

Contributo delle tamponature di mattoni alla resistenza sismica delle strutture intelaiate

(INFLUENCE OF INFILLING MASONRY ON THE SEISMIC RESISTANCE OF FRAMED STRUCTURES)

ALBERTO PARDUCCI - Professore Associato - Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Roma - Italia.

ALBERTO CHECCHI - Collaboratore scientifico - Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Roma - Italia.

SOMMARIO - Sono state eseguite prove sperimentali su telai di cemento armato con tamponature di mattoni, applicando sollecitazioni alternate e ripetute di grande intensità (low-cycle fatigue). Vengono commentati i comportamenti meccanici evidenziati dalle prove allo scopo di definire criteri per la progettazione di strutture antisismiche. Vengono esaminate le conseguenze derivanti dal particolare decadimento meccanico del sistema caratterizzato dalle differenti duttilità ammissibili dei due elementi costituenti. Vengono esposti criteri di calcolo che hanno trovato in Italia una recente applicazione nelle Istruzioni emanate dal Ministero LL.PP. con Circ. 22120 del 12.12.81. La ricerca è stata condotta nell'ambito delle attività del PROGETTO FINALIZZATO GEODINAMICA del C.N.R.

ABSTRACT - Experimental researches on reinforced concrete frames with infilling masonry have been carried out. Alternated and repeated lateral loads have been imposed in low-cycle fatigue range. In order to establish proper criteria for seismic resistant design, mechanical behaviours shown by tests are reported and commented. Effects joined with the specific mechanical decay of the system characterized by the difference of allowable ductility values of the structural components are pointed out. Calculation procedures which have been recently adopted in Recommendations issued by the Italian Public Works Ministry are presented. The presente research is part of the activities of the PROGETTO FINALIZZATO GEODINAMICA of the NATIONAL RESEARCH COUNCIL.

1. PREMESSA

Nella progettazione di edifici con struttura resistente a telaio e soggetti ad importanti azioni orizzontali come il vento e soprattutto il sisma, è prassi corrente fare riferimento a modelli di calcolo costituiti dai soli elementi del-



Fig.1 - Edifici di Sant'Angelo dei Lombardi (Irpinia).



Fig.2 - Nuovo ospedale di Gemona (Friuli).

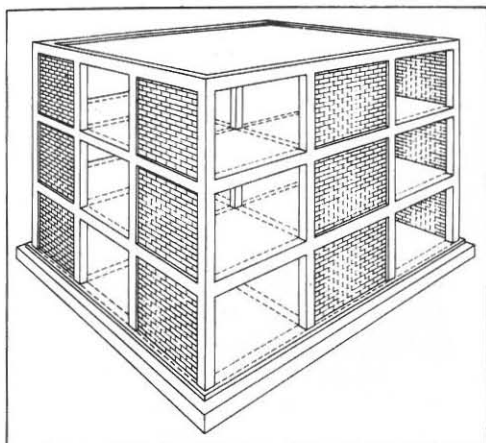


Fig.3 - Edificio con tamponature

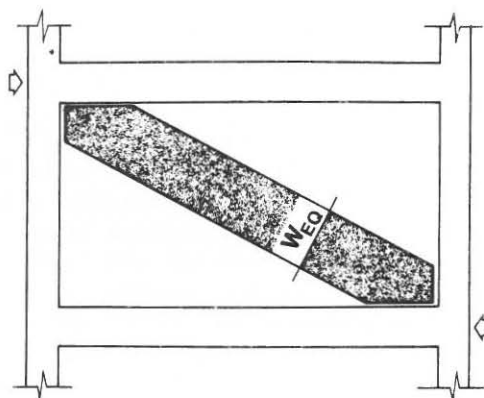


Fig.4 - Schema del puntone equivalente

l'ossatura principale. Viene ignorato cioè, il contributo delle murature di tamponamento che interagiscono con i telai. Tale interazione in effetti, assume una importanza che può essere trascurata nelle condizioni di normale esercizio, ma che risulta invece decisiva nel caso di azioni orizzontali, specialmente quando queste raggiungono un'intensità rilevante. L'osservazione dei danni prodotti dai terremoti ha sempre messo in evidenza l'importanza degli effetti indotti dalle tamponature murarie; nonostante ciò, seguendo un'abitudine diffusa ma non convalidata dai fatti, esse vengono considerate come elementi "non strutturali".

L'argomento è già stato oggetto di numerose ricerche che hanno condotto ad alcuni importanti risultati. Sebbene l'esperienza fin'ora maturata abbia consentito di formulare criteri e metodi di calcolo utilizzabili con buona approssimazione ai fini progettuali, tuttavia le conoscenze acquisite non hanno raggiunto ancora livelli adeguati all'importanza del problema. Infatti, rimangono alcuni aspetti non sufficientemente approfonditi, che potrebbero dar luogo ad ulteriori considerazioni con possibili adattamenti dei criteri e delle formule di progetto.

