

Risposta meccanica della muratura di mattoni pieni presso-inflessa rinforzata con fibre di carbonio

DI A. BRENCICH, C. CORRADI, E. STERPI

DISEG DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE E GEOTECNICA, FACOLTÀ DI INGEGNERIA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA

Sulla base di alcune prove sperimentali con carico centrato e con carico eccentrico, a simulare condizioni di forte presso-flessione, sia di una muratura ordinaria che in presenza di rinforzi in CFRP, vengono discusse le ipotesi alla base delle tradizionali tecniche di calcolo, come la conservazione delle sezioni piane, gli effetti del rinforzo sulla capacità portante dell'elemento strutturale e sulla sua fragilità, nonché proposta una procedura di dimensionamento del rinforzo. I primi risultati di questa ricerca, discussi nella tesi di laurea di due degli autori, hanno vinto il premio ANDIL-Icers 2002.

INTRODUZIONE

Da molti anni una parte rilevante dell'attività edilizia si è concentrata sul recupero e riadattamento degli edifici esistenti. Inizialmente, la prassi costruttiva e progettuale comune, strettamente legata alla cultura del cemento armato, ha condotto all'introduzione generalizzata di solai latero-cementizi, cordoli in c.a. e talvolta anche di travi e pilastri in strutture a muratura portante, in sostituzione degli originari solai in legno e di alcune delle murature di spina. Gli eventi sismici degli ultimi vent'anni, e specificamente quelli del 1997 che hanno interessato le Marche e l'Umbria e del 2002 nel Molise, hanno messo in evidenza l'inadeguatezza di questi interventi (*Baratta et al.*, 1997, *Capaldini e Vasapollo*, 1998, *Menditto e Capozucca*, 1998, *Decanini et al.*, 2004, *Augenti et al.*, 2004) imponendo la ricerca di tecniche di rinforzo alternative.

Il consolidamento degli edifici monumentali, con l'esigenza di conservazione delle murature e delle loro funzioni strutturali originarie giustamente posta dalle Soprintendenze, ha avuto la funzione di sprone verso la ricerca di nuove tecniche, che, limitando l'inserimento di elementi in cemento armato, recuperano e razionalizzano le tipologie strutturali tradizionali, e di nuovi materiali, come l'acciaio inox (*Garrity*, 2001), le fibre di vetro inizialmente e, recentemente, le fibre di carbonio, che consentono interventi sostanzialmente reversibili (*Gilstrap*, 1998, *Triantafillou*, 1998, *Foraboschi*,

2001, *Hamoush et al.*, 2001 e 2002, *Valluzzi et al.*, 2001, *Hamilton*, 2002). Il dimensionamento dei rinforzi applicati alle strutture murarie mediante questi nuovi materiali viene usualmente eseguito secondo procedure euristiche, spesso estrapolate da consolidate tecniche per il cemento armato (*Triantafillou*, 1998, *Hamoush et al.*, 2001 e 2002, *Hamilton*, 2002); ne risultano rinforzi, talvolta eccessivi, il cui effetto sulla struttura appare non sempre definito con chiarezza. Inoltre, la risposta della struttura rinforzata allo stato limite ultimo di collasso rimane, ancora oggi, solo parzialmente conosciuto, il che può spiegare una certa lentezza nella diffusione delle nuove tecniche.

Anche le procedure di progettazione e di verifica di strutture murarie ordinarie si basano, sebbene non sempre in modo esplicito, su ipotesi semplificative. La struttura interna della muratura, anisotropa e non omogenea, presenta moduli ripetitivi (mattoni e giunti di malta) di dimensioni inferiori, di almeno un ordine di grandezza, rispetto alle dimensioni caratteristiche degli elementi strutturali (pareti e maschi murari). Questo consente di ritenere secondario l'effetto dell'anisotropia del materiale e del gradiente di tensione nell'elemento strutturale, e di assumere schemi statici semplificati con distribuzioni di tensione uniformi o, comunque, regolari, trascurando le concentrazioni di tensione nella muratura. Le modalità di rottura degli elementi murari, simili per molti versi a quelle dei materiali omogenei, supportano questo approccio.

La verifica di sicurezza di una muratura, ultima fase dell'iter progettuale, per quanto dettagliate ne siano le procedure, richiede la definizione della resistenza della muratura a compressione assiale. Diversi modelli meccanici (*Hilsdorf*, 1969, *Francis et al.*, 1971, *Atkinson e Noland*, 1983, *Biolzi*, 1988) modellano la muratura di mattoni pieni come un materiale stratificato illimitato, con strati di elementi di laterizio alternati a strati di malta di minore spessore (i giunti).

La congruenza degli spostamenti all'interfaccia tra il laterizio e la malta determina uno stato di compressione triassiale nella malta stessa e di compressione-

trazione trasversale nel mattone che conduce a collasso la muratura per crisi del laterizio.

Tali approcci sovrastimano, in genere in misura significativa, i risultati sperimentali in quanto non sono in grado di rappresentare la concentrazione di tensione che si realizza in corrispondenza del bordo libero della muratura (Rots, 1991).

