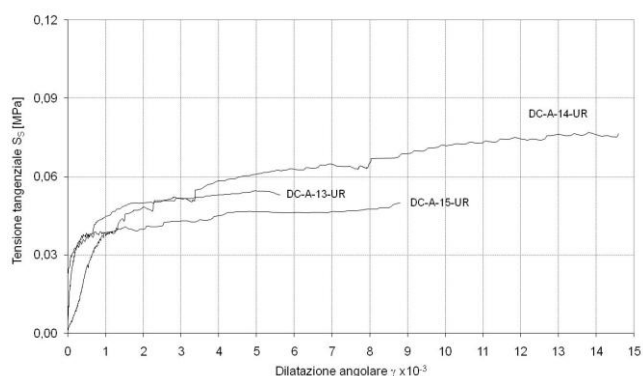


Figura 10. Andamento delle dilatazioni lineari in funzione della tensione di taglio S_S per i pannelli di porta Napoli.

È interessante confrontare i risultati delle prove svolte con i valori riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in cui vengono stimate le resistenze e le rigidità normali ed a taglio di alcune murature storiche (Fig. 11).

La tabella della Circolare è stata ottenuta dai risultati sperimentali di numerose prove di compressione e di taglio su murature storiche realizzate da molti ricercatori. Da tale confronto emerge chiaramente che le murature provate a L'Aquila presentano resistenza a taglio leggermente più basse di quelle che si dedurrebbero dalla tabella della Circolare. Tuttavia pur essendo le murature di Palazzo Branconi-Farinosi e di Via XX Settembre caratterizzate da uno spessore significativo e quindi identificabili come una muratura a tre paramenti (quindi con nucleo interno), non è possibile identificare tali murature con la voce "Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno" la cui resistenza a taglio, secondo la (3) è stimabile in

0.035-0.051 MPa in quanto il pietrame non è a “conci sbozzati”. Più opportuna risulta la classificazione in “Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)” la cui resistenza a tagli viene stimata in tabella in 0.02-0.032 MPa. In presenza di nucleo interno tali valori andrebbero diminuiti del 10% (Fig. 12). In tal caso i risultati sperimentali di Palazzo Branconi-Farinosi ($\tau_0=0.033$ MPa) andrebbero confrontati con il valore medio di tabella di 0.018-0.0305 MPa.

Nel caso del pannello di Santa Maria della Misericordia la resistenza a taglio misurata è risultata di 0.023 MPa, anche in questo caso comparabile con il valore più basso del range riportato in Circolare per la muratura storica più scadente che la norma considera.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Figura 11. Tabella C8A.2.1 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.

Inoltre nel caso di presenza di listature la Circolare prevede un incremento della resistenza a taglio pari al 30%. E' questo il caso dei pannelli murari di Porta Napoli e di via XX Settembre dove è stata misurata una resistenza a taglio media τ_0 di 0.0286 MPa (pannelli di Porta Napoli) e di 0.022 MPa (pannello di Via XX Settembre) contro un valore di 0.026-0.042 MPa suggerito dalla tabella C8A.2.1 della Circolare (Fig. 12). In tal caso si otterrebbe una differenza tra valori medi di Circolare/Prove sperimentali condotte sugli edifici dell'Aquila di quasi il -20%.

La voce di Tabella in Circolare “Muratura in pietre a spacco con buona tessitura”

determinerebbe una significativa sovrastima della resistenza a taglio di queste murature ($\tau_0=0.056-0.074$ MPa).

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Figura 12. Tabella C8A.2.2 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.

Per quanto riguarda la rigidità a taglio G i valori riportati nella Circolare sono più elevati di quelli ottenuti dalla prove sperimentali. La norma infatti riporta valori delle rigidità a taglio compresi per le “murature storiche” tra 230 e 940 MPa, contro valori sperimentali compresi tra 50 e 261 MPa.

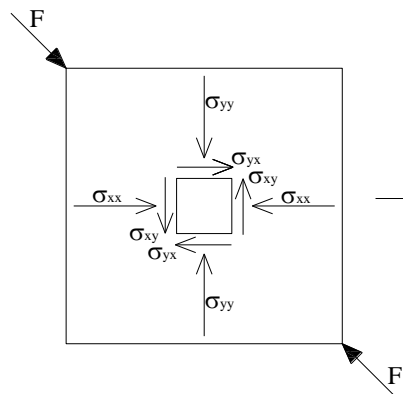


Figura 13. Stato tensionale al centro di pannello per una prova di compressione diagonale.

