

# Prestazioni delle tamponature e tramezzature negli edifici in c.a.: implicazioni progettuali e costruttive alla luce dell'esperienza del terremoto dell'Abruzzo 2009

A. Masi<sup>1</sup>, V. Manfredi<sup>2</sup>, M. Vona<sup>3</sup>, F. Braga<sup>4</sup>, A. Salvatori<sup>5</sup> ■

## Sommario

L'edilizia residenziale in Italia è stata realizzata, fin dalla prima grande espansione degli anni '50 e '60, prevalentemente mediante strutture intelaiate in c.a. In tali tipologie di edifici gli elementi non strutturali sono stati generalmente trascurati, sia in termini di modellazione che di progettazione e realizzazione, ai fini del loro reale comportamento sismico e dell'interazione con gli elementi strutturali. Il recente terremoto del 6 aprile 2009, che ha interessato gran parte della provincia de L'Aquila, ha evidenziato il negativo comportamento delle tamponature e dei tramezzi negli edifici in c.a. che, in molti casi, ha determinato inagibilità e rilevanti danni economici. Nel presente lavoro è innanzitutto descritta l'evoluzione delle prescrizioni di normativa per gli elementi non strutturali nelle aree classificate

sismiche del territorio italiano. Successivamente sono analizzate le tipologie di tamponatura e tramezzatura presenti nelle strutture in c.a. maggiormente diffuse in Italia e nel territorio aquilano, per le quali sono descritte le modalità tipiche di danneggiamento osservate nel dopo sisma, distinguendo il comportamento per azioni nel piano da quello per azioni fuori dal piano. Le analisi effettuate hanno evidenziato come alcune scelte costruttive abbiano contribuito ad aumentare significativamente la vulnerabilità di tali elementi. Infine, è stata valutata la resistenza di una tipologia di tamponatura con riferimento a due possibili meccanismi di collasso fuori del piano confrontandone il possibile comportamento con le azioni valutate secondo le norme tecniche vigenti, per ricavare alcune indicazioni utili per una corretta progettazione ed esecuzione.

## 1. Introduzione

Gli elementi non strutturali (ENS), ed in particolare le tamponature, hanno una influenza importante sul comportamento sismico delle strutture intelaiate in c.a. Oltre alle funzioni di isolamento termo/acustico e di chiusura perimetrale dell'involucro abitativo, in occasione di eventi sismici le tamponature interagiscono con gli elementi resistenti principali, fornendo un contributo rilevante alle prestazioni della struttura.

In tal senso, numerosi studi sono stati già condotti in Italia al fine di determinare l'influenza degli elementi di tamponatura sulla capacità delle strutture sottoposte ad azioni sismiche e sulle modifiche alla risposta che esse determinano in funzione della loro collocazione nell'organismo strutturale. Ad esempio in (Masi 2003, Masi et al., 2010) è stato condotto un ampio studio parametrico utilizzando analisi dinamiche non lineari con riferimento alle tipologie edilizie con strutture intelaiate in c.a.

maggiormente diffuse in Italia ed in Europa. Sono state considerate tipologie strutturali in cui le tamponature erano assenti o potevano essere ritenute inefficaci ai fini della resistenza globale della struttura (BF), tipologie con tamponature distribuite con regolarità lungo tutta l'altezza della struttura (IF) e, infine, tipologie prive di tamponatura al piano terra per la presenza di un piano porticato (PF). I risultati hanno mostrato che alle strutture IF è possibile assegnare una bassa vulnerabilità sismica, ossia la presenza di tamponature efficacemente distribuite e collaboranti può consentire, anche a strutture progettate per soli carichi verticali, di sopportare azioni sismiche significative pur dovendo accettare danni elevati. Di contro, le tipologie PF hanno mostrato un'elevata vulnerabilità per la formazione di meccanismi di piano a bassi valori dell'intensità sismica. Un comportamento intermedio è stato mostrato dalle tipologie BF.

Nella pratica progettuale, tuttavia, gli elementi

<sup>1</sup> Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ angelo.masi@unibas.it

<sup>2</sup> Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ enzo.manfredi@alice.it

<sup>3</sup> Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ marco.vona@unibas.it

<sup>4</sup> Università La Sapienza, Roma - ✉ franco.braga@uniroma1.it

<sup>5</sup> Università degli Studi dell'Aquila - ✉ antonello.salvatori@libero.it

di tamponatura non vengono in genere considerati elementi strutturali trascurando il loro contributo alla resistenza sismica, ovvero il loro dimensionamento viene effettuato separatamente dal contesto strutturale nel quale sono collocati. Di conseguenza, come emerso a seguito del sisma dell'Abruzzo 2009, tali elementi possono subire un danneggiamento rilevante e, in alcuni casi, condizionare il comportamento dell'intera struttura (Ricci et al., 2010).

Il diffuso danneggiamento degli ENS può avere un impatto socio-economico importante su un'area colpita da un evento sismico, con conseguenze rilevanti sulla funzionalità delle strutture danneggiate fino a renderle del tutto, e per lungo tempo, inagibili. Per le strutture residenziali tali condizioni possono determinare l'allontanamento degli occupanti dalla propria abitazione con la conseguente richiesta di assistenza presso altre strutture. Per le strutture pubbliche, ed in particolare quelle strategiche (ospedali, caserme, ecc.), la perdita di funzionalità può determinare l'interruzione delle operazioni svolte all'interno, con riflessi negativi sulla gestione dell'emergenza e sull'assistenza alla popolazione.

Le spese per la riparazione conseguenti ad un diffuso danneggiamento degli ENS possono risultare rilevanti. Inoltre, ad esse bisogna sommare le perdite economiche derivanti dal mancato utilizzo dei locali.

L'importanza che rivestono gli ENS nelle costruzioni è riconosciuta dalle attuali norme antisismiche italiane NTC-08 (D.M. 14.01.2008, 2008) ed europee EC8-1 (CEN, 2003). Esse, infatti, definiscono per gli ENS prestazioni ben definite (Stati Limite), sia in condizioni di esercizio che ultime. Oltre alle conseguenze di una loro eventuale disposizione irregolare in pianta o in altezza e agli effetti locali dovuti all'interazione tra telai e tamponature, si evidenzia che, per gli elementi costruttivi senza funzione strut-

turale, debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione di progetto.

Le norme italiane ed europee forniscono, inoltre, un'espressione per il calcolo dell'azione sismica di verifica funzione, oltre che del valore di pericolosità locale, della collocazione in elevazione e delle caratteristiche dinamiche degli ENS e della struttura. Esse, tuttavia, non suggeriscono alcun modello per la valutazione della capacità resistente.

Nel presente lavoro sono state esaminate le prestazioni degli ENS, più specificamente delle tamponature e tramezzature, nell'evento sismico dell'aprile 2009 a L'Aquila. Particolare attenzione è stata dedicata al comportamento che tali elementi hanno mostrato per le azioni dirette fuori dal piano dei pannelli, i cui effetti hanno portato a collassi fragili con espulsione verso l'esterno. Nello studio è dapprima analizzato lo sviluppo delle prescrizioni normative per le zone sismiche riferite agli ENS a partire dal R.D. 193/1909 emanato in conseguenza del terremoto di Messina-Reggio Calabria del 1908 fino alle attuali norme tecniche italiane NTC-08. Successivamente, sulla base dei meccanismi di danneggiamento più frequentemente rilevati a L'Aquila, è stata effettuata una classificazione del danneggiamento osservato sulle tipologie più diffuse di tamponature e tramezzature. Infine, è stata valutata secondo le NTC-08 la sicurezza rispetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) di elementi di tamponatura di una struttura tipo, per azioni fuori dal piano. A tal fine la capacità è stata valutata utilizzando due diversi modelli rappresentativi di condizioni limite di collegamento, dunque di vincolo, tra tamponatura e telaio in c.a. con diverso grado di efficienza. Sulla base dei risultati ottenuti vengono forniti alcuni suggerimenti per la modellazione, progettazione ed esecuzione delle tamponature.

## 2. Evoluzione delle prescrizioni normative nazionali sugli ENS in zona sismica

L'esame delle prescrizioni normative sugli ENS in zona sismica è stato condotto a partire dai primi anni del '900 con riferimento al R.D. 193 (1909) emanato a seguito del terremoto di Messina-Reggio Calabria del 1908. In tale R.D. veniva prescritto che nelle strutture intelaiate (o "baraccate") gli elementi di riempimento delle maglie strutturali dovessero svolgere funzioni di irrigidimento e, pertanto, andavano realizzati con "muratura armata" ovvero con "pareti di lastre naturali, artificiali o di reti metalliche intonacate".