Una classe specifica di manufatti in muratura è costituita dagli elementi strutturali fortemente presso-inflessi, come archi, volte, pilastri murari e pareti con forti carichi eccentrici. La rilevanza tecnica del problema emerge quando si pensi ai ponti ferroviari, in servizio da oltre cento anni, in taluni casi degradati dal tempo, e presenti sulla rete infrastrutturale nazionale in numero così elevato, oltre 60.000, da rendere impossibile la loro totale sostituzione. Nelle strutture presso-inflesse, il forte gradiente di tensione che si realizza nello spessore dell'elemento rende le dimensioni geometriche del mattone, unità ripetitiva della muratura, non più trascurabili rispetto all'elemento strutturale e le procedure ed i criteri di verifica usuali, sviluppati e collaudati per le pareti murarie, divengono inapplicabili. La stessa definizione della resistenza a compressione diviene problematica: è un parametro meccanico caratteristico della muratura ovvero dipende dall'eccentricità del carico, e quindi dall'entità del gradiente tensionale? Il rinforzo con CFRP di questo tipo di strutture, piuttosto frequente nel caso di consolidamento di volte, pone un'ulteriore questione tecnica: come dimensionare i rinforzi e come questi modificano il meccanismo di collasso della muratura. Di particolare rilievo, specie in questo periodo di aggiornamento della normativa sismica nazionale (O.P.C.M. 3274 e ss. mm ed int., 2003) è la fragilità della struttura rinforzata: l'aumento di resistenza induce un aumento di fragilità, come si verifica sperimentalmente per i rinforzi superficiali delle pareti di taglio?

Questo lavoro presenta i risultati di una ricerca finalizzata a chiarire alcuni aspetti di questo problema.

PRISMI DI PROVA E PROCEDURA SPERIMENTALE

Una struttura ad arco elementare può essere studiata con riferimento alla sua generica unità ripetitiva, costituita da un giunto di malta e dai due mezzi mattoni ad essa adiacenti, ovvero da un piccolo assemblaggio di unità ripetitive come un prisma costituito da quattro mattoni (figura 1).

In particolare, sono stati studiati impilaggi di quattro mattoni (5,5 x 10 x 24 cm) e 5 strati di malta (10 mm di spessore) per un'altezza totale di 27 cm (figura 2). Le dimensioni dei prismi e la rigidità delle piastre di ripartizione, di 6 cm di spessore, consentono di considerare il carico applicato uniformemente sulla testa del prisma riproducendo un gradiente di tensione che, in corrispondenza del centro del prisma, è analogo a quello dell'arco.

I prismi sono stati realizzati con mattoni pieni "fac-

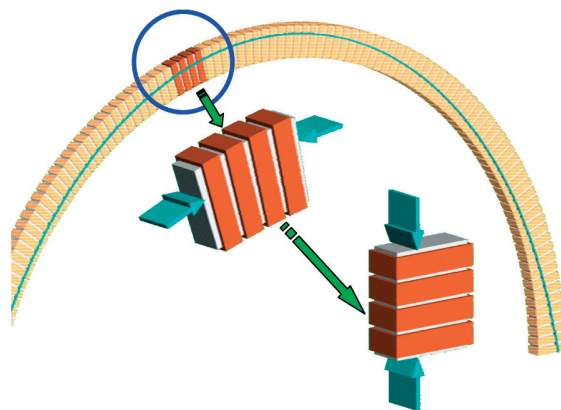


Fig. 1 - Estrazione del modello sperimentale da un arco elementare.

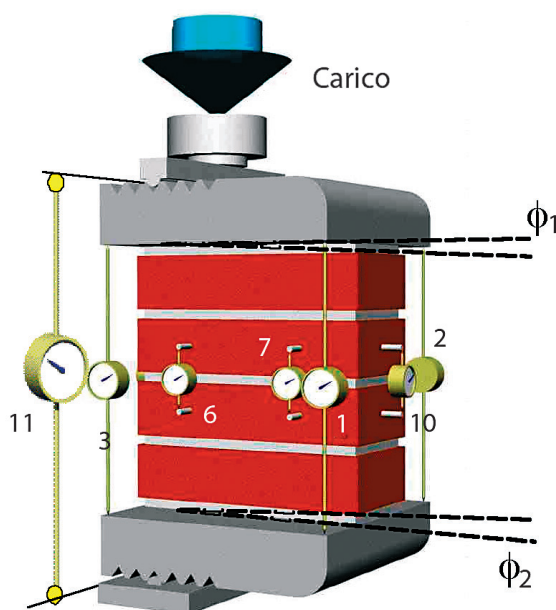


Fig. 2 - Prisma di muratura e assetto sperimentale.

cia a vista" che, nella produzione attuale, meglio rappresentano i mattoni storici impiegati in archi e volte, e una malta bastarda 1:1:5 a rappresentare una malta di tipo M3. In periodi distinti sono state realizzate due serie di prismi con malte differenti per il rapporto cemento/acqua (3,9 per la prima serie e 6,6 per la seconda), a rappresentare diverse modalità esecutive. I prismi sono stati lasciati a maturazione per 60 giorni a temperatura ambiente ad umidità controllata. Le caratteristiche meccaniche della malta e del laterizio sono state determinate (tabella 1) con prove di flessione su tre punti e per compressione diretta (UNI EN 8942-3, 1996, UNI EN 1015-11, 2001).

Il rinforzo in CFRP (figura 3) consiste nella disposizione di due nastri paralleli di fibra di carbonio, ognuno di larghezza 4 cm, nella zona tesa della muratura, incollati mediante resina epossidica previa "rasatura" con betoncino epossidico della faccia da rinforzare (tabella 2).

Con l'obiettivo di rilevare la risposta meccanica globale della muratura, e di verificare la classica ipotesi

Tab. I - Caratteristiche meccaniche di malta e mattoni.

MATTONI	
f_c (diretta)	19.90 ± 4.37 MPa
f_t (TPB)	3.39 ± 0.26 MPa
1:1:5 MALTA	Serie n. 1 - c/a=3.9
f_c (diretta)	11.39 ± 0.11 MPa
f_t (TPB)	3.30 ± 0.22 MPa
1:1:5 MALTA	Serie n. 2 - c/a=6.6
f_c (diretta)	14.72 ± 0.76 MPa
f_t (TPB)	4.19 ± 0.62 MPa

si di conservazione delle sezioni piane, sono stati rilevati: gli spostamenti verticali assoluti; gli spostamenti di 6 punti (al centro del lato minore, ad 1/4 e a 3/4 del lato maggiore) a cavallo del giunto di malta centrale; gli spostamenti delle piastre di ripartizione agli spigoli, in modo da rilevare le rotazioni ϕ_1 e ϕ_2 delle piastre stesse (fig. 2) e controllare le rotazioni secondarie fuori dal piano.