La norma tuttavia non indica con sufficiente chiarezza le modalità con le quali la rigidità a taglio debba essere determinata. Facendo riferimento alla norma americana ASTM, la rigidità a taglio è stata determinata con l'eq. (9), cioè come pendenza della retta secante ad 1/3 della massima tensione di taglio, determinata con l'eq. (1) in una prova di compressione diagonale. Notoriamente esistono altre formulazioni che consentono di stimare la rigidità e la resistenza a taglio di un pannello in muratura. Infatti, considerando la muratura come un solido elastico, omogeneo ed isotropo il carico

concentrato diagonale crea un complesso stato tensionale che solo nella parte centrale del pannello presenta uno stato di tensione biassiale ragionevolmente uniforme (Figs. 13-14), per cui:

$$\tau = 1.05 \frac{P}{A} \quad (10)$$

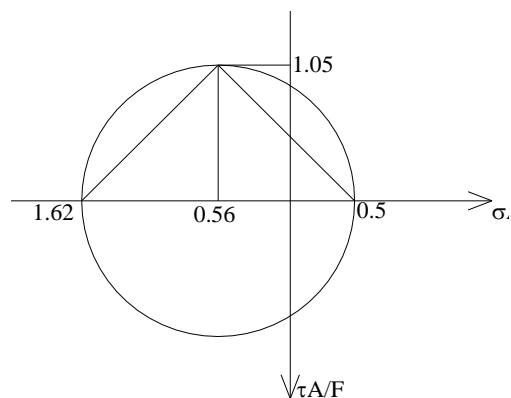


Figura 14. Risultati teorici dello stato tensionale al centro di pannello per una prova di compressione diagonale.

Tuttavia, se da un lato è possibile stimare lo stato tensionale in un punto al centro del pannello con la (10), dall'altro le deformazioni diagonali misurate sperimentalmente lungo le diagonali tese e compresse attraverso trasduttori induttivi (LVDT) sono deformazioni *medie* sulle intere lunghezze delle basi di misura che di solito hanno uno sviluppo di circa 1 metro. Non risulta quindi praticabile il calcolo della rigidezza a taglio partendo dalla formula (10).

Un'altra formulazione proposta per poter valutare l'entità del modulo di taglio al variare del livello di fessurazione del pannello, si basa sulla determinazione di un valore del modulo di taglio rappresentativo di ciascun ciclo della prova, costruendo una curva bilineare equivalente al ciclo in termini di energia dissipata (area sottesa) (Figs. 15-16). Un valore complessivo, rappresentativo della condizione fessurata del modulo di taglio della muratura, grandezza richiesta per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza dell'edificio, potrà essere analogamente individuato a partire dalla curva di inviluppo della curva ciclica.

Anche in questo caso, la stima del modulo di taglio può comportare errori non trascurabili soprattutto se la muratura presenta un comportamento "incrudente" che comporta un netto disaccoppiamento tra andamento sperimentalmente e bilineare equivalente (vedasi ad esempio alcuni grafici riportati in Fig. 10).

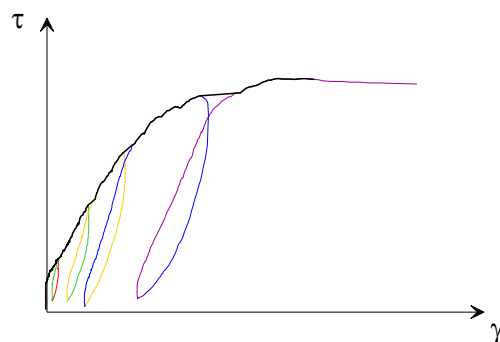


Figura 15. Determinazione della curva inviluppo dei cicli di carico e scarico.

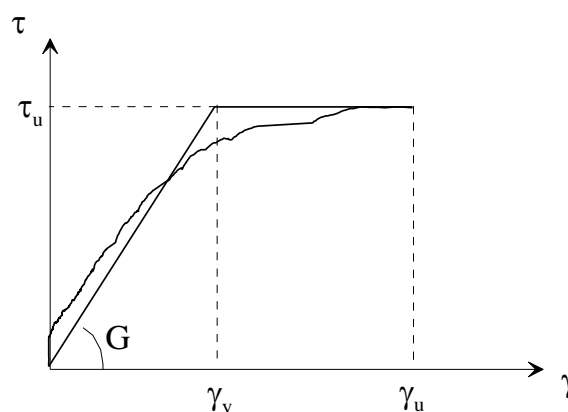


Figura 16. Determinazione della curva bilineare equivalente per la determinazione dei moduli di taglio di pannelli murari.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati riportati i risultati di una serie di sperimentazioni su pannelli murari non lesionati ricavati da quattro edifici storici situati nella città di L'Aquila costruiti tra il XV ed XX secolo.