Il successivo R.D. 2089 (1924) introdusse alcuni standard costruttivi per le strutture intelaiate: in particolare le tamponature esterne dovevano essere realizzate con mattoni pieni di spessore non inferiore a 40 cm per il piano terra e 30 cm per il piano superiore. Le pareti interne, qualora non assolvessero funzioni di controventamento, potevano essere realizzate con mattoni forati. Un ulteriore limite, indirettamente espresso per gli ENS, era posto sull'altezza di interpiano che non poteva superare 4.5 m.

L'obbligo di realizzare le tamponature con mattoni pieni fu superato con il R.D. 640 (1935) che

permise il calcolo di strutture intelaiate trascurando il contributo di rigidità delle pareti perimetrali, consentendo l'uso di "mattoni vuoti". Veniva altresì superato il limite sull'altezza di interpiano previsto nel R.D. 2089/1924 purché le tamponature venissero dotate di cordoli in c.a. ancorati agli elementi principali quando l'altezza di interpiano superava i 5 m.

Nei decenni successivi non vi furono altri cambiamenti delle prescrizioni in zona sismica per gli ENS; anche la Legge 1684 (1962) si limitò a suggerire, per le tramezzature, l'impiego di mattoni forati di spessore almeno pari a 6 cm.

Anche negli anni '70-'80, con i DD.MM. per le zone sismiche emanati in forza della Legge 64 (1974) non furono introdotte prescrizioni particolari sugli ENS. Il D.M. 3.3.1975 (1975) prescrisse per le tamponature la realizzazione di nervature verticali efficacemente connesse agli elementi strutturali principali e disposte ad interasse non superiore a 3.0 m, qualora le dimensioni del pannello fossero maggiori di 15 m<sup>2</sup> in superficie e di 3.5 m in altezza. Analoga prescrizione fu introdotta per le tramezzature con dimensioni maggiori di 20 m<sup>2</sup> in superficie e 4.0 m in altezza.

Nei DD.MM. successivi non vi furono altri cambiamenti, fino al D.M. 16.1.1996 (1996) nel quale furono introdotte le verifiche degli spostamenti per le azioni sismiche di progetto. In particolare, per limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti, era necessario, in corrispondenza dello spostamento relativo di progetto, garantire la stabilità dei pannelli di tamponatura e la funzionalità degli impianti fissi. Per le strutture intelaiate tale verifica era soddisfatta se lo spostamento interpiano determinato dalle azioni di progetto risultava inferiore ad un valore limite, funzione della tipologia costruttiva dei pannelli. Ad esempio in presenza di elementi fragili (es. laterizio) aderenti alla struttura andava doveva essere verificato che  $\eta_t \leq 0.002 h$ , con  $\eta_t$  spostamento di progetto e  $h$  altezza di interpiano.

L'esame delle precedenti normative sismiche mostra che il tema della verifica degli ENS ricevette fino alla fine degli anni '90 una scarsa attenzione e, in particolare, non sono emerse prescrizioni riconducibili all'influenza che le lezioni tratte da terremoti passati avrebbero potuto svolgere sull'evoluzione delle normative nelle parti relative agli ENS. Ad esempio il D.M. 3.6.1981 (1981), emanato dopo i devastanti terremoti del Friuli 1976 e della Campania-Basilicata 1980, non conteneva alcuna variazione riguardante gli ENS rispetto al precedente D.M.

3.3.75. Ancora, il D.M. 2.7.81 (1981) contenente norme per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma 1980 dava indicazioni sugli ENS ma facendo riferimento soltanto al contributo che essi potevano fornire alla resistenza sismica della struttura e non sulla verifica degli ENS in quanto tali. Va però considerato lo scarso impatto che tali norme avrebbero comunque avuto sulle prestazioni degli ENS nel patrimonio edilizio italiano, tenuto conto della limitata quantità sia di strutture in c.a. nel patrimonio edilizio italiano fino agli anni '50-'60 che di territorio nazionale classificato sismico fino ai primi anni '80.

Al contrario, dopo il terremoto del Molise 2002, le prescrizioni normative sugli ENS ebbero un significativo cambiamento con l'adozione di un approccio basato sulle prestazioni richieste alle strutture attraverso la definizione degli *Stati Limite (SL)*. La OPCM 3274 (2003), modificata con la OPCM 3431 (2005), prescrisse che tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento poteva provocare danni a persone, fossero verificati per l'azione sismica corrispondente allo SL, insieme alle loro connessioni con la struttura. Essa fornì la seguente espressione per il calcolo della forza sismica da applicare agli ENS:

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a / q_a \quad (1)$$

dove  $W_a$  è il peso dell'elemento,  $\gamma_a$  è il fattore di importanza (variabile da 1.0 a 1.4) e  $q_a$  il fattore di struttura, pari ad 2.0 per gli elementi di tamponatura.

Il coefficiente sismico  $S_a$  veniva calcolato attraverso la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (2)$$

dove, per ciascuno stato limite considerato,  $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione di ancoraggio dello spettro  $a_g$  su sottosuolo di categoria A ( $a_g$ ) e l'accelerazione di gravità  $g$ ,  $S$  è il coefficiente che tiene conto della amplificazione dovute agli effetti stratigrafici e topografici del sito,  $T_a$  e  $T_1$  sono, rispettivamente, il periodo fondamentale dell'ENS e della struttura,  $H$  è l'altezza della struttura e  $Z$  la quota del baricentro dell'elemento non strutturale rispetto al piano di fondazione. Per le tamponature tale prescrizione mirava ad evitare l'espulsione dalla sede in cui erano messe in opera verificandone la stabilità in presenza dell'azione  $F_a$  applicata in direzione ortogonale al piano della tamponatura stessa.

La verifica in condizioni di esercizio (Stato Limite

di Danno, SLD) doveva garantire che, in conseguenza di eventi sismici con probabilità di occorrenza più elevata, non si verificassero danni gravi alle tamponature ed interruzioni d'uso ad essi conseguenti. Questa prescrizione mirava a contenere il danneggiamento per azioni dirette nel piano delle tamponature e la verifica era ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti interpiano erano inferiori ai valori limite prescritti, funzione della tipologia costruttiva. In particolare, per tamponature rigidamente collegate alla struttura ed in grado di interferire con la deformabilità della stessa deve risultare che:

$$d_r \leq 0.005h \quad (3)$$

dove  $d_r$  è lo spostamento di progetto e  $h$  l'altezza interpiano.

La norma prevedeva anche requisiti addizionali per la limitazione del danneggiamento: nelle zone con maggiore livello di sismicità era prescritto che venissero adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponatura e la possibile espulsione in direzione perpendicolare al piano del pannello. Tali prestazioni potevano essere ottenute con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Simili prescrizioni sono riportate nelle attuali norme tecniche NTC2008, in cui vengono considerati quattro SL riferiti alle diverse prestazioni attese dalle strutture sottoposte ad azioni sismiche, ossia *SL di Operatività* (SLO) e *SL di Danno* (SLD) per il controllo degli SL di Esercizio, *SL di salvaguardia della Vita* (SLV) e *SL di Collasso* (SLC) per il controllo degli SL Ultimi.

### 3. Tipologie e pratiche costruttive delle tamponature e delle tramezzature

Nella corrente pratica edilizia aquilana e, più in generale, italiana le tamponature nelle strutture intelaiate sono state concepite come elementi di chiusura della maglia strutturale il cui dimensionamento è finalizzato solo al conseguimento delle prestazioni di isolamento termico ed acustico richieste (funzione non strutturale). Tuttavia nel passato, come descritto nel paragrafo 2, in alcuni casi ad esse veniva espressamente richiesta una funzione di controventamento al fine di ridurre la deformabilità

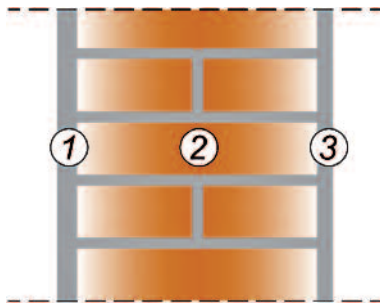
Per gli ENS la norma prescrive verifiche sia nelle condizioni di esercizio che in quelle ultime. In condizioni di SLV le tamponature non devono avere un collasso fragile e deve essere evitata l'espulsione dei pannelli dalla maglia strutturale in cui sono inseriti. A tale scopo è necessario verificare la stabilità dei pannelli per azioni ortogonali al proprio piano quando sottoposti ad una forza calcolata con espressioni analoghe a quelle (1) e (2) a meno del fattore di importanza  $\gamma_{cr}$ , il cui ruolo viene portato in conto assumendo direttamente opportuni valori del periodo di ritorno  $T_R$  dell'evento di verifica.