La trattazione di questo problema che può essere considerata più completa dal

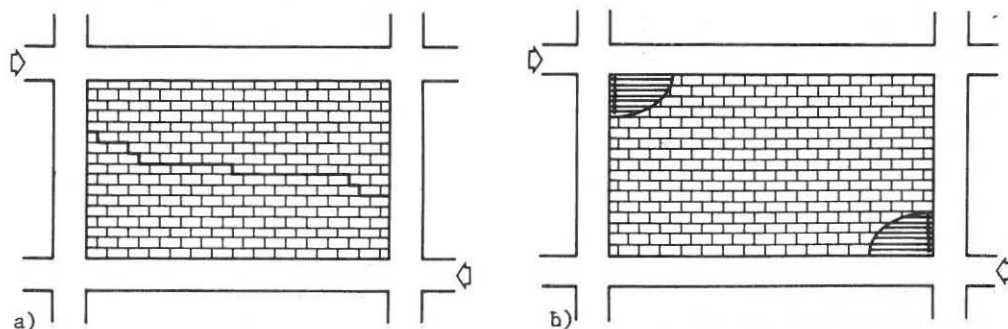


Fig.5 - Modalità tipiche di rottura delle tamponature murarie: a) scorrimento orizzontale dei ricorsi di mattoni; b) schiacciamento degli angoli.

punto di vista delle applicazioni progettuali è quella di Stafford Smith [1,2], che si basa sia sui risultati di ricerche che egli stesso ha svolto, sia sulle sperimentazioni condotte da Mainstone [3]. Analogamente a quanto è stato suggerito anche da altri Autori, come Benjamin e Williams [4], Poliakov [5] e Meli [6], Stafford Smith fa riferimento essenzialmente ad una condizione di rottura della tamponatura corrispondente ad uno scorrimento orizzontale dei ricorsi di mattoni (Fig.5.a), fornendo formule per la valutazione dello stato di tensione nella zona centrale del pannello che tengono conto dell'effetto di interazione fra telaio e tamponatura. Viene segnalata anche la possibilità di un diverso meccanismo di rottura corrispondente allo schiacciamento della muratura nelle zone di trasmissione delle forze di interazione, cioè in prossimità degli angoli (Fig. 5.b). Per questo secondo controllo viene proposta [2] una formula sperimentale con la quale Mainstone ha valutato la resistenza ultima del sistema strutturale in questione. Gli stessi Autori citati forniscono anche un criterio per la valutazione di un puntone diagonale equivalente atto a simulare l'incremento di rigidità prodotto dalle tamponature nelle singole maglie dei telai. In tal modo, in fase di progettazione, possono essere calcolate in maniera adeguata le ripartizioni delle azioni orizzontali fra i diversi telai irrigidentanti. Questi procedimenti saranno presi in esame nella parte finale del presente rapporto.

Numerose altre esperienze sono state condotte da vari ricercatori; di rilievo quelle di Bertero ed Altri [7], di Fiorato ed Altri [8] ed in Italia quelle di Jurina [9] e di Cestelli Guidi e Giuffrè [10].

2. RICERCHE SPERIMENTALI CON CARICHI RIPETUTI

Un aspetto importante del problema, che riguarda fundamentalmente le costruzioni antisismiche, è quello dell'affidabilità del sistema strutturale in questione sotto l'azione ripetuta ed alternata di azioni orizzontali di elevata intensità (low-cycle fatigue). Fin'ora, solo pochi ricercatori hanno affrontato questo argomento [7,8,9].

Nell'ambito di questo settore di studio sono state condotte alcune ricerche sperimentali finanziate dal PROGETTO FINALIZZATO GEODINAMICA del C.N.R. Le esperienze sono state effettuate presso il laboratorio dell'ISMES di Bergamo. Un primo rapporto sintetico [11] contenente i risultati di queste indagini è stato presentato al Congresso Mondiale di Istanbul (7th WCEE).

La sperimentazione ha riguardato l'applicazione di spostamenti orizzontali controllati di ampiezza ± 4 cm su elementi di telai di cemento armato con tamponature di mattoni in scala circa 2/3 (Fig.6). Sono state realizzate due serie di modelli: la serie RB (Fig.7) era costituita da elementi di telaio con trave rigida; nella serie TB invece (Fig.8), il trasverso riproduceva una trave a spessore di solaio. Sono state realizzate per ciascuna delle due serie tre tipi di tamponature (Fig.9): mattoni forati (hollow blocks), mattoni semipieni tipo UNI (semi-solid blocks) ed infine una tamponatura speciale costituita anch'essa da mattoni semipieni, ma dotata di un particolare dispositivo per la trasmissione delle forze di interazione. Per ciascuna delle due serie è stato sottoposto a prova anche un telaio privo di tamponatura, che risultava essere il termine di paragone. Le caratteristiche dei materiali impiegati sono state le seguenti:

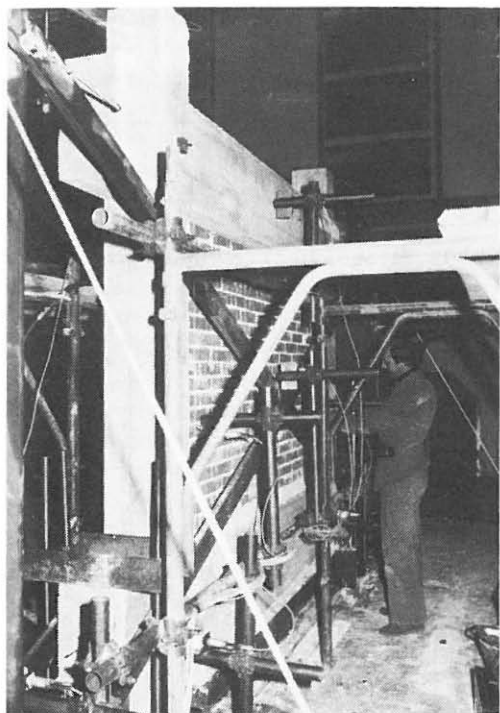


Fig.6 - Attrezzatura delle prove

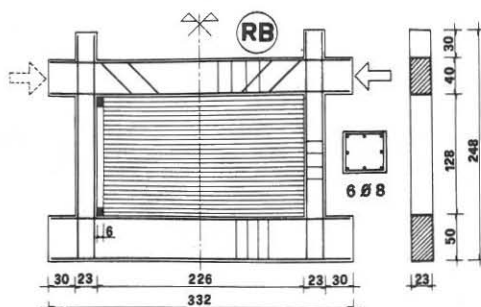


Fig.7 - Telai della serie RB.

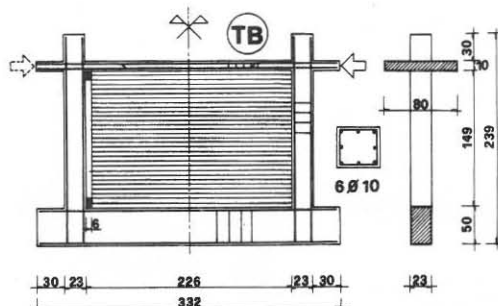


Fig.8 - Telai della serie TB.

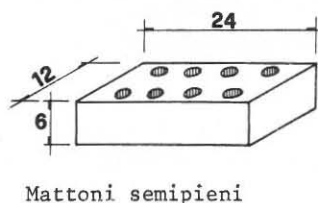
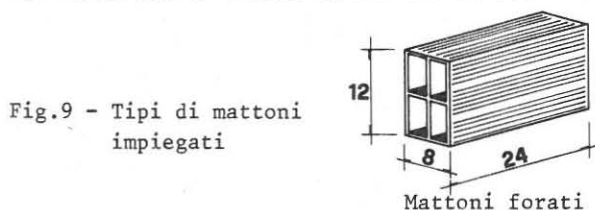
- calcestruzzo con inerte max 15 mm e resistenza caratteristica $R = 30 \text{ N/mm}^2$;
- acciaio di armatura Fe B 44 k;
- malta cementizia per le murature con rapporto sabbia cemento 1/3.

Il dimensionamento delle sezioni e delle armature del telaio è stato condotto con riferimento al primo piano di un edificio a quattro piani posto in zona sismica, secondo le norme tecniche italiane (D.M. 3.3.75). Le dimensioni effettive sono state ridotte in proporzione alla scala del modello.

3. PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI

Nelle figure da 10 a 13 sono rappresentate le curve di isteresi ottenute per i telai della serie TB. Ai fini delle considerazioni che verranno esposte in questa sede non è stato necessario riportare gli analoghi diagrammi ottenuti per i telai della serie RB, in quanto questi hanno fornito risultati del tutto simili.