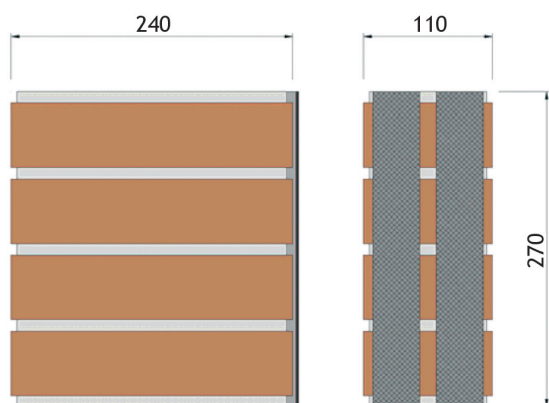


Fig. 3 - Schema del prisma rinforzato (misure in mm).

Per poter rilevare anche la fase di *softening* della risposta della muratura, è necessario che il carico venga applicato mediante un sistema a controllo di spostamento; procedure di carico in controllo di forza, ovvero mediante martino idraulico, non consentirebbero di rilevare la fase di *softening*. Nello specifico, il carico è stato applicato secondo le modalità di figura 2, misurando la forza applicata con una cella di carico ad alta precisione (errore <0.5%).

Tab. II - Caratteristiche meccaniche del rinforzo in CFRP.

Spessore	0.167 mm
Peso	300 gr/m ²
Modulo elastico E	> 230000 MPa
Resistenza a trazione	> 3400 MPa
Deformazione ultima	> 1.3%

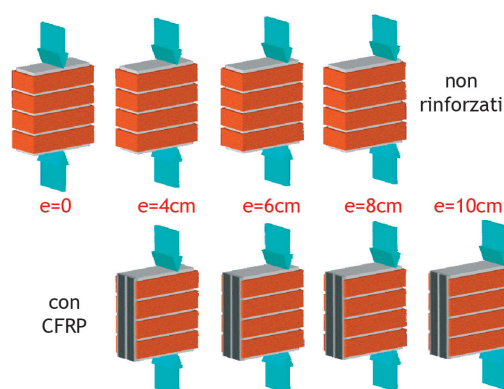


Fig. 4 - Rappresentazione del programma di prove.

Gli snodi cilindrici, alloggiati in appositi incavi all'interno delle piastre di ripartizione, consentono di applicare il carico con diversa eccentricità sulla testa, rettificata, dei prismi.

La figura 4 riassume le prove sperimentali eseguite su ciascuna serie di prismi realizzata.

L'eccentricità di 10 cm è risultata eccessiva per i prismi non rinforzati; le prove assiali a carico centrato ($e = 0$) consentono di confrontare la risposta della muratura in condizione di presso-flessione con la muratura caricata assialmente, cui si riferiscono le comuni tecniche di progettazione e verifica.

RISULTATI DELLE PROVE

I risultati sono rappresentati dalle curve carico-spostamento e dalla resistenza a compressione f_c , dal modulo elastico E e dal rapporto tra deformazione a rottura ϵ_{ut} e deformazione al limite elastico ϵ_{el} , definito duttilità δ_{ut} del materiale ($\delta_{ut} = \epsilon_{ut} / \epsilon_{el}$).

MURATURA NON RINFORZATA (NR)

Le risposte carico-spostamento dei prismi non rinforzati sono riassunte in figura 5 per le due serie di prove. La risposta in condizione di carico centrato ($e=0$) è manifestamente lineare fino al carico massimo; successivamente la deformazione anelastica si manifesta a carico pressoché costante, o con modeste cadute di carico: per questo motivo, nel seguito, viene considerata costante. Le due serie di prismi non rinforzati, differenti solo per la quantità d'acqua presente nella malta, mostrano una risposta meccanica qualitativamente simile, con differenze solo quantitative sia nel carico di collasso raggiunto, sia nell'entità delle deformazioni a rottura (tabella 3).

Gli spostamenti misurati a cavallo del giunto centrale di malta, diagrammati rispettando le posizioni relative tra basi di misura e baricentro della sezione, sono riportati in figura 6. Le linee si riferiscono ai diversi passi della storia di carico assumendo come 100% la deformazione globale associata al massimo carico; il 125% e il 150% si riferiscono ad una deformazione pari a 1,25 e 1,5 volte quella corrisponden-

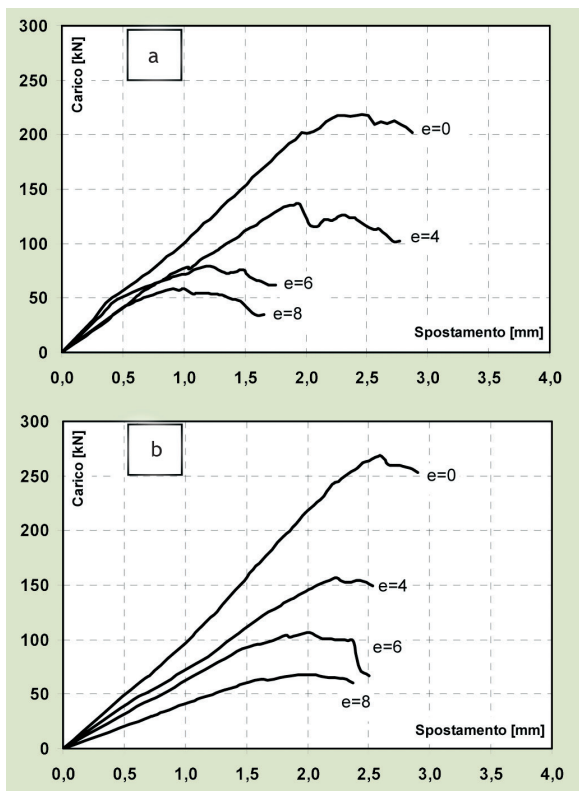


Fig. 5 - Diagrammi carico-spostamento dei prismi non rinforzati: a) prima serie; b) seconda serie.

te al carico di picco. Si può ritenere che durante il processo di carico la sezione media del giunto centrale si deformi mantenendosi sostanzialmente piana; l'aumento rilevante dello spostamento al raggiungimento del carico massimo (parte destra di figura 6) è dovuto alla rottura della zona maggiormente compressa del prisma.