Per lo SLD si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli ENS danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Come già detto in precedenza, per tamponature rigidamente collegate alla struttura ed in grado di interferire con la deformabilità della stessa, tale verifica è condotta attraverso l'espressione (3). Ancora, per strutture il cui uso preveda affollamenti significativi e che abbiano funzioni pubbliche o strategiche (classi d'uso III e IV), le norme prevedono che gli ENS sotto l'azione sismica di progetto per lo SLO non subiscano danni tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Le verifiche si effettuano come per lo SLD, ma considerando valori limite dello spostamento interpiano  $d_r$  ridotti a 2/3.

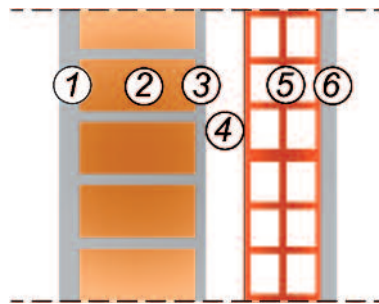
Con riferimento agli edifici esistenti va infine ricordato che, a seguito del terremoto dell'Abruzzo 2009, il Dipartimento della Protezione Civile ha predisposto le "Linee guida per la riduzione della vulnerabilità degli elementi non strutturali, arredi ed impianti" (DPC, 2009) e le "Linee guida per il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" (DPC-ReLUI, 2009). In tali linee guida vengono forniti idonei suggerimenti progettuali ed esecutivi per riparare e ridurre la vulnerabilità degli ENS.

delle strutture intelaiate (funzione strutturale). Pertanto le tamponature per strutture intelaiate degli anni '30-'40 furono realizzate con pareti "monostrato" di mattoni o blocchi di pietra naturale o artificiale (Fig. 1a); in alternativa furono utilizzate murature listate realizzate con pietra spezzata e corsi orizzontali di mattoni o fasce continue di cemento. Lo spessore generalmente variava tra 30 e 60 cm.

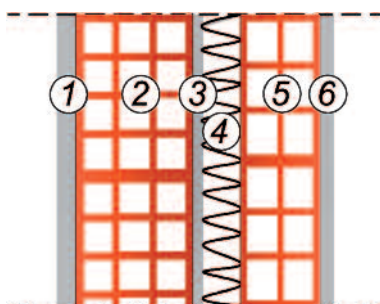
Dagli anni '50 in poi la tamponatura monostrato è caduta in disuso a vantaggio delle pareti a più strati o "composite" in grado di garantire un maggior isolamento termico. Il



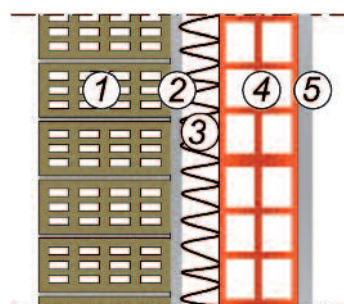
1) intonaco esterno; 2) due teste di mattoni pieni o semipieni; 3) intonaco esterno.



1) intonaco esterno; 2) mattoni pieni o semipieni ad una testa; 3) rinforzo; 4) camera d'aria; 5) elementi forati di sp. 8 cm; 6) intonaco interno.



1) intonaco esterno; 2) elementi forati di sp. 12 cm; 3) rinforzo; 4) isolante; 5) elementi forati; 6) intonaco interno.



1) elementi semipieni a faccia vista; 2) rinforzo; 3) isolante; 4) elemento forato; 5) intonaco interno.

Fig. 1  
Tipologie di tamponatura maggiormente diffuse in Italia e nelle aree aquilane colpite dal sisma del 2009.

sistema maggiormente diffuso di tamponatura composita è la muratura doppia, detta anche "a cassa vuota", composta da una parete esterna più spessa e robusta ed una parete interna più sottile e leggera, separate da una camera d'aria per uno spessore complessivo di 25-30 cm. La fodera esterna veniva usualmente realizzata in laterizio pieno/semipieno (Fig. 1b) ovvero forato (Fig. 1c) con spessore 12 cm, ma a volte venivano usati anche blocchi di calcestruzzo alleggerito o tufo. Per il paramento interno era largamente diffuso l'utilizzo di laterizi forati disposti a coltello, usualmente con spessore 8 cm. L'intercapedine, dello spessore di 5-10 cm, era generalmente vuota. A partire dagli anni '70, a seguito delle prime leggi sul risparmio energetico, entro l'intercapedine veniva inserito un pannello di materiale isolante (es. lana di vetro, lana di roccia), ovvero essa veniva completamente riempita con vermiculite o poliuretano.

Le superfici a vista dei due paramenti venivano in genere rivestite da uno spessore di pochi centimetri di intonaco e pittura; a volte il paramento esterno veniva rivestito con vari materiali (lastre di pietra, piastrelle di ceramica, ecc) aventi funzioni decorative e di impermeabilizzazione, solidarizzati alla tamponatura attraverso malta

di cemento o ganci metallici.

In considerazione della minore manutenzione richiesta rispetto ai rivestimenti di intonaco e pittura e della maggiore quantità di soluzioni architettoniche disponibili, attualmente hanno ampia diffusione le tamponature "a faccia vista" dove il paramento esterno è costituito da mattoni semipieni ad una o due teste (Fig. 1d).

Di largo impiego sono anche le tamponature realizzate con pareti monostrato di blocchi alveolari ad alta capacità termo-isolante il cui spessore, unitamente all'intonaco di rivestimento, è in genere variabile intorno ai 25-30 cm.

Per capannoni industriali, ovvero edifici con grandi luci, le tamponature sono realizzate con moduli prefabbricati realizzati con calcestruzzi leggeri (aerati, alveolari, di pomice, ecc) o con laterizi. I moduli vengono solidarizzati tra loro attraverso incastri o profili metallici opportunamente sagomati e vincolati agli elementi della struttura portante attraverso grappe metalliche. Le pareti divisorie (tramezzi) sono state generalmente realizzate con mattoni forati posti a coltello o con mattoni pieni/semipieni ad una testa, il cui spessore, considerando anche l'intonaco di calce o gesso, è variabile tra 10 e 15 cm. Per la semplicità della posa in opera e per la legge-



Fig. 2a  
Paramento esterno della tamponatura collocate su solette esterne al reticolo strutturale.

Fig. 2b  
Paramento esterno della tamponatura realizzata all'esterno della struttura ed esteso per tutta l'altezza.

rezza dei materiali componenti larga diffusione hanno attualmente anche le parete divisorie semi-prefabbricate costituite da moduli di laterizio pre-intonacati o lastre di gesso e/o cartone sorrette da intelaiature metalliche.

Negli edifici residenziali le tamponature sono generalmente collocate per l'intero spessore all'interno dei reticoli strutturali perimetrali ed in contatto con gli elementi principali, a realizzare pannelli di lunghezza 4-5 m e altezza 3 m. Tuttavia in diversi casi, come rilevato nei territori

aquilani colpiti dal sisma del 2009, il paramento esterno è posto su una soletta della trave di piano in modo da rivestire interamente i pilastri (Fig. 2a). In altri casi il paramento riveste completamente l'involucro edilizio senza interruzioni (Fig. 2b). Tali soluzioni costruttive, dettate dall'esigenza di ridurre i ponti termici in corrispondenza delle travi e dei pilastri, hanno aumentato notevolmente la vulnerabilità delle tamponature, in particolare per le azioni fuori dal piano.

#### 4. Analisi del danneggiamento negli ENS a seguito del terremoto dell'Abruzzo 2009

Nel presente paragrafo, sulla base dei meccanismi di danno osservati più frequentemente nei territori aquilani colpiti dal sisma del 2009, è stato analizzato il comportamento degli ENS con particolare riferimento alle tamponature e alle tramezzature nelle strutture in c.a.

Il danneggiamento è stato classificato per azioni dirette nel piano e fuori del piano dei pannelli.

##### 4.1 Azioni nel piano

Il danneggiamento nel piano delle tamponature, prodotto dallo spostamento di interpiano a ciascun livello, è causato dall'interazione con gli elementi resistenti principali, travi e pilastri, dotati di una maggiore capacità deformativa rispetto a quella dei pannelli.

In considerazione delle loro caratteristiche geometriche, le tamponature offrono per azioni nel piano la massima resistenza disponibile, peraltro consentendo, attraverso il loro danneggiamento, di dissipare una notevole quantità dell'energia prodotta dallo scuotimento sismico. I meccanismi di danno/collasso per azioni dirette nel piano possono essere schematizzati come di seguito (Circ. Min. 65, 1997, Biondi et al., 2000):

1. per distacco dal reticolo strutturale;

2. per scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta;

3. per trazione lungo le diagonali del pannello;

4. per schiacciamento agli angoli del pannello.