L'esame dei risultati pone chiaramente in evidenza il rilevante effetto di interazione che si manifesta sia con un forte aumento della rigidezza, sia con un



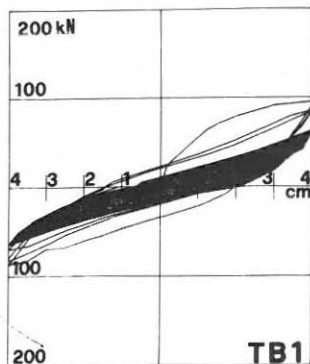


Fig. 10

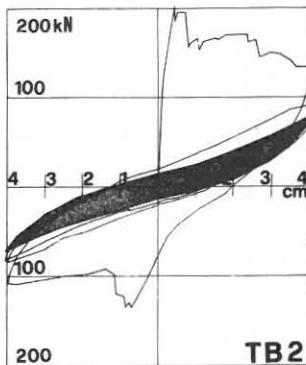


Fig. 11

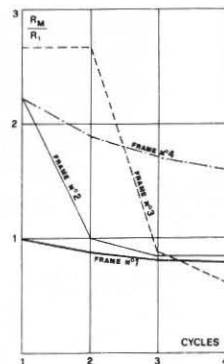


Fig. 14

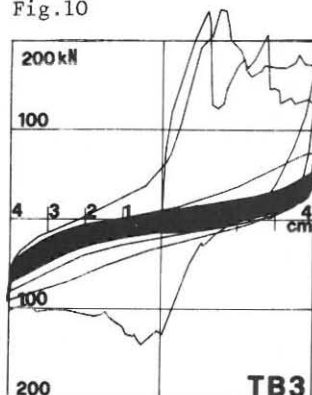


Fig. 12

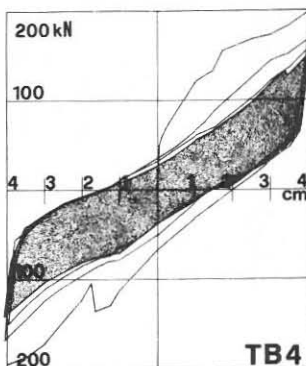


Fig. 13

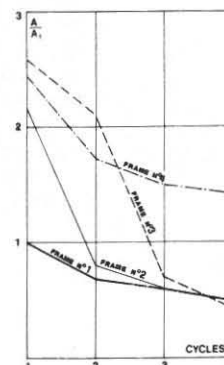


Fig. 15

corrispondente aumento della resistenza massima raggiunta. Il rapporto fra le resistenze massime R_M dei telai con mattoni forati e con mattoni semipieni rispetto alla resistenza massima R_1 del telaio semplice è risultato pari rispettivamente a 2.2 e 2.7. Questi valori però si riferiscono ai primi cicli di carico, cioè alle strutture che non sono state oggetto di precedenti danneggiamenti. Se si esegue invece il confronto fra i valori massimi R_M relativi a tutti i successivi cicli rapportandoli al riferimento comune della resistenza massima R_1 al primo ciclo del telaio privo di tamponatura, si ottengono i valori rappresentati nella Fig. 14. Nella Fig. 15 sono rappresentate in maniera analoga le aree A dei successivi cicli di isteresi, espresse sempre attraverso il rapporto con l'area A_1 del primo ciclo del telaio N°1.

Trascurando per il momento il telaio N°4 (dispositivo particolare per la trasmissione del taglio) si vede come al terzo ed al quarto ciclo le resistenze e le capacità dissipative sono cadute a valori praticamente uguali a quelli del telaio semplice. Si può notare anzi che la resistenza al quarto ciclo del telaio N°3 è risultata perfino inferiore a quella del telaio semplice.

La rottura delle tamponature è iniziata sempre per scorrimento dei ricorsi orizzontali di malta. Il dissesto si è poi propagato con ulteriori scorrimenti verso gli spigoli dei telai con formazione di fessure tipiche ad andamento diagonale.

Sotto le grandi deformazioni, soprattutto nei telai N°3, si sono manifestati poi fenomeni di schiacciamento locale delle murature in prossimità degli angoli del telaio, con innesco di rotture per taglio dei montanti dei telai (Fig. 16). Lo schiacciamento localizzato delle murature nei telai N°4 è stato favorito dalla presenza del dispositivo di trasmissione delle forze di interazione (Fig. 17). Nei telai N°2 si è invece raggiunto quasi subito il collasso delle tamponature in conseguenza del loro comportamento di tipo fragile (Fig. 18).

Merita qualche attenzione il risultato ottenuto con i telai N°4, nei quali sono stati inseriti elementi deformabili di neoprene per la trasmissione delle forze di interazione. In questo modo, a parità di ampiezza di deformazione imposta al telaio, è risultata inferiore (circa la metà) la deformazione imposta alla muratura. Il dispositivo si è rivelato molto efficace perchè, mentre la resistenza massima raggiunta al primo ciclo non è risultata molto diversa rispetto a quella dei telai N°3, si è ridotto notevolmente il decadimento progressivo cui è stata soggetta la muratura (Fig. 13). Le curve N°4 delle figure 14 e 15 mostrano anche esse come, a differenza degli altri casi, la resistenza e la capacità dissipativa si mantengano a livelli ancora significativi dopo 4 cicli di grandi deformazioni.



Fig. 16 - Rottura per schiacciamento locale in un telaio N°3.