I meccanismi di collasso sono stati analoghi indipendentemente dall'eccentricità del carico (figure 7 ed 8) con formazione delle fessure a circa 10 mm dal bordo libero del mattone. Questo risultato, tipico della murature non rinforzate, evidenzia come il collasso di una muratura di mattoni pieni sia determinato da concentrazioni locali di tensione a breve distanza dalla superficie (Brencich et al., 2003, Brencich e Gambarotta, 2005). Questo risultato evidenzia come le teorie che assumono per la muratura un modello a strati illimitati trascurino un aspetto fondamentale nel collasso della muratura: gli effetti di bordo sul mattone.

Tab.III - Parametri meccanici della muratura.

	Serie n. 1	Serie n. 2
Resistenza a compr. f_c [MPa]	9.9	13.5
Modulo elastico E [MPa]	1260	1620
Deformazione elastica ϵ_{el}	0.0074	0.0088
Deformazione ultima ϵ_{ul}	0.0105	0.0107
Parametro di duttilità $\delta = \epsilon_{ul} / \epsilon_{el}$	1.42	1.20

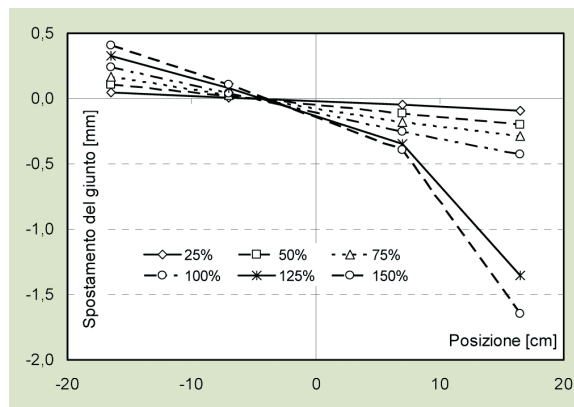


Fig. 6 - Posizione del giunto centrale in funzione della deformazione assiale ($e=8\text{cm}$).

PRISMI MURARI RINFORZATI MEDIANTE CFRP

La risposta dei prismi rinforzati è rappresentata in figura 9. Si osserva come le risposte siano analoghe a quelle dei prismi privi di rinforzo senza riduzione della duttilità δ del materiale. Il meccanismo di collasso dei prismi rinforzati è analogo a quello dei prismi non rinforzati, con formazione di fessure a circa 10 mm dalla superficie del laterizio e delaminazione della cortecchia esterna del mattone, secondo meccanismi simili a quelli di figura 7.

Il confronto tra le risposte dei prismi rinforzati e NR, a parità di eccentricità, è mostrato in figura 10 per l'eccentricità di 6 ed 8 cm ($e/h = 1/4$ e $1/3$):

1. l'aumento di capacità portante è in media il 40% della resistenza del materiale originario senza che la duttilità del materiale ne sia ridotta;
2. per moderati livelli di carico la risposta meccanica non sembra risentire del rinforzo.

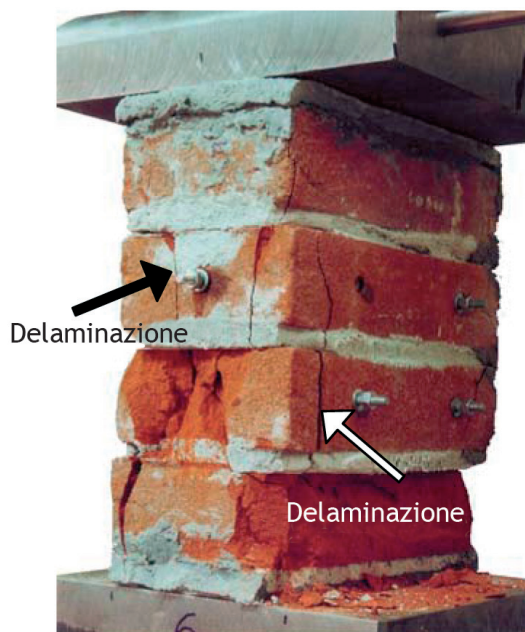


Fig. 7 - Delaminazione per locale concentrazione di tensione nella faccia esterna del prisma (carico centrato).

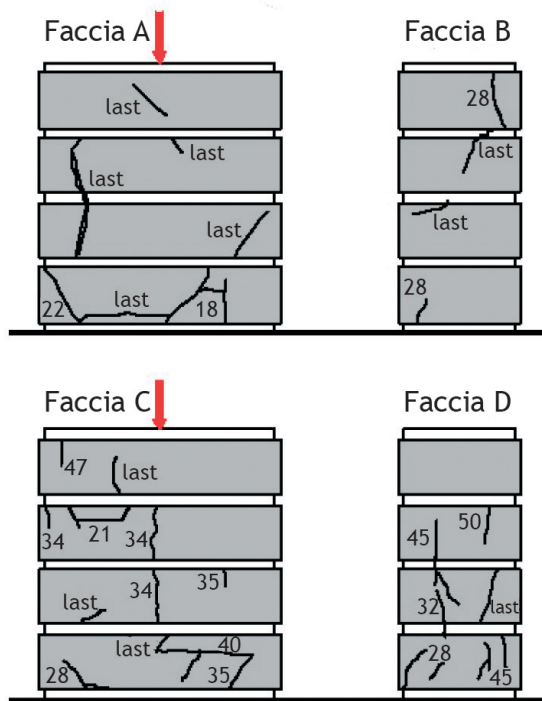


Fig. 8 - Quadro fessurativo per la condizione di carico centrato.