In figura 3a è mostrato un esempio di danno con lesioni lungo il perimetro del pannello murario provocato dal distacco della tamponatura dal reticolo strutturale: esse sono prodotte dalle deformazioni del reticolo strutturale per azioni dirette nel piano che possono determinare il superamento della tensione di adesione della malta in corrispondenza delle sezioni perimetrali del pannello a contatto con gli elementi strutturali. Va evidenziato che tale danneggiamento determina un significativo degrado dei vincoli perimetrali la cui efficienza condiziona notevolmente il comportamento per azioni fuori dal piano.

La foto in figura 3b mostra un esempio di danneggiamento con lesioni parallele ai letti di malta provocate dal raggiungimento delle tensioni di rottura per scorrimento nella malta o di aderenza tra mattone e malta. Tale tipo di danneggiamento dà luogo ad un comportamento poco favorevole in quanto mobilita i meccanismi di minore resistenza del pannello. Un esempio di danneggiamento con lesioni diagonali dei pannelli murari è riportato in figura 3c: il pannello di tamponatura realizzato all'interno di un reticolo strutturale si oppone agli spostamenti



Fig. 3a  
Danneggiamento per azioni nel piano: distacco della tamponatura dal reticolo strutturale.

Fig. 3b  
Danneggiamento per azioni nel piano: scorrimento orizzontale lungo i letti di malta del paramento esterno.



Fig. 3c  
Danneggiamento per azioni nel piano: lesioni diagonali a taglio lungo il pannello.

Fig. 3d  
Danneggiamento per azioni nel piano: lesioni diagonali (primo piano) e per schiacciamento agli angoli del pannello (piano terra).

interpiano indotti dalle forze sismiche attraverso un meccanismo resistente che può essere schematizzato con una biella congiungente i due nodi posti lungo la diagonale. Quando la biella è sollecitata a compressione, in direzione ortogonale all'asse si innescano tensioni di trazione che possono comportare l'apertura di lesioni con andamento diagonale.

Agli angoli dei pannelli, nelle sezioni di contatto con gli elementi principali, può verificarsi la crisi per schiacciamento (Fig. 3d) dovuta al raggiungimento della tensione massima a compressione della muratura. Tale meccanismo di danneggiamento in genere si realizza in presenza di pannelli piuttosto deformabili o pilastri molto rigidi poiché in tali casi l'area di contatto tra i due elementi tende a diminuire, come si ricava ad esempio adottando la classica formula di (Mainstone, 1974) che fornisce la larghezza  $b_w$  della biella equivalente compressa con cui viene stimata la capacità resistente ed irrigidente di tamponature in laterizio:

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.20 \cdot \sin(2\theta) \cdot \left( \frac{E_w \cdot t_w \cdot h_w^3 \cdot \sin(2\theta)}{E_c \cdot I_p} \right)^{-0.1} \quad (4)$$

con  $h_w$  = altezza del pannello, spessore  $t_w$  = spessore del pannello,  $d_w$  = lunghezza del puntone,  $\theta$  = inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale,  $E_w$  = modulo elastico a compressione della muratura valutato in direzione verticale,  $E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo e  $I_p$  = inerzia dei pilastri.

Come prevedibile, in virtù dei maggiori valori

attesi di *drift*, le situazioni di danneggiamento descritte sono state maggiormente osservate ai piani inferiori delle strutture.

#### 4.2 Azioni fuori dal piano

Il collasso per azioni dirette fuori dal piano è un meccanismo di tipo fragile che mobilita la più bassa resistenza disponibile del pannello murario. Inoltre, provocando l'espulsione della tamponatura dalla sua sede, determina la condizione di maggior pericolo per l'incolumità delle persone.

Il comportamento di un pannello murario per azioni fuori dal proprio piano è principalmente governato dal grado di collegamento presente con gli elementi principali adiacenti. In particolare possono realizzarsi due diversi meccanismi di collasso:

1. per ribaltamento con moto di corpo rigido;
2. per instabilità laterale o rottura per flessione.

Il primo meccanismo si attiva in presenza di una debole o inefficace adesione delle sezioni superiori e laterali del pannello con gli elementi del telaio. Il pannello, sottoposto alle forze di inerzia attivate dall'accelerazione sismica, subisce un ribaltamento con moto di corpo rigido che lo coinvolge interamente o parzialmente. L'attivazione di tale meccanismo è fortemente favorita dall'eventuale danneggiamento per azioni nel piano che possono provocare il distacco del pannello dal reticolo strutturale e il conseguente degrado delle condizioni di vincolo. Inoltre, lo spostamento interpiano in direzione ortogonale

Fig. 4a  
Danneggiamento per azioni fuori dal piano: collasso incipiente per ribaltamento del pannello di tamponatura.



Fig. 4b  
Danneggiamento per azioni fuori dal piano: espulsione del paramento esterno e incipiente collasso per ribaltamento del paramento interno.



Fig. 4c  
Danneggiamento per azioni fuori dal piano: esempi di espulsione del paramento esterno e collasso per formazione della "cerniera verticale" nel paramento interno.



Fig. 5  
Esempi di collasso di tamponature con paramento esterno collocato al di fuori del reticolo strutturale.



al piano delle tamponature favorisce la perdita di stabilità e l'espulsione fuori dal piano. Nelle immagini seguenti sono riportati alcuni esempi di collasso delle tamponature per azioni fuori dal piano: in particolare la figura 4a mostra un incipiente ribaltamento del pannello verso l'esterno, mentre, nella figura 4b, il paramento esterno è stato espulso dalla sede di alloggiamento e quello interno ha subito un evidente moto di corpo rigido con rotazione verso l'interno.

In presenza di un vincolo efficace lungo il perimetro il pannello di tamponatura risponde alle azioni dirette fuori dal proprio piano con un funzionamento a piastra. Nella fase post-fessurativa, per ciascuna delle direzioni principali, entro lo spessore del pannello si attiva un meccanismo resistente "ad arco" con la formazione di tre cerniere a sviluppo lineare collocate alle estremità del pannello ed a circa metà della sua altezza. La direzione lungo la quale si potrà attendere la formazione di tale meccanismo è funzione del rapporto tra lo spessore e le dimen-

sioni del pannello: in particolare gli assi delle cerniere saranno disposti lungo la dimensione maggiore  $e$ , pertanto, in un pannello di lunghezza  $L$  e altezza  $H$ , gli assi delle cerniere avranno sviluppo orizzontale se  $L > H$  e, al contrario, lungo la verticale se  $L < H$ . Nella figura 4c sono riportati due esempi di danneggiamento con formazione di cerniere ad asse verticale dei paramenti interni delle tamponature.

In molti casi il collasso è stato favorito dall'inefficace vincolo realizzato per le tamponature poste sulle solette aggettanti dalle travi di piano e di dimensioni pari allo spessore dei pannelli. Le tamponature rivestono pilastri e pertanto sono confinate solo in testa ed alla base (Fig. 5). In alcuni casi l'espulsione delle tamponature è stata favorita dalla presenza di elementi piuttosto pesanti, come insegne o tabelle, solidarizzati ai pannelli. In figura 6 viene mostrato il caso dell'Ospedale San Salvatore de L'Aquila dove, sulla parete sovrastante l'ingresso del pronto soccorso, era presente una grande insegna luminosa (Fig.





Fig. 6a  
Facciata dell'Ospedale san Salvatore de L'Aquila prima del sisma del 6 aprile 2009.



Fig. 6b  
Facciata dell'Ospedale San Salvatore dopo il sisma del 6 aprile 2009.



Fig. 6c  
Particolare degli elementi di sostegno della tamponatura.



Fig. 7  
Collapsi di partizioni interne realizzate con blocchi di laterizio (a) e pannelli di gesso (b).

6a). In occasione del sisma la massa dell'insegna ha incrementato le azioni agenti sul pannello favorendone l'espulsione all'esterno con la conseguente ostruzione delle vie di accesso ai locali del pronto soccorso (Fig. 6b). È importante, inoltre, evidenziare che il pannello copriva una superficie di notevoli dimensioni senza un efficace collegamento alla struttura principale: infatti esso era stato collocato in posizione esterna rispetto agli elementi verticali e vincolato solo in testa e alla base dalle travi di piano (Fig. 6c).