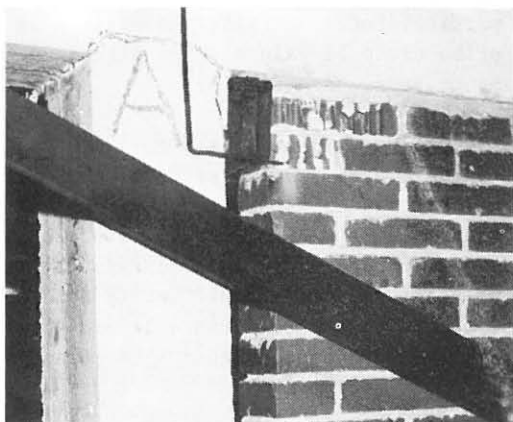


Fig. 17 - Rottura per schiacciamento locale in un telaio N°4.

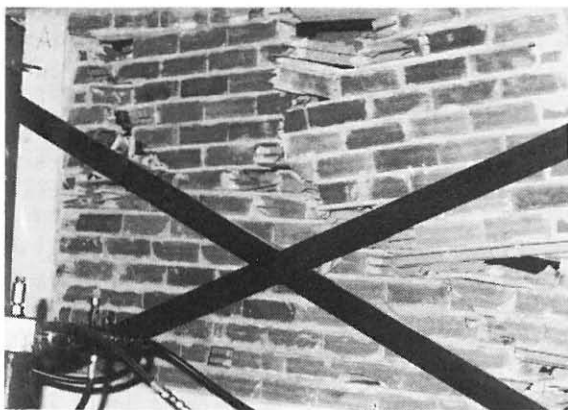


Fig. 18 - Precoce rottura fragile di una tamponatura di mattoni forati.

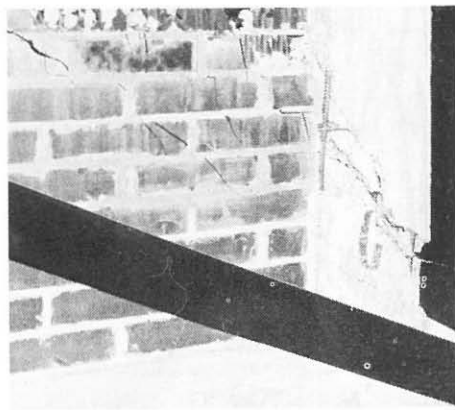


Fig. 19 - Rottura per taglio in un pilastro.

4. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI AI FINI PROGETTUALI

Gli andamenti dei diagrammi ciclici delle figure da 10 a 13 e la loro sintesi riportata nelle figure 14 e 15, evidenziano alcuni problemi riguardanti l'affidabilità del sistema strutturale in esame durante azioni sismiche severe. In primo luogo è immediato rilevare il notevole effetto irrigidente provocato dall'interazione delle tamponature, che pertanto non può essere trascurato nella progettazione delle costruzioni antisismiche.

L'accoppiamento di un telaio di cemento armato (elemento piuttosto duttile se accuratamente progettato) con un pannello murario (elemento alquanto fragile) comporta alcune importanti conseguenze delle quali è assolutamente necessario tenere conto nella definizione di una metodologia di verifica strutturale. La figura 20 illustra in maniera molto schematica il comportamento di un sistema costituito dall'accoppiamento in parallelo di una struttura molto rigida, molto resistente, ma poco duttile, con una struttura più deformabile e più duttile. La presenza di un meccanismo di questo tipo è chiaramente rivelata dall'andamento della curva relativa al primo ciclo di carico rappresentata nella figura 11. Il questo caso infatti, il comportamento della muratura realizzata con mattoni forati è risultato particolarmente fragile. In pratica la deformazione imposta ha superato già al primo ciclo il valore s_1 di figura 20 e la tamponatura è stata messa immediatamente fuori uso (Fig.18).

Qualcosa di analogo è accaduto anche nei telai con tamponatura in mattoni semipieni. Questa volta però, il comportamento meno fragile della muratura ha fatto sì che essa abbia potuto funzionare attivamente per quasi due cicli di carico, contribuendo più a lungo a resistere alle azioni esterne e dissipando ancora consistenti quantitativi di energia. E' da tenere presente però, per una corretta valutazione pratica dell'entità dei fenomeni osservati, che le deformazioni che sono state imposte durante le prove corrispondono a richieste di duttilità molto elevate per quanto riguarda le murature.

In ogni caso, è evidente che il pannello murario più fragile è soggetto a fenomeni di decadimento meccanico più accentuati di quelli del telaio. Ciò significa che, ripetendosi azioni particolarmente intense, dopo un certo numero di cicli si può giungere ad una configurazione resistente formata dal solo telaio che non beneficia più del contributo derivante dall'interazione con la muratura.