MODELLO COSTITUTIVO

La letteratura tecnica e scientifica riporta diversi modelli per murature uniformemente compresse, essenzialmente basati su continui omogenei equivalenti, ossia tali da riprodurre, in media, la risposta meccanica della muratura. Seguendo lo stesso approccio, è possibile definire un modello costitutivo per la muratura presso-inflessa sulla base di alcune ipotesi:

1. il materiale è non resistente a trazione (NRT);
2. le sezioni si mantengono piane;
3. in compressione la muratura manifesta una deformazione anelastica: quindi si assume un modello costitutivo di tipo elasto-plastico con controllo di duttilità $\delta_{max} = \epsilon_{max} / \epsilon_{ul}$, con un limite alla massima deformazione anelastica ϵ_{max} , tale che $\delta_{max} \leq \delta_{ul}$.

L'equilibrio a traslazione ed a rotazione della sezione consente di dedurre le equazioni costitutive:

$$N_{EP} = f'_c b y + f'_c b \frac{x-y}{2} + \sigma_{CFRP} A_{CFRP} \quad (1)$$

$$M_{EP} = N_{EP} e + f'_c b y \left(h - \frac{y}{2} \right) + f'_c b \frac{x-y}{2} \left[(h-y) + \frac{1}{3}(x-y) \right] \quad (2)$$

in cui:

f'_c è la resistenza a compressione misurata sotto la condizione di carico centrato;

σ_{CFRP} è la tensione elastica di trazione nella lamina composita;

A_{CFRP} è l'area della lamina di rinforzo;

N_{EP} e M_{EP} rappresentano lo sforzo normale ed il momento flettente trasmessi dalla sezione in muratura in condizioni elasto-plastiche (entro il limite massimo di duttilità ammesso);

il significato della rimanente simbologia è mostrato in figura 11.

La tensione nel rinforzo, conservatosi sempre integro nell'ambito di tutte le prove condotte, viene definita per un perfettamente elastico:

$$\sigma_{CFRP} = E_{CFRP} \epsilon_{CFRP} = E_{CFRP} \epsilon_{ul} (h-x) / x \quad (3)$$

L'estensione y della zona plasticizzata può essere determinato in funzione dell'ampiezza della zona compressa e della massima duttilità raggiunta δ_{max} :

$$y = x(\sigma_{max} - 1) / \delta_{max} \quad (4)$$

in cui vale la limitazione $\delta_{max} \leq \delta_{ul}$.

Nell'ambito di questo modello, un materiale perfettamente fragile è rappresentato da un valore unitario della duttilità ($\delta_{ul} = 1$), mentre un materiale elastico-perfettamente plastico, come l'acciaio, è caratterizzato da una duttilità illimitata ($\delta_{ul} \rightarrow \infty$). Le murature sperimentate presentano duttilità modeste ($\delta_{ul} = 1,42$ per la prima serie e $\delta_{ul} = 1,20$ per la seconda serie).

Le equazioni (1) e (2) possono essere adimensionalizzate con la resistenza N_0 del prisma per compressione centrata $N_0 = f'_c b h$. A questo modo le equazioni (1) e (2) definiscono un dominio limite nel piano

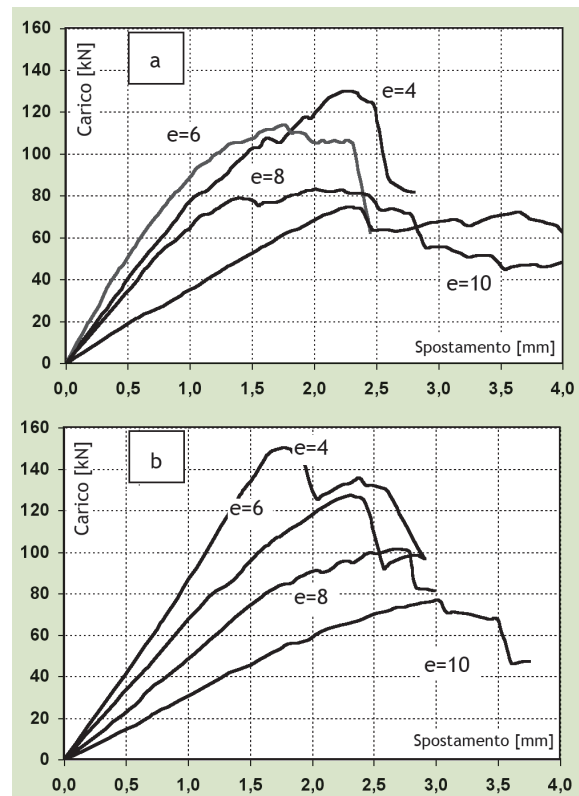


Fig. 9 - Diagrammi carico spostamento dei prismi rinforzati: a) prima serie; b) seconda serie.