Numerosi casi di danneggiamento sono stati osservati anche sulle tramezzature. Alcuni

esempi sono riportati in figura 7 relativi a strutture pubbliche de L'Aquila. In esse si riconosce come in presenza di tramezzi con altezze e lunghezze rilevanti senza un'efficace struttura di vincolo si siano manifestati danni molto gravi ed estesi. A causa di tale danneggiamento le strutture sono diventate inagibili con pesanti conseguenze sulla comunità in termini di ripresa delle normali condizioni di vita dopo l'evento. Va peraltro rilevato che tali danni avrebbero potuto comportare gravi effetti sulle persone se tali strutture pubbliche, data l'ora in cui si è verificato il sisma, non fossero state completamente vuote.

### 5. Un esempio applicativo per l'analisi di meccanismi di collasso fuori dal piano

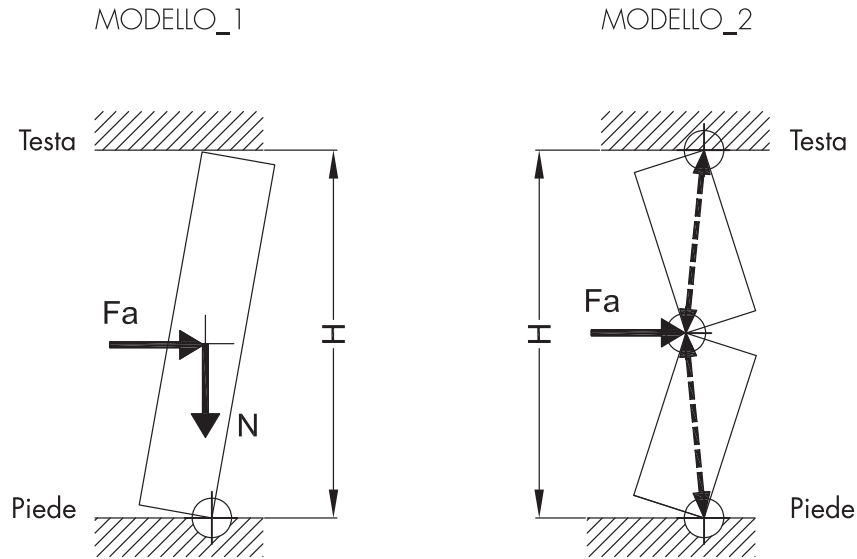
Al fine di valutare le prestazioni di pannelli di tamponatura sottoposti ad azioni fuori dal piano sono state svolte alcune analisi numeriche confrontando le capacità ottenute considerando i due diversi meccanismi resistenti per azioni fuori dal piano descritti al paragrafo 4 con le azioni calcolate con

le espressioni (1) e (2) riportate nelle NTC-08.

Le analisi hanno riguardato i pannelli di tamponatura di una struttura intelaiata in c.a. di quattro piani (periodo fondamentale  $T_1 = 0.7$  sec) aventi lunghezza  $L = 4.5$  m ed altezza  $H = 2.65$  m, realizzati in laterizio forato (peso di volume  $\gamma = 8.0$  kN/m<sup>3</sup>) e considerando diversi valori dello spessore  $t$  (12, 18, 24 e 30 cm).

Fig. 8a  
Meccanismo di ribaltamento  
con moto da corpo rigido e  
cerniera al piede del  
pannello (modello 1).

Fig. 8b  
Funzionamento resistente  
"ad arco" con meccanismo  
di collasso con tre cerniere  
(modello 2).



Le norme italiane NTC-08 – così come le norme europee EC8-1 – non forniscono modelli di capacità per la valutazione della sicurezza. Pertanto nelle analisi sono stati assunti due diversi meccanismi resistenti rappresentativi delle due possibili condizioni limite di funzionamento. In particolare il *modello 1* rappresenta il comportamento di un pannello di tamponatura dotato di un inefficace vincolo in testa e laterale e che pertanto può raggiungere il collasso per ribaltamento con moto da corpo rigido (Fig. 8a). Il *modello 2* rappresenta il comportamento di un pannello efficacemente vincolato lungo il perimetro in grado di attivare un meccanismo resistente "ad arco" entro lo spessore con puntoni compressi tra tre cerniere, due poste alle estremità ed una a metà altezza (Fig. 8b). La forza sismica orizzontale è stata applicata nel baricentro dei pannelli posti a quote  $Z$  variabili da 1.5 m (primo livello) a 10.5 m (quarto livello) ed è stata valutata in funzione del periodo fondamentale del pannello  $T_a$ , determinato in base alle sue caratteristiche geometriche ed al grado di vincolo dei due modelli considerati. La capacità del modello 2 è stata valutata attraverso l'espressione semplificata contenuta nella norma europea EC6 (CEN, 1998) relativa a strutture in muratura sottoposte ad azioni fuori dal piano, di seguito riportata:

$$q_{lat} = f_v \cdot \left(\frac{t}{H}\right)^2 \quad (5)$$

dove  $q_{lat}$  è la capacità per unità di superficie e  $f_v$  è la tensione di rottura a compressione della tamponatura, assunta nelle analisi pari a 2 N/mm<sup>2</sup>, valore medio rappresentativo di murature con blocchi disposti con fori in orizzontale (Colangelo, 2004). È importante evidenziare che l'espressione (4) applicata ai pannelli considerati

fornisce valori di capacità simili a quelli che si determinano con l'espressione analitica utilizzata in (Beconcini, 1997, Modena et al., 2005), la quale ben riproduce i risultati sperimentali. La verifica di sicurezza per lo SLV è stata effettuata, per il modello 1, confrontando il momento della forza stabilizzante (forza peso del pannello  $N$  per il braccio interno  $t/2$ ) con quello della forza ribaltante (forza sismica  $F_a$  posta a  $H/2$  dalla base). Per il modello 2 la verifica di sicurezza è stata effettuata confrontando la capacità ( $q_{lat} \times L \times H$ ) con la forza sismica agente  $F_a$ . Nelle figure 9a-9h sono riportati i valori del coefficiente di sicurezza  $SF$  valutati, per ciascun modello di capacità considerato, al variare della snellezza  $s = H/t$  (variabile da 8.8 a 22.1) e del valore dell'accelerazione al suolo  $a_g$  nell'intervallo 0.05 g - 0.35 g. Le azioni sismiche sono state valutate considerando i valori convenzionali di accelerazione al suolo  $a_g$  che venivano in precedenza attribuiti alle quattro Zone Sismiche in assenza di effetti di amplificazione stratigrafica e topografica (categoria di sottosuolo A e terreno pianeggiante T1). Emergono valori del tutto differenti di  $SF$  in funzione del modello di calcolo adottato e, in misura minore, del livello cui è riferita la verifica (si noti che i valori di  $SF$  riportati nei grafici relativi al modello 2 vanno moltiplicati per 100). In particolare con il modello 1 (pannello privo di connessione alla maglia strutturale) la verifica di sicurezza è sempre non soddisfatta ( $SF < 1$ ) per intensità dell'accelerazione al suolo  $a_g > 0.15$  g.  $SF$  è maggiore dell'unità solo per i valori più piccoli di snellezza ( $s = 8.8-11.0$ ) e per bassi valori delle accelerazioni al suolo ( $a_g < 0.15$  g). Al contrario, considerando il modello 2, le verifiche di sicurezza sono sempre soddisfatte con valori

Fig. 9  
Coefficients di sicurezza SF per tamponature collocate a diversi piani al variare dell'azione sismica  $a_g$ , valutati con il modello 1 (Figg. (a), (c), (e), (g)) e con il modello 2 (Figg. (b), (d), (f), (h)) per differenti valori della snellezza  $s=H/t$ .