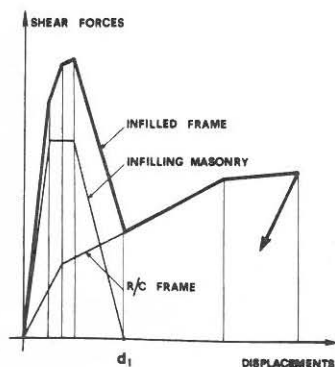


Fig.20 - Elementi con differenti duttilità posti in parallelo.

Un'altra considerazione che ha un importante riscontro progettuale consiste nel fatto che per il telaio N°3 si è giunti al quarto ciclo con una resistenza inferiore a quella del telaio semplice. Ciò potrebbe essere interpretato anche come una normale conseguenza della dispersione sperimentale dei risultati. Tuttavia, le forze di interazione con la tamponatura, che si concentrano in prossimità degli angoli del telaio, generano un aumento delle sol-

lecitazioni di taglio sui pilastri di cemento armato. Ne deriva un meccanismo che fa sì che nei pilastri si inneschino prematuramente rotture per taglio (Fig.16 e Fig.19), soprattutto se questi sono stati progettati senza tener conto dell'incremento delle forze taglianti dovuto alle tamponature. Pertanto, qualora si dovesse giungere alla distruzione dell'efficienza della muratura, il telaio rimanente potrebbe trovarsi in condizioni di degradamento un po' più avanzate rispetto a quelle di un telaio semplice soggetto alla stessa storia di deformazioni imposte.

I fenomeni ora visti danno luogo a due importanti conseguenze di ordine progettuale. Quella riguardante la sollecitazione di taglio nei pilastri, può essere risolta con un opportuno criterio di dimensionamento delle sezioni e delle armature degli stessi pilastri che affiancano le tamponature. Il criterio dovrebbe consistere nel verificare a taglio tali pilastri aggiungendo una forza tagliante pari alla componente orizzontale della forza che produce la rottura della tamponatura. Deve essere assicurato cioè, che la resistenza ultima a taglio di ciascun pilastro sia superiore a quella della tamponatura $\geq 2,7$. In queste condizioni appare meno preoccupante la sollecitazione di flessione, in quanto la presenza della stessa tamponatura, sia pure in condizioni di rottura, riduce notevolmente l'altezza libera di flessione dei pilastri a valori sensibilmente inferiori rispetto all'altezza di piano (Fig.12 e Fig.19).

L'altro problema appare più delicato sul piano progettuale e riguarda la minore duttilità di comportamento delle strutture murarie, nonché la loro conseguente maggiore velocità di degradamento nei confronti delle strutture di cemento armato. La questione può essere affrontata seguendo due tipi di approcci.

Il primo criterio di approccio consiste semplicemente nel far fronte alla minore affidabilità del sistema composto con un opportuno incremento delle azioni sismiche di calcolo. Le procedure ed i metodi di verifica da adottare possono essere quelli cui si è fatto cenno in premessa e che sono illustrati con qualche dettaglio al paragrafo successivo. Per l'incremento delle azioni sismiche di calcolo le norme italiane ≥ 13 già prevedono un coefficiente di struttura β che viene definito per altre situazioni analoghe e che nel caso in questione dovrebbe assumere valori dell'ordine di $1.5 \div 2.0$.

Il secondo criterio di approccio, sovrapponibile al precedente, potrebbe consistere nel condurre separatamente due verifiche: una con e l'altra senza le tamponature. In questo caso, per la verifica con le tamponature diverrebbe sufficiente un valore del coefficiente β più piccolo di quello indicato precedentemente. Infatti, l'ulteriore verifica senza le tamponature dovrebbe costituire una certa garanzia per il comportamento resistente della struttura nelle ultime fasi di un sisma severo, quando, in seguito a forti deformazioni alternate e ripetute prodotte dalle prime oscillazioni sismiche, dovesse essersi perso il contributo degli elementi murari. E' da tenere presente comunque, che nella prima fase della durata di un sisma, anche se in seguito saranno distrutte, le tamponature dovrebbero già aver funzionato dissipando importanti quantitativi di energia meccanica e contribuendo così a salvaguardare in questa fase l'intero sistema strutturale. Tutto ciò significa che la verifica senza tamponature dovrebbe essere condotta senza le maggiorazioni delle azioni di calcolo riguardanti specificamente la presenza delle tamponature stesse, cioè il coefficiente β dovrebbe essere quello relativo al

la sola ossatura di cemento armato. Inoltre, tali azioni sismiche dovrebbero essere ulteriormente ridotte, per esempio moltiplicandole per un coefficiente $\alpha < 1$, in quanto si riferiscono soltanto ad una fase parziale del sisma.