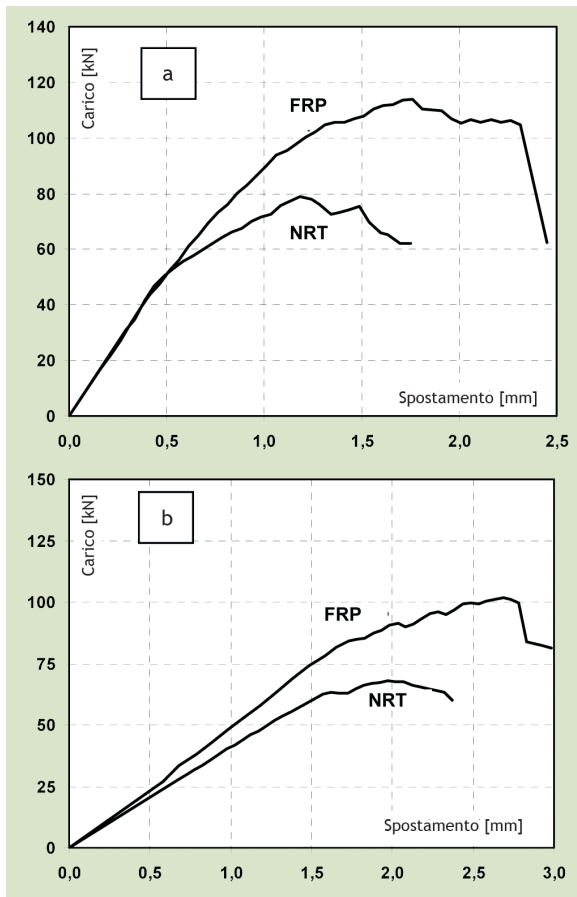


Fig. 10 - Diagrammi carico-spostamento dei prismi rinforzati e non della prima serie: a) $e=6$ cm; b) $e=8$ cm.

(N_{EP}/N_0 , e/h), figure 12 e 13 per muratura non rinforzata e rinforzata rispettivamente. I due modelli costitutivi estremi, perfettamente fragile ($\delta_{ul} = 1$) e perfettamente plastico ($\delta_{ul} \rightarrow \infty$), definiscono le due curve estreme delle figure 12 e 13, inferiore e superiore rispettivamente, mentre valori intermedi di duttilità, in particolare i valori di duttilità rilevati sperimentalmente, definiscono le curve intermedie.

Si osserva che i valori sperimentali, nell'ambito della precisione strumentale e tenuto conto della inevitabile disomogeneità dei prismi, si pongono nettamente al di sopra della curva perfettamente fragile. Questo significa che un modello perfettamente fragile e non resistente a trazione sottostimerebbe l'effettiva capacità portante della muratura; vice-versa, un modello perfettamente duttile la sovrastimerebbe.

Analoghe considerazioni si desumono anche per i risultati sui prismi rinforzati di figura 13.

La buona corrispondenza tra i risultati sperimentali e quelli analitici del modello costitutivo proposto in questo paragrafo evidenzia come la risposta a pressoflessione di una sezione in muratura di mattoni pieni possa essere rappresentata non resistente a trazione con deformazioni anelastiche non nulle ma contenute entro il limite della massima duttilità disponibile δ_{ul} .

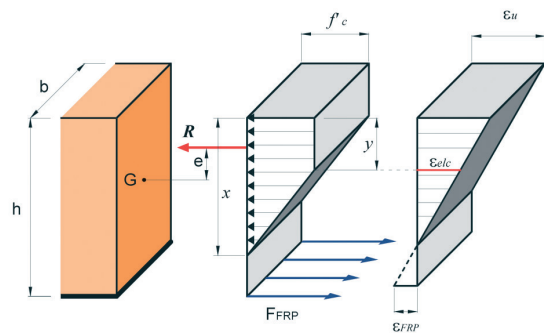


Fig. 11 - Modello elasto-plastico non reagente a trazione con controllo di duttilità.

CONCLUSIONI

Le prove sperimentali hanno evidenziato una risposta della muratura di tipo sostanzialmente fragile con modeste deformazioni anelastiche oltre il carico massimo. La duttilità disponibile per una muratura di mattoni pieni appare limitata entro il valore di 1,5; è necessario precisare che altri tipi di malta, come le malte storiche di calce, potrebbero manifestare duttilità maggiore. Questa osservazione, per ora suffragata da un ridotto numero di prove eseguite, è tuttavia di rilevante importanza nei confronti di consolidate teorie di analisi delle strutture ad arco.

L'analisi cinematica classica (Heyman, 1982) ipotizza che il meccanismo di collasso venga attivato da un numero di cerniere plastiche sufficiente a degradare l'arco in un cinematiso, il che equivale, implicitamente, ad assumere per la muratura una duttilità disponibile illimitata (Heyman, 1982, Smith et al., 1990) ovvero superiore a 3-4 (Crisfield, 1985). I risultati delle prove sperimentali qui presentate dimostrano che la muratura di mattoni pieni potrebbe non manifestare duttilità così elevate. Il collasso dell'arco, quindi, potrebbe verificarsi prima della formazione di tutte le cerniere necessarie, quando qualche cerniera, in generale la prima attivata, giunge a collasso nella zona compressa per supera-

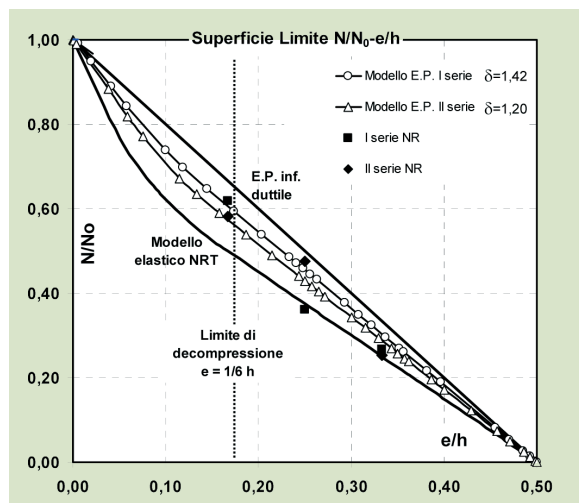


Fig. 12 - Dominio limite per NRT e dati sperimentali.