Le tipologie murarie riscontrate sono riconducibili alla classe più scadente in termini di proprietà meccaniche definita dalla Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617 come "Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)". I risultati delle prove di compressione diagonale eseguiti su sei pannelli delle dimensioni nominali di 120x120 cm in termini di resistenze a taglio sperimentalmente risultano leggermente minori di quelle suggerite dalle tabelle di normativa. In particolare i pannelli in muratura listata di mattoni pieni hanno evidenziato una resistenza di circa il 20% più bassa di quella della tabella C8A.2.1. della sopracitata circolare.

Per quanto riguarda i moduli di taglio G i valori sperimentali risultano significativamente differenti da quelli riportati nella Circolare. Tuttavia in questo caso le modalità di calcolo di questo parametro meccanico non sono chiaramente definiti dalla normativa.

REFERENCES

- Anzani, A., Baronio, G., Binda, L., 1998. Multiple Leaf Stone Masonry as a Composite: the Role of Materials on its Behaviour and Repair. In: *Compatible Materials for the Protection of European Cultural Heritage - PACT 55*. Technical Chamber of Greece, 177-212.
- ASTM E 519-81, 1981. Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, American Society for Testing Materials.
- Baila, A., Binda, L., Borri, A., Cangi, G., Cardani, G., Castori, G., Corradi, M., De Maria, A., Del Monte, E., Donà, C., Galano, L., Giannantoni, A., Ortolani, B., Pagliuzzi, A., Saisi, A., Sperandio, D., Speranzini, E., Tedeschi, C., Vignoli, A., 2011. *Manuale delle murature storiche*, Dei, Roma, ISBN: 978.88.496.0403.0.
- Brignola, A., 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(1):52-73.
- Chiostrini, S., Galano, L., Vignoli, A., 2000. On the determination of strength of ancient masonry walls via experimental tests. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Australia: Auckland.
- Chiostrini, S., Vignoli, A., 1994. In-situ determination of the strength properties of masonry walls by destructive shear and compression tests. *Masonry International*; 7(3): 87-96.
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).
- Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A., 2002. Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbrian-Marche earthquake of 1997-1998. *Construction and Building Materials*; 16(4): 229-239.
- Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A., 2003. Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Construction and Building Materials*; 17(5): 325-337.
- Corradi, M., Tedeschi, C., Binda, L., Borri, A., 2008. Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: deep repointing. *Construction and Building Materials*; 22(4): 463-472.
- Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E., Hamelin P., 2005. Analysis of the in-plane behavior of FRP reinforced hollow brick masonry walls. *Structural Engineering and Mechanics*; 19(3): 237-260.
- Magenes, G., Calvi, G. M. 1997. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering of Structural Dynamics* 26:1091-1112
- Turnsek, V., Cacovic, F., 1971. Some experimental result on the strength of brick masonry walls. *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference*. United Kingdom: Stoke-on-Trent.

- Turnsek, V., Sheppard, P.F., 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering*. Sept. 8-13, 517-573, Bosnia-Erzegovina.
- Valluzzi, M.R., Binda, L., Modena, C., 2005. Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing. *Construction and Building Materials*; 19(1): 63-73.
- Valluzzi, M.R., Tinazzi, D., Modena, C., 2001. Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Construction and Building Materials*; 16(7): 409-416.

5 RINGRAZIAMENTI

Le prove sono state eseguite con il contributo della Convenzione Dipartimento di Protezione Civile - Consorzio ReLUIS (Progetto 2010-2012) AT1, task 1.1.1.

Si ringraziano: l'Ing. Marco Balducci, l'Ing. Francesco Bartocci, l'Arch. Antonio Castellucci, il Prof. Riccardo Dalla Negra, l'Ing. Marco Marzoni e l'Ing. Antonio Mannella per la preziosa e cortese collaborazione e gli Ingegneri Paolo Neri, Simone Tralascia, Alessio Molinari ed il geom. Carlo Basciani e la Unilab, spin off della Università di Perugia, per il supporto e l'assistenza durante l'esecuzione delle prove.