Si può comprendere l'opportunità dell'introduzione del coefficiente $\alpha < 1$ anche con il seguente ragionamento. Se si adottasse il criterio della doppia verifica eseguendo quella sulla sola ossatura di cemento armato con $\alpha = 1$, cioè con i valori normali delle azioni sismiche di calcolo, significherebbe tener conto delle tamponature unicamente quando queste comportassero conseguenze negative, senza in alcun modo poterne valutare i loro benefici.

Infine, devono essere tenute presenti alcune situazioni particolari. Come viene evidenziato dai risultati delle prove, un'affidabilità praticamente nulla viene fornita dalle tamponature molto fragili come quelle costituite da mattoni forati. Pertanto, sembra opportuno rinunciare totalmente alla valutazione degli effetti di interazione quando si tratti di tamponature con mattoni forati.

5. NORME TECNICHE ITALIANE PER L'ADEGUAMENTO DI EDIFICI DANNEGGIATI DAL SISMA

L'argomento trattato è di particolare attualità in Italia, in quanto nelle Istruzioni emanate dal Ministero dei LL.PP. [14] per l'applicazione delle norme [13] riguardanti le riparazioni degli edifici danneggiati dal sisma del 23 novembre 1980, viene indicato un procedimento di calcolo dei telai che tiene conto della presenza delle tamponature murarie.

Il procedimento si basa sull'applicazione delle formule di Stafford Smith [2] associandole all'adozione del criterio di rottura degli elementi murari proposto da Turnšek ed Altri [15,16] e consistente nel valutare la tensione tangenziale di rottura secondo la formula seguente:

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{1.5 \tau_k}}$$

I simboli adottati hanno i significati seguenti:

τ_k = tensione media di rottura della pannellatura in assenza di compressione verticale (valore caratterizzante la muratura);

σ_v = compressione verticale agente nella muratura che nel caso in questione è prodotta dall'effetto di interazione.

In questo modo pertanto, si ottengono le due seguenti formule di verifica delle tamponature:

- verifica allo scorrimento orizzontale

$$H \leq \frac{\tau_k}{\phi} \sqrt{1 + \frac{0.8 \frac{h}{l} - 0.2 \frac{H}{l t}}{1.5 \tau_k}}$$

- verifica allo schiacciamento degli spigoli della muratura:

$$H \leq \frac{1.6}{\phi} \sigma_k \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} I h t^3}$$

I significati dei simboli utilizzati nelle formule scritte sono i seguenti:

- H = componente orizzontale delle azioni sismiche agente sul pannello murario, calcolata tenendo conto di un opportuno valore del coefficiente di struttura β ;
- h,l,t = dimensioni (altezza, lunghezza e spessore) del pannello;
- τ_k, σ_k = resistenze al taglio semplice ed allo schiacciamento caratterizzanti la muratura;
- E_c, E_m = moduli elastici del calcestruzzo e della muratura;
- I = momento d'inerzia del pilastro;
- θ = angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;
- ϕ = coefficiente di riduzione delle tensioni di calcolo al quale è stato attribuito il valore $\phi = 2$.

La ripartizione delle azioni sismiche fra i vari telai resistenti, così come è stato illustrato in premessa, viene effettuata modificando le loro rigidezze mediante l'inserimento di puntoni diagonali equivalenti (Fig.4) che riproducono l'effetto di irrigidimento causato dalle tamponature. Lo spessore equivalente di tali puntoni viene assunto semplicemente pari ad 1/10 della lunghezza della diagonale $\sqrt{2} \cdot l$.

Nelle Istruzioni suddette, che per il momento si riferiscono soltanto alla riparazione ed all'adeguamento sismico degli edifici danneggiati dal sisma del 23 novembre 1980, non si è ritenuto opportuno introdurre il concetto di una verifica senza le tamponature nella maniera indicata in precedenza.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Si è visto come le conoscenze attuali consentono di tenere conto in maniera sufficientemente realistica dell'effetto di interazione fra i telai e le tamponature murarie in relazione a sollecitazioni orizzontali anche di grande intensità, quali possono essere appunto quelle sismiche. I criteri di calcolo che sono stati proposti risultano adeguati per lo svolgimento delle verifiche di resistenza necessarie in fase di progettazione strutturale. Al più, qualche informazione più approfondita sarebbe opportuna per poter tenere conto dell'influenza delle aperture di vani quali porte o finestre. La sperimentazione eseguita non appare al momento sufficientemente approfondita, in considerazione anche del notevole assortimento di situazioni possibili.