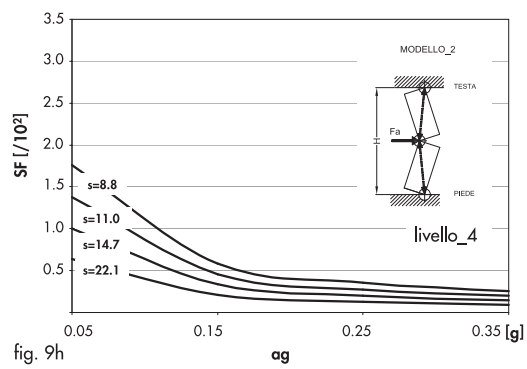
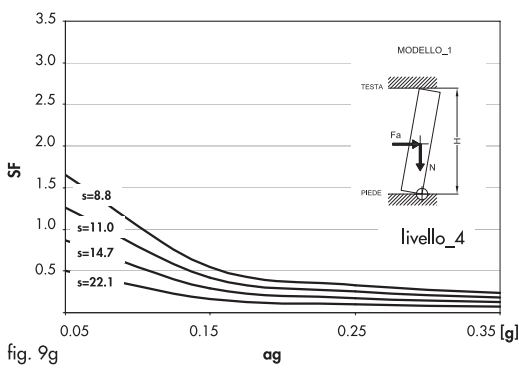
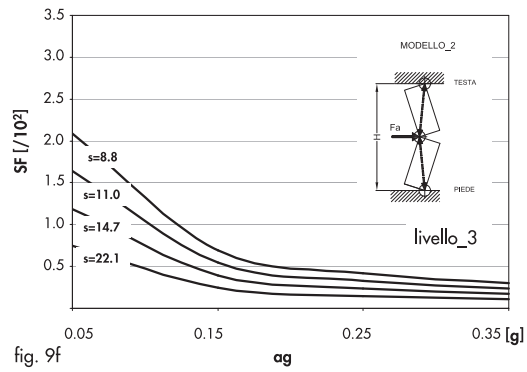
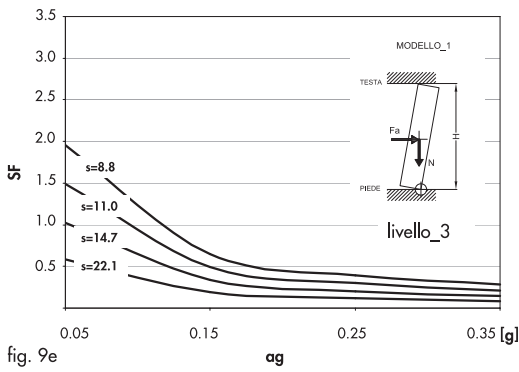
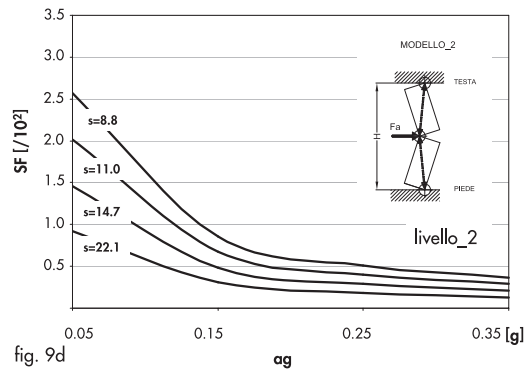
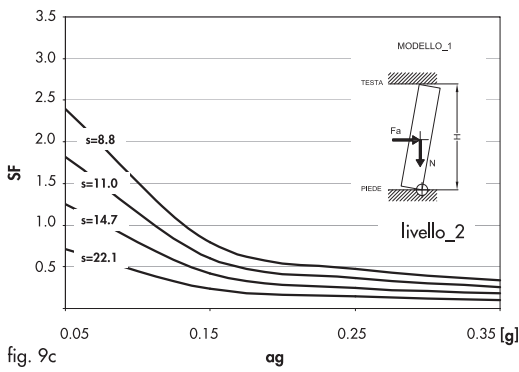
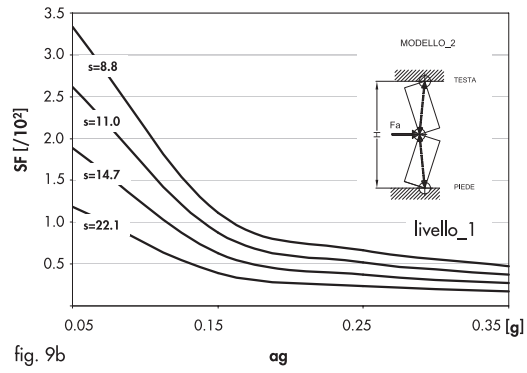
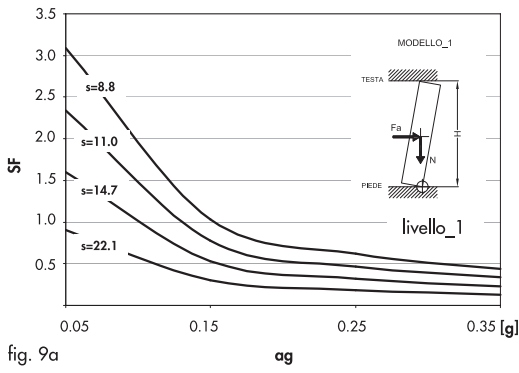


Fig. 10  
Esempi di danneggiamento di tamponature collocate ai primi livelli di strutture intelaiate in c.a.



di SF circa 100 volte maggiori rispetto al modello 1. È tuttavia necessario evidenziare che l'espressione utilizzata per determinare la capacità del modello 2 non tiene in conto dell'eventuale danneggiamento prodotto dalla contemporanea azione diretta nel piano: tale danneggiamento produce un rapido degrado del collegamento della tamponatura con il reticolo strutturale che non consentirebbe lo sviluppo di un meccanismo da modello 2. Infatti, come emerso dai rilievi effettuati dopo il sisma 2009, il collasso delle tamponature si è maggiormente evidenziato ai piani più bassi delle strutture (Fig. 10) dove, a causa dei maggiori valori di drift, dunque del più probabile danno per azioni nel piano, il comportamento del pannello è più vicino a quanto previsto nel modello 1. Di contro ai piani più alti, in considerazione del minore valore del drift, le connessioni del pannello subiscono un ridotto o trascurabile danneggiamento per azioni nel piano e pertanto il meccanismo resistente può essere assimilato al modello 2.

Al fine di determinare la dimensione minima che consente di soddisfare le verifiche di sicurezza in presenza di un comportamento da modello 1, nella tabella 1 sono riportati i valori limite della snellezza  $s_{\min}$  (ossia calcolati assumendo  $SF = 1$ ) al variare dell'accelerazione al suolo  $a_g$ , valutati

per i primi tre livelli della struttura in esame, dove è più probabile che, a causa dell'eventuale danno per azioni nel piano, si possa realizzare una condizione da modello 1. Il caso esaminato può essere considerato rappresentativo di tipiche strutture intelaiate in c.a. di media altezza.

I valori di  $s_{\lim}$  decrescono da circa 30 (pannelli posti al primo livello e sottoposti ad azione sismica  $a_g = 0.05$  g) a circa 3 (pannelli collocati al terzo livello ed  $a_g = 0.35$  g). I risultati mostrano che già per valori di  $a_g > 0.15$  g sarebbero necessari spessori di notevoli dimensioni, tali da essere non realizzabili nella pratica. Ad esempio, lo spessore di un pannello di tamponatura collocato al terzo livello di una struttura collocata a L'Aquila ( $a_g = 0.261$  g per lo SLV,  $T_R = 475$  anni) necessario per ottenere  $SF = 1$  dovrebbe essere circa 70 cm.

Va però rilevato che il meccanismo previsto nel modello 1 fornisce valori limite inferiori della capacità. In realtà una forza, seppur di modesta entità, all'interfaccia pannello-reticolo strutturale, sarà in genere presente in modo da fornire un contributo non trascurabile per stabilizzare il pannello. D'altra parte l'entità delle forze che si potrebbero scambiare all'interfaccia sarebbe affetta da grande incertezza e comunque di difficile valutazione. Il valore di tali forze risulterebbe

Tabella 1 - Valori limite della snellezza  $s_{\lim}$  ( $=H/t$ ) per azioni fuori dal piano al variare dell'accelerazione al suolo valutati per tamponature poste ai primi tre livelli di tipiche strutture intelaiate in c.a.

Livello	Accelerazione al suolo $a_g$			
	0.05 g	0.15 g	0.25 g	0.35 g
1°	31	10.5	6.1	4.4
2°	24	7.8	4.7	3.4
3°	19	6.4	3.8	2.7

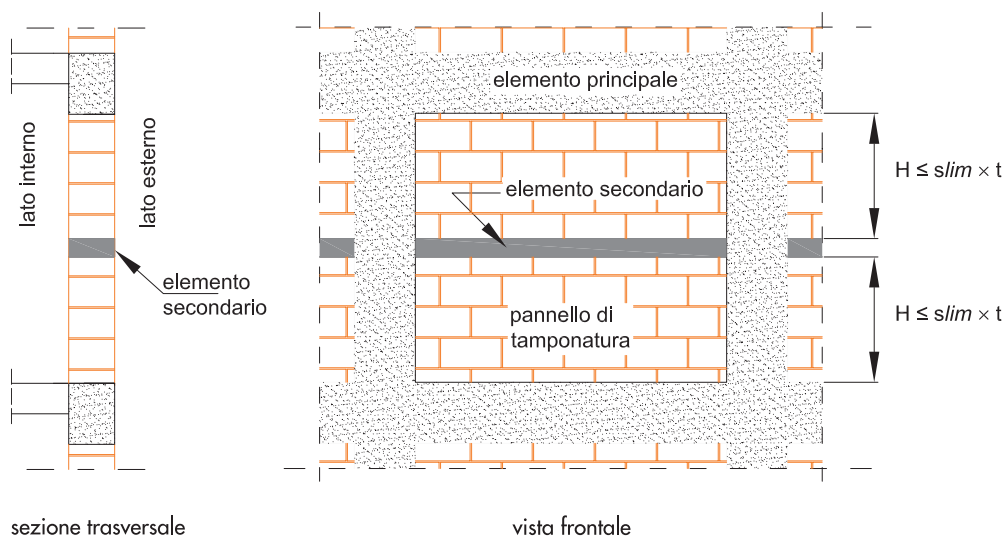


Fig. 11  
Inserimento di un elemento secondario in c.a. o acciaio entro lo spessore della tamponatura di edifici nuovi per evitare il ribaltamento per azioni fuori dal piano (riduzione della snellezza).

rebbe fortemente dipendente dalle modalità costruttive originarie nonché dall'eventuale grado di danneggiamento per azioni nel piano. A tal fine ulteriori studi sono attualmente in corso per poter stimare, in modo sufficiente-

mente semplice ed affidabile, l'entità delle forze di interazione.