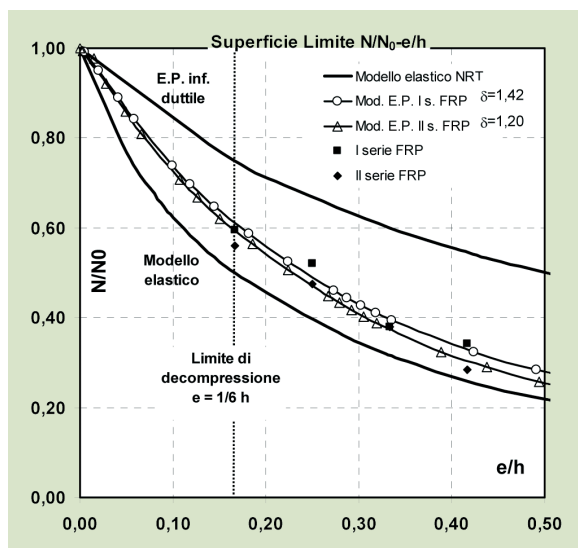


Fig. 13 - Dominio limite per CFRP-RM e dati sperimentali.

mento della massima deformazione anelastica ammissibile (*crushing*). In questo modo, sarebbero possibili dei meccanismi di collasso con numero di cerniere inferiore a quello necessario ad eliminare i gradi d'iperstaticità dell'arco (figura 14). Molti codici di calcolo commerciali presentano delle procedure di calcolo degli archi e delle volte implementati sulla base dell'analisi limite cinematica, assumendo, quindi, una duttilità illimitata. In questi casi, come si evince dai risultati sperimentali discussi, l'approssimazione non è a favore di sicurezza.

Il confronto dei risultati sperimentali con quanto prevedibile con il modello costitutivo presentato dimostra che la resistenza a compressione può effettivamente essere considerata un parametro meccanico caratteristico della muratura (*Maurenbrecher*, 1983) e non dipende dall'eccentricità con cui viene applicato il carico (*Drysdale e Hamid*, 1979 e 1982, *Hatzinokolas et al.*, 1980, *Drysdale et al.*, 1993, *Martinez*, 2003, *Martin Caro*, 2004) quando si tenga conto della duttilità disponibile del materiale, ovvero delle deformazioni anelastiche della muratura compressa. Se si assume per la muratura un materiale perfettamente fragile, come in diversi codici di calcolo, l'interpretazione dei dati sperimentali costringe a definire la resistenza a compressione come funzione dell'eccentricità del carico, introducendo un'approssimazione non necessariamente a favore di sicurezza.

Il rinforzo della muratura di mattoni con fibre di carbonio al lembo teso, rappresentata schematicamente in figura 15, inibisce l'attivazione del meccanismo di collasso impedendo l'attivazione di metà delle cerniere necessarie a portare l'arco al collasso. Il collasso, in presenza di rinforzi, avviene quando una cerniera raggiunge la duttilità disponibile, ovvero quando interviene il *crushing* della zona compressa. Si è visto che il rinforzo aumenta del 40-45% la capa-

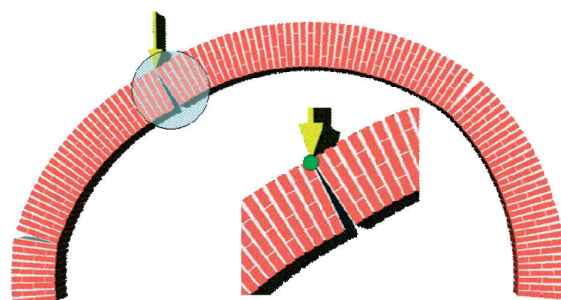


Fig. 14 - Meccanismo di collasso a tre cerniere con *crushing* di una delle cerniere.

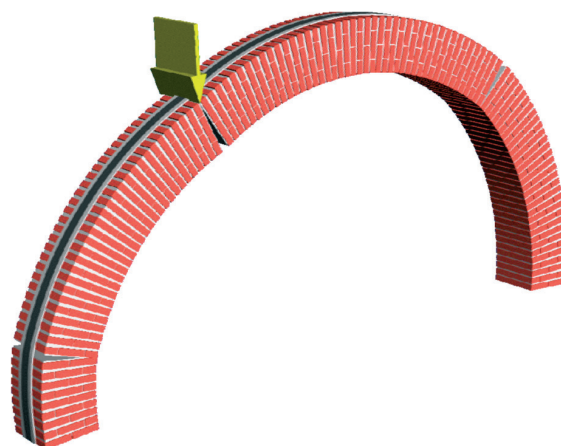


Fig. 15 - Schematizzazione del rinforzo nella zona tesa e blocco dell'attivazione di alcune cerniere plastiche.

rità portante della sezione; poiché la capacità portante di un arco è essenzialmente funzione lineare della resistenza della sezione, si può ritenere che l'aumento di capacità portante della struttura ad arco sia quantificabile in non meno di 1/3 della sua capacità portante originaria. Inoltre, l'applicazione dei rinforzi in CFRP non aumenta la fragilità dell'elemento strutturale; in diverse circostanze si è riscontrato anche un modesto aumento della duttilità disponibile nella sezione (*Brencich e Gambarotta*, 2005). Un ampliamento della campagna sperimentale è in corso con prismi realizzati anche con malte di calce e malte bastarde a minore resistenza.

Questa ricerca è stata realizzata con il contributo parziale del MURST nell'ambito del PRIN 2003 "Safety and Control of Masonry Bridges". Gli autori ringraziano Giancarlo Sighieri per la collaborazione tecnica fornita.

BIBLIOGRAFIA

- Atkinson R.H., Noland J.L., 1983, *A proposed failure theory for brick masonry in compression*, Proc. 3rd Can. Mas. Symp., Edmonton.
- Augenti N., Cosenza E., Dolce M., Manfredi G., Masi A., Samela L., 2004, *Performance of school buildings during the 2002 Molise, Italy, earthquake*, Earthquake Spectra, 20, S257-S270.

Baratta A., Bernardini A., Dolce M., Goretti A., Masi, A., Zuccaio G., 1997, *Danneggiamento degli edifici indotto dagli eventi sismici successivi al 26 settembre 1997 in Umbria e Marche*, Ingegneria Sismica, XIV, n. 3, 27-56.

Biolzi L., 1988, *Evaluation of Compressive Strength of Masonry Walls by Limit Analysis*, J. of Str. Eng.ng ASCE, 114, 2179-2189.

Brencich A., Gambarotta L., 2005, *Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric loading. Part I: Unreinforced Masonry. Part II: Reinforced Masonry*", Mat. and Str. (RILEM), 38, 257-273.

Brencich A., De Francesco U., 2004, *Assessment of Multi-Span Masonry Arch Bridges. Part I: a Simplified Approach. Part II: Examples and Applications*, J. of Bridge Eng.ng, ASCE, 9, November 2004, 582-598.

Brencich A., Corradi C., Gambarotta L., Mantegazza G., Sterpi E., 2003, *Compressive strength of solid clay brick masonry under eccentric loading*, Proc. Brit. Mas. Soc., 9, 37-47.

Capalini P., Vasapollo M., 1998, *Edifici in muratura ripristinati dopo il terremoto del 19.09.1979 in Valnerina - Verifica sul campo dopo i nuovi eventi sismici del 26.09.1997 e successivi*, Ingegneria Sismica, XV, n. 2, 5-14.

Crisfield M.A., 1985, *Finite Element and Mechanism Methods for the Analysis of Masonry and Brickwork Arches*, T.R.L., D.O.T., Res. Report 19, TRL, Crowthorne.

Decanini L.D., De Sortis A., Goretti A., Langenbach R., Mollaioli F., Rasulo A., 2004, *Performance of masonry buildings during the 2002 Molise, Italy, earthquake*, Earthquake Spectra, 20, S191-S220.

Drysdale R.G., Hamid A.A., 1979, *Capacity of Concrete Block Masonry Prisms under Eccentric Compressive Loading*, ACI Journal, 80, June 1979.

Drysdale R.G., Hamid A.A., 1982, *Effect of eccentricity on the compressive strength of brickwork*, J.nl Brit. Cer. Soc., 30, 102-108.

Drysdale R.G., Hamid A.A., Baker L.R., 1993, *Masonry Structures, Behaviour and Design*, Prentice Hall, Englewood Cliffs.

Foraboschi P., 2001, *Fiber-Reinforced-Polymer Composites (FRP) for Strengthening Masonry Arch Bridges*, Proc. Arch '01, 3rd Int. Arch Bridges Conf., Parigi, 2001, Ecole Nat. des Ponts et Chaussées, 283-288.

Francis A.J., Horman C.B., Jerrems L.E., 1971, *The Effect of Joint Thickness and other Factors on the Compressive Strength of Brickwork*, Proc. 2nd I.B. Ma.C., Stoke on Kent, England, British Ceramic Res. Ass., 31-37.

Garrity S.W., 2001, *Near-surface reinforcement of masonry arch highway bridges*, Proc. 9th Can. Mas. Symp., Fredericton.

Gilstrap J.M., Dolan, C.W. 1998, *Out-of-plane bending of FRPreinforced masonry walls*, Comp. Sc. and Tech., 58, 1277-1284.

Hamilton H.R., Dolan C.W., 2001, *Flexural capacity of glass*

FRP strengthened concrete masonry walls, J. Comp. Constr., 5, 170-178.

Hamoush S., McGinley M., Mlakar, P., Scott D., Murray K., 2001, *Out-of-plane strengthening of masonry walls with reinforced composites*, J. Comp. Constr., 5, 139-145.

Hamoush S., McGinley M., Mlakar P., Terro M.J., 2002, *Out-of-plane behaviour of surface-reinforced masonry walls*, Constr. Build. Mat., 16, 341-351.

Hatzinikolas M., Longworth J., Warwaruk J., *Failure Modes for Eccentrically Loaded Concrete Block Masonry Walls*, ACI Journal, 77, 258-263.

Heyman J., 1982, *The masonry arch*, Ellis Horwood L.td, Chichester.

Hilsdorf H.K., 1969, *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry under Axial Compression*, in Designing, Engineering and Construction with Masonry Products, Gulf Publ., Houston, Texas, 34-41.

Martin Caro J.A., 2004, *Masonry compressive strength enhancement under eccentric axial load*, Proc. 4th Arch Bridge Conf., Barcellona, 2004, CIMNE, Barcellona, 2004, 405-412.

Martinez J.L.M., 2003, *Theoretical and experimental determination of the limit domains of masonry structures, and application to historical structures*, Tesi di Dottorato, Politecnico di Madrid, Madrid, Spagna, (in spagnolo).

Maurenbrecher A.H.P., 1983, *Compressive Strength of Eccentrically Loaded Masonry Prisms*, Proc. 3rd Can. Mas. Symp., Edmonton, Canada, 1983, 10.1-10.13.

Menditto G., Capozucca R., 1998, *Alcune considerazioni sull'analisi di vulnerabilità di strutture in muratura dell'entroterra marchigiano*, Ingegneria Sismica, XV, n. 2, 41-49.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 03 maggio 2005 n. 3431, *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003*.

Rots J.G., 1991, *Numerical simulation of cracking in structural masonry*, HERON, 36(2), 49-63.

Smith F.W., Harvey W.J., Vardy A.E., 1990, *Three Hinge Analysis of Masonry Arches*, The Str. Eng., 68, 203-213.

Triantafillou T.C., 1998, *Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates*, J. Comp. Constr., 2, 96-104.

UNI EN 8942-3:1996, *Prodotti di laterizio per murature. Metodi di prova*.

UNI EN 1015-11:2001, *Metodi di prova per malte per opere murarie - Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*.

Valluzzi M.R., Valdemarca M., Modena C., 2001, *Behaviour of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates*, J. Comp. Constr., 5, 163-169.