In sostanza, si può ritenere che si conoscano abbastanza bene le linee generali dei problemi riguardanti il comportamento dei telai tamponati soggetti ad

azioni complanari. E' da segnalare però, che le questioni connesse con il criterio della doppia verifica potrebbero essere affrontate con maggiore efficacia qualora si potesse procedere (ma ciò non è ancora consentito dalle norme sismiche in vigore in Italia) con un calcolo che passasse attraverso gli stati limiti ultimi di resistenza e comprendesse ridistribuzioni delle sollecitazioni nelle fasi di comportamento plastico delle strutture con controllo delle duttilità locali. In questo modo potrebbero essere trattati più razionalmente i problemi derivanti dalla diversa duttilità ammissibile dei due componenti che interagiscono nel sistema strutturale in questione.

Infine, è opportuno rilevare che, oltre ai fattori esaminati in questo rapporto, vi è un altro aspetto importante che al momento costituisce forse la principale limitazione delle possibili trattazioni sull'argomento che è stato discusso. Tale aspetto consiste nel comportamento delle tamponature per sollecitazioni dinamiche ortogonali al loro piano. In qualche caso infatti, le sollecitazioni sismiche ortogonali potrebbero produrre il crollo prematuro della muratura eliminandone il contributo positivo fin dalle prime fasi del sisma, anche se per la verità, questa circostanza non è stata rilevata frequentemente nel corso delle osservazioni dei danni prodotti dai terremoti se non in occasione di tamponature prive di collegamenti con i telai oppure dotate di collegamenti male eseguiti. Proprio per quest'ultimo motivo, nelle Istruzioni citate è stato ritenuto sufficiente, per il momento, richiamare l'attenzione dei progettisti sulla necessità di ottenere garanzie di carattere esecutivo riguardanti i collegamenti delle tamponature con i telai, definendo allo stesso tempo alcune limitazioni dimensionali che devono essere rispettate dai pannelli murari perchè sia consentito tenere conto del loro effetto positivo. Comunque, questo problema costituisce un ulteriore motivo di minore affidabilità del sistema strutturale esaminato ed anche di esso si deve tenere conto nella definizione dei più corretti valori dei coefficienti di progetto da adottare per i calcoli di verifica.

Roma, Istituto di Scienza delle Costruzioni, Gennaio 1982

BIBLIOGRAFIA

- 1 - J.R. RIDDINGTON, B. STAFFORD SMITH - "Analysis of Infilled Frames Subjected to Racking with Design Recommendations" - The Structural Engineer, June 1977.
- 2 - B. STAFFORD SMITH, J.R. RIDDINGTON - "The Design of Masonry Infilled Steel Frames for Bracing Structures" - The Structural Engineer, July 1978
- 3 - R.J. MAINSTONE, G.A. WEEKS - "The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strength of Brick Walls" - SIBMAC Symposium, 1970.
- 4 - J.R. BENJAMIN, H.A. WILLIAMS - "The Behaviour of One-Storey Brick Shear-Walls" - Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.84, ST4, July 1958
- 5 - S.V. POLIAKOV - "Some Investigation on the Problem of the Strength of Elements of Buildings Subjected to Horizontal Loads" - Symposium on Tall

Buildings, Southampton, April 1966.

- [6] - R. MELI - "Behaviour of Masonry Walls Under Lateral Loads" - Proc. 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- [7] - R.E. KLINGNER, V.V. BERTERO - "Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction" - Rep. EERC 76-32, Dec. 1976.
- [8] - A.E. FIORATO, M.A. SOZEN, W.L. GAMBLE - "An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls" - Technical Report - University of Illinois, Nov. 1970.
- [9] - L. JURINA - "Pareti in Muratura Soggette ad Azioni Sismiche" - Costruire, N° 100, 1977.
- [10] - C. CESTELLI GUIDI, A. GIUFFRÈ - "Ricerca Sperimentale sulla Resistenza di Intelaiature Cementizie con Pannelli Murari" - Giornale del Genio Civile, Fasc.6, Giugno 1966.
- [11] - A. PARDUCCI, M. MEZZI - "Repeated Horizontal Displacements of Infilled Frames Having Different Stiffness and Connecting Systems" - 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
- [12] - D.M. 3.3.1975 - "Norme Tecniche per la Costruzione l'Esecuzione ed il Collaudo delle Costruzioni nelle Zone Sismiche" .
- [13] - D.M. 2.7.1981 - "Normativa per le Riparazioni ed il Rafforzamento degli Edifici Danneggiati dal Sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglie" .
- [14] - MINISTERO LL.PP. - Presidenza del Consiglio Superiore - "Circolare N° 22120: Istruzioni per la Riparazione ed il Rafforzamento degli Edifici Danneggiati dal Sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglie" .
- [15] - V. TURNSEK, F. ČAČOVIĆ - "Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls" - SIBMAC, Sessio IV, British Ceramic Research Association, London 1971.
- [16] - P. SHEPPARD, S. TERČELJ, V. TURNSEK - "The Influence of Horizontally-Placed Reinforcement on the Shear Strength and Ductility of Masonry Walls" - 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977