Al contrario, il meccanismo previsto nel modello 2 fornisce valori limite superiori della capacità del pannello.

## 6. Suggerimenti progettuali e costruttivi

I risultati ottenuti al paragrafo precedente evidenziano chiaramente la necessità di adottare scelte progettuali e costruttive, sia nella realizzazione di edifici nuovi che nell'adeguamento di edifici esistenti in c.a., che impediscano o limitino fortemente la possibilità che possano svilupparsi meccanismi di collasso per azioni fuori dal piano schematizzabili con il modello 1.

Tale meccanismo caratterizza la risposta di pannelli di tamponatura con un inefficace collegamento agli elementi principali dovuto essenzialmente a: i) pratiche costruttive non corrette, ii) cattiva esecuzione del collegamento, iii) eventuale danneggiamento per azioni nel piano.

In particolare, l'esame dei danni verificatisi a L'Aquila ha mostrato che la realizzazione di un paramento in posizione esterna al reticolo strutturale (parzialmente o totalmente), ovvero la sua collocazione su solette aggettanti dalle travi di piano, determina un'elevata vulnerabilità delle tamponature e pertanto dovrebbe essere evitata. Le tamponature devono essere sempre confinate entro gli elementi principali sia verticali sia orizzontali ed a contatto con essi per l'intero spessore dei pannelli. Inoltre, in presenza di pareti con snellezza elevata, potrebbe risultare necessario l'inserimento di elementi secondari realizzati entro lo spessore della tamponatura per limitare la possibilità di ribaltamento per azioni fuori dal piano (Fig. 11). Tali elementi, realizzati

in c.a. ovvero con sezioni di acciaio di piccole dimensioni, in modo da non interferire in modo significativo con la risposta locale degli elementi strutturali adiacenti e con quella globale della struttura, possono essere agevolmente messi in opera nel caso di edifici nuovi in modo da contenere il valore della snellezza entro i limiti  $s_{lim}$  riportati in tabella 1.

Per i pannelli multi-strato (es. tamponature a cassa vuota) la riduzione della snellezza può essere ottenuta anche attraverso un efficace collegamento trasversale tra i paramenti mediante *diatoni* opportunamente diffusi entro la parete in modo da solidarizzare efficacemente i due paramenti, interno ed esterno. Tale soluzione potrebbe essere utilizzata anche per ridurre la vulnerabilità delle tamponature esistenti, come suggerito anche in (DPC-ReLUIS, 2009): i diatoni potrebbero essere realizzati applicando elementi di laterizio pieno all'interno di fori realizzati all'interno di ciascuno dei paramenti (soluzione con fori passanti) ovvero realizzando il solo foro in uno dei due paramenti e assicurando il collegamento attraverso reti di materiale fibro-rinforzato poste in adesione all'altro paramento (soluzione con fori non passanti).

L'esecuzione a regola d'arte delle parti perimetrali dei pannelli con *inzeppature* e giunti di malta continui appare fondamentale per garantire una efficace connessione delle tamponature al reticolo strutturale in grado di ridurre la vul-

Fig. 12  
Intervento per migliorare la connessione tra la tamponatura e il reticolo strutturale, esteso a tutto il perimetro di contatto in caso di nuova realizzazione o rafforzamento dell'esistente oppure alla parte danneggiate in caso di riparazione.

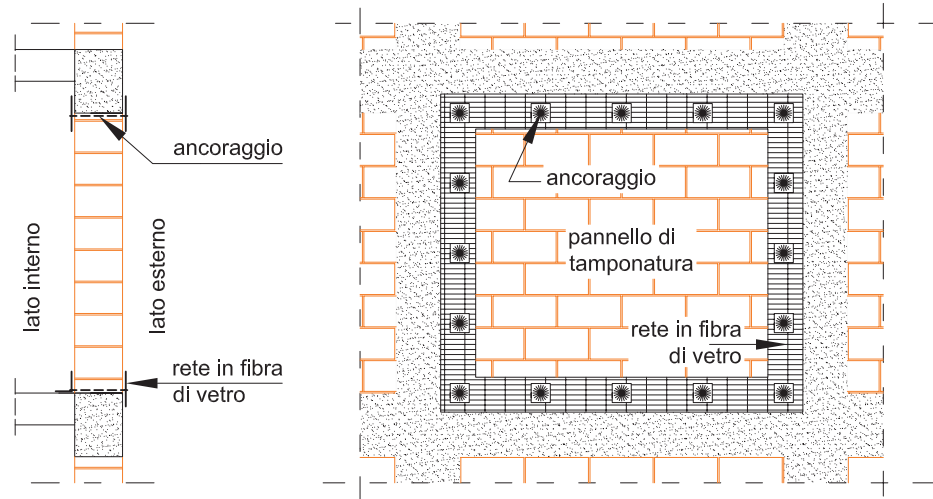
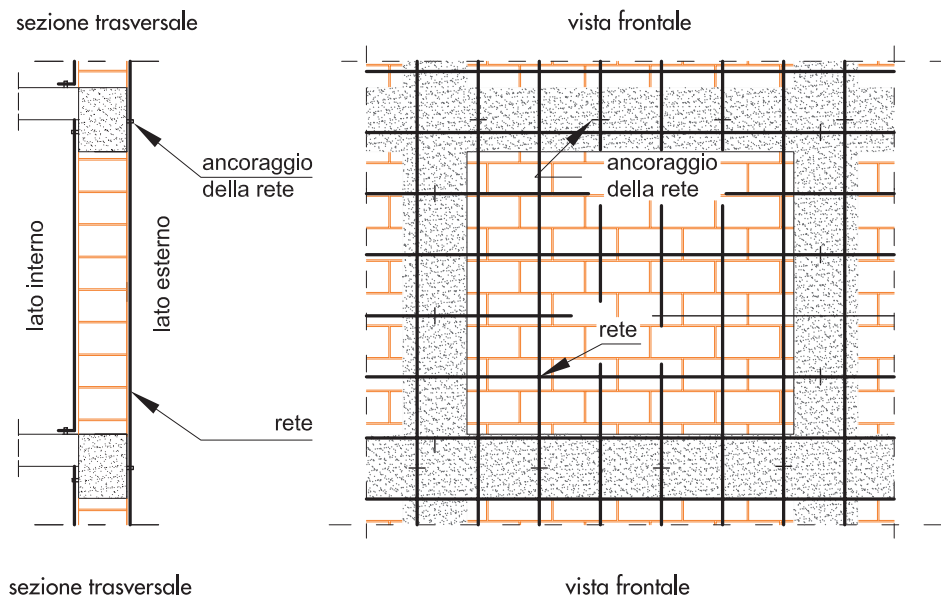


Fig. 13  
Inserimento di leggere reti metalliche o di materiale fibro-rinforzato per aumentare la resistenza delle tamponature nel piano e fuori dal piano e per evitare l'espulsione all'esterno del pannello danneggiato o di parti di esso.



nerabilità per azioni fuori dal piano. Inoltre, al fine di migliorare il collegamento con gli elementi strutturali, in corrispondenza del perimetro dei pannelli potrebbero essere applicate fasce di rete di materiale fibro-rinforzato (es. fibre di vetro) poste sulle due facce e collegate tra loro (Fig. 12) in grado di resistere agli sforzi prodotti dalle deformazioni degli elementi adiacenti. Tale soluzione, descritta in (DPC-ReLUIS, 2009) come intervento di riparazione, può essere suggerita anche per ridurre la vulnerabilità sia delle tamponature di edifici esistenti che di nuova realizzazione, in particolare in presenza di aperture le quali limitano l'adozione di altre soluzioni.

Le prestazioni delle tamponature, sia per azioni nel piano sia fuori dal piano, possono essere notevolmente migliorate, come mostrato dai risultati sperimentali ottenuti da Calvi e Bolognini (2001), attraverso l'inserimento di barre metalliche di piccolo diametro disposte nei letti

di malta, oppure con l'applicazione di leggere reti metalliche o di materiale fibro-rinforzato poste su entrambe le superfici della tamponatura all'interno dello spessore di intonaco (Fig. 13). In particolare quest'ultima soluzione – applicabile anche alle tamponature di edifici esistenti – se realizzata in modo da determinare una efficace connessione agli elementi principali, potrebbe svolgere anche le funzioni di "rete di tenuta" in grado di evitare l'espulsione all'esterno del pannello o di parti di esso. Infine, è opportuno evidenziare che gli effetti dovuti alle azioni nel piano delle tamponature sono prodotti dagli spostamento interpiano che, in particolare per strutture molto deformabili, possono risultare molto elevati e non compatibili con le limitate capacità deformative delle tamponature e dei loro collegamenti. Questa possibilità induce a considerare con grande attenzione, nell'impostare, progettare e verificare la struttura, l'obiettivo di conseguire una adeguata rigidità

laterale. In termini di verifica, qualora si volesse limitare drasticamente la possibilità di danneggiamento delle tamponature, si potrebbero controllare i limiti di deformabilità prescritti dalle NTC-08 per lo SLD (espressione (3)) anche nelle verifiche dello SLV. Ciò consentirebbe di garantire la sostanziale integrità delle tamponature per azioni nel piano anche in presenza delle azioni sismiche con periodo di ritorno maggiore. In termini di progettazione, nelle strutture intelaiate in

## 7. Conclusioni

Nel lavoro sono state inizialmente presentate le principali prescrizioni normative contenute nelle norme sismiche italiane, a partire dalla prima normativa del 1909 fino alle attuali NTC-08, relative alla progettazione ed esecuzione di tamponature e tramezzature. In seguito, per le tipologie di tamponatura maggiormente presenti in Italia, e nella città de L'Aquila in particolare, è stato analizzato il danneggiamento osservato nelle aree colpite dal sisma 2009 secondo una classificazione riferita alla direzione dell'azione che determina tale danneggiamento, ossia nel piano e fuori dal piano delle tamponature. L'esame dei danni ha innanzitutto mostrato che alcune pratiche costruttive, adottate per garantire un miglior isolamento termo-acustico, hanno determinato un'elevata vulnerabilità delle tamponature che ha prodotto un diffuso collasso fuori dal piano.

Sulla base di un esempio applicativo sono state svolte verifiche di sicurezza per lo SLV secondo le attuali normative italiana ed europea, ipotizzando tamponature con diverso spessore collocate ai diversi livelli di una tipica struttura intelaiata in c.a. Le analisi sono state eseguite con riferimento a due diversi meccanismi di collasso rappresentativi dei limiti estremi del comporta-

c.a. tale obiettivo potrebbe richiedere sezioni degli elementi, in particolare quelli verticali, con dimensioni maggiori e una diffusa presenza di travi emergenti. Per gli edifici con altezza elevata potrebbe risultare necessario adottare un sistema strutturale con setti o nuclei. Vanno naturalmente considerati gli effetti negativi che possono derivare dall'aumento della rigidità della struttura in termini di incremento delle sollecitazioni sugli elementi resistenti.

mento fuori dal piano delle tamponature. In assenza di precisi riferimenti normativi le capacità relative ai due meccanismi sono state valutate attraverso due modelli analitici semplificati che hanno fornito risultati estremamente diversi individuando i limiti inferiore (modello 1) e superiore (modello 2) del campo dei comportamenti che possono verificarsi. Sulla base di tali risultati e delle prestazioni osservate a L'Aquila sono stati forniti alcuni suggerimenti progettuali ed esecutivi volti a migliorare le prestazioni delle tamponature sia di nuova costruzione che esistenti.

In conseguenza degli importanti riflessi sociali ed economici che un diffuso danneggiamento di elementi non strutturali come le tamponature può comportare nelle aree colpite da un terremoto, appare necessario dedicare ad esse un'attenta progettazione. Il lavoro svolto rappresenta una prima valutazione delle prestazioni delle tamponature la cui capacità, in particolare per le azioni fuori dal piano, dovrà essere meglio studiata in futuro per definire modelli più accurati e rappresentativi delle situazioni reali che portino in conto l'effettivo grado di connessione dei pannelli con gli elementi principali, anche in presenza di un eventuale danneggiamento per azioni nel piano.

## Bibliografia

- Beconcini M.L. (1997) - *Resistenza a forze orizzontali di pareti in elementi forati in laterizio*, Costruire in laterizio n. 55, Gennaio/Febrero 1997.
- Calvi G.M., Bolognini D. (2001) - *Risposta sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura debolmente armati*, Costruire in Laterizio n. 80, Marzo/Aprile 2001.
- CEN (1998) - Eurocodice 6: *Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici. Regole per la muratura armata e non armata*, UNI ENV 1993-1-1, giugno 1994, Brussels.
- CEN (2003) - Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, UNI EN 1998-1, March 2005, Brussels.

- Circolare Ministeriale n. 65 del 10 aprile 1997 (1997) - *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996*, Supplemento ordinario Gazzetta Ufficiale 28 aprile 1997, n. 97.
- Colangelo F. (2004) - *Stima delle resistenze a compressione delle tamponature*, Costruire in laterizio n. 97, gennaio/febrero 2004.
- Decreto Ministeriale 3 marzo 1975 (1975) - *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, Supplemento ordinario Gazzetta Ufficiale 8 aprile 1975, n. 93.
- Decreto Ministeriale 3 giugno 1981 n. 515 (1981) - *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, Gazzetta Ufficiale 30 giugno 1981, n. 117.
- Decreto Ministeriale 2 luglio 1981 (1981) - *Norma-*

- tiva per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia*, Gazzetta Ufficiale 21 luglio 1981, n. 198 supplemento.
- Decreto ministeriale 16 gennaio 1996 (1996) - *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, Gazzetta Ufficiale 5 febbraio 1996, n. 29.
- NTC-08 (2008) - Decreto ministeriale 14 gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2008*, Supplemento ordinario n. 30 Gazzetta Ufficiale 4 febbraio 2008, n. 29.
- Dipartimento della Protezione Civile - ReLUIs (2009) - *Linee guida per il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, disponibile al sito internet [www.reluis.it](http://www.reluis.it).
- Legge 25 novembre 1962 n. 1684 (1962) - *Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, Supplemento ordinario n. 1, Gazzetta Ufficiale 22 dicembre 1962, n. 326.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (1974) - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, Gazzetta Ufficiale 21 marzo 1974, n. 76.
- Mainstone R.J. (1974) - *Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames*, Current Paper CP13/74, Building Research Establishment, London.
- Masi A. (2003) - *Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, n. 3, pp. 371-395.
- Masi A., Vona M., Mucciarelli M. (2010) - *Selection of natural and synthetic accelerograms for seismic vulnerability studies on RC frames*, Journal of Structural Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.209.
- Modena C., Da Porto F. (2005) - *Ricerca sperimentale sul comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura in zona sismica*, disponibile al sito internet [www.laterizio.it](http://www.laterizio.it).
- OPCM 3274 (2003) - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 - *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio italiano e normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica*, Supplemento ordinario Gazzetta Ufficiale 8 maggio 2003, n. 105.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri- Dipartimento della Protezione Civile (2009) - *Linee guida per la riduzione della vulnerabilità degli elementi non strutturali, arredi ed impianti*, disponibile al sito internet [www.protezionecivile.it](http://www.protezionecivile.it).
- Regio Decreto 18 aprile 1909 n. 193 (1909) - *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni*, Gazzetta Ufficiale n.95 del 22 aprile 1909.
- Regio Decreto Legge 23 ottobre 1924 n. 2089 (1924) - *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dal terremoto*, Gazzetta Ufficiale del 30 dicembre 1924, n. 303.
- Regio Decreto Legge 25 marzo 1935 n. 640 (1935) - *Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*, Gazzetta Ufficiale n. 120 del 22 maggio 1935.
- Ricci P., De Luca F., Verderame G.M., *6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance*, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI 10.1007/s10518-010-9204-8
- Biondi S., Colangelo F., Nuti C. (A cura di) (2000) - *La risposta sismica dei telai con tamponature murarie*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma.