

TAMPONAMENTI DI EDIFICI A TELAIO IN C.A.: QUAL È IL CONTRIBUTO NELLE PRESTAZIONI SISMICHE?

Autore: Natalino Gattesco

Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Università degli Studi di Trieste, piazzale Europa 1, 34127 Trieste

Keywords: Edifici in c.a., ingegneria sismica, calcestruzzo armato, telai tamponati.



Ricerca e diffusione della cultura specialistica di settore sono da sempre i valori che trasmettiamo con Fibre Net Academy.

E IN QUESTO MOMENTO COME FARLO?

Attraverso un percorso di 12 articoli di approfondimento tecnico, sviluppati in collaborazione con Università, Enti di Ricerca e con il nostro team tecnico.

Affronteremo problematiche e soluzioni tecniche e progettuali per il miglioramento strutturale e sismico, anche in relazione all'ottenimento del SISMABONUS e del SUPERBONUS 110%.

Leggi anche



<https://www.ingenio-web.it/29477-criticita-degli-edifici-a-telaio-in-calcestruzzo-armato-soggetti-ad-eccitazione-sismica>



<https://www.ingenio-web.it/29740-valutare-le-criticita-degli-edifici-a-telaio-in-ca-nei-confronti-delle-azioni-sismiche-in-un-caso-studio>

Le costruzioni esistenti in calcestruzzo armato per edifici residenziali, scolastici o direzionali sono prevalentemente realizzati con struttura intelaiata. Le pareti di tamponamento sono frequentemente in muratura di laterizi semipieni o forati che normalmente non sono considerati nel calcolo della struttura. In caso di eccitazione sismica, questi edifici hanno una risposta che è sensibilmente influenzata dalla presenza, dalla tipologia e dalla distribuzione dei tamponamenti. Nel seguito si presenta come può essere valutato il contributo dei tamponamenti sulle prestazioni sismiche degli edifici intelaiati in c.a.

INTRODUZIONE

Frequentemente i vani di un sistema strutturale a telai in cemento armato o acciaio sono riempiti con pareti in muratura, costruite tra i pilastri e le travi della struttura principale. I muri di riempimento costituiscono normalmente le chiusure perimetrali (tamponamenti) e alcune tramezzature interne, a seconda delle scelte fatte per caratterizzare l'assetto architettonico dell'edificio in pianta e per soddisfare le funzioni per cui l'edificio è costruito. Va anche ricordato che normalmente le murature di riempimento vengono costruite dopo il completamento del sistema strutturale principale.

Per quanto riguarda i carichi verticali, i muri di riempimento rappresentano tipici elementi secondari non strutturali che aggiungono peso al sistema strutturale di base, ma non contribuiscono alla capacità portante mentre devono essere in grado di garantire un'adeguata resistenza alle forze agenti fuori piano (vento, spinte orizzontali) e trasferirle alla struttura in c.a. Diversamente, nel caso in cui l'edificio sia sottoposto a carichi sismici, le pareti di riempimento influenzano in maniera significativa il comportamento della struttura principale. Infatti, sebbene considerati elementi non strutturali, i muri di riempimento sono spesso rigidamente collegati con i telai in c.a. e ostacolano la deformazione della struttura. In tal caso, le pareti di riempimento in muratura rappresentano una parte costitutiva del sistema strutturale. Come risultato della connessione, le forze di interazione si sviluppano nella zona di contatto tra i telai e le pareti di riempimento, influenzando il comportamento degli elementi del telaio tamponato così come l'intera struttura.

Tenendo presente l'influenza della muratura sul comportamento sismico di edifici a telaio in c.a., è necessario considerare nella progettazione strutturale anche le pareti di tamponamento. Ci sono due approcci per valutare il comportamento sismico di una struttura a telaio in c.a. con muratura di riempimento:

la muratura è costruita come parte secondaria non strutturale del sistema principale. In tal caso il riempimento è separato dalla struttura da particolari dettagli, in modo da non ostacolare la deformazione della struttura principale durante i terremoti;

la muratura è costruita come parte resistente del sistema strutturale. In tal caso, nel progetto si deve tener conto dell'influenza dei muri di riempimento nella progettazione degli edifici quando possono essere soggetti ad eccitazione sismica. Sono necessari opportuni dettagli per garantire un comportamento duttile del riempimento e una buona connessione tra la muratura e il telaio in calcestruzzo. Siccome vengono costruiti solo dopo il completamento della struttura principale in c.a., le pareti di tamponamento in muratura non sono mai progettate per sopportare i carichi verticali.

Nelle strutture a telaio in calcestruzzo armato, spesso si ricorre al riempimento dei telai per migliorare il comportamento sismico, considerato il ruolo importante che svolgono questi riempimenti in muratura. E' però necessario distribuire in pianta i muri di riempimento in maniera tale da non causare risposte fortemente eccentriche della struttura all'eccitazione sismica (Figura 1).

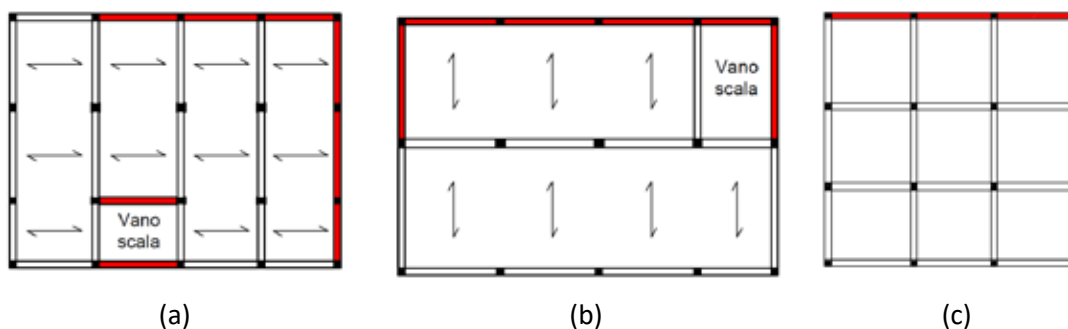


Figura 1. Distribuzione dei tamponamenti non simmetrica in pianta di edifici con struttura a telaio in c.a.

COMPORTAMENTO SISMICO DEI TELAI TAMPONATI

Viene comunemente assunto, erroneamente, che il tamponamento murario di strutture a telaio in calcestruzzo armato comporta sempre un miglioramento delle prestazioni sismiche dell'edificio. Infatti, ci sono molti esempi di danno in edifici soggetti all'eccitazione sismica attribuibili alla modifica del comportamento strutturale dei telai provocata dalla presenza di tamponamenti. Anche se sono poco resistenti, i riempimenti in muratura possono modificare in maniera significativa la risposta strutturale, attirando forze a parti della struttura che non sono state progettate per sopportarle.

Si consideri, ad esempio, la pianta dell'edificio a telai in calcestruzzo armato simmetrico a più piani di

Figura 1a provvisto di tamponamenti in muratura su due lati adiacenti del perimetro e in corrispondenza del vano scala. Se nel progetto si trascura il tamponamento, si può assumere che i cinque telai piani disposti in direzione trasversale, se di uguali dimensioni, sono soggetti a forze sismiche molto simili, per la simmetria della struttura. La presenza del tamponamento comporta l'irrigidimento del telaio interessato e dell'intera struttura con la conseguente riduzione del periodo proprio della struttura stessa. L'edificio è quindi soggetto ad un'azione sismica più elevata e la maggiore rigidità del telaio tamponato attira verso di sé una maggiore quota di azione sismica rispetto agli altri telai. I telai tamponati in direzione longitudinale, se adeguatamente dimensionati, possono contrastare la torsione dovuta all'eccentricità tra baricentro delle rigidità e baricentro delle masse. Nel caso dell'edificio di Figura 1c, invece, la torsione dovuta all'eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidità comporta una significativa torsione che può causare un sensibile aumento dell'impegno richiesto al telaio più esterno non tamponato, che può superare quello che era stato previsto in sede di progetto (telai non tamponati).

Si può, quindi, affermare che, se i tamponamenti sono aderenti al telaio, non è possibile non tenere conto della distribuzione dei tamponamenti in sede di analisi delle sollecitazioni nei telai. Il contributo dei tamponamenti può assumere un rilievo molto limitato nel caso di strutture in calcestruzzo armato provviste di setti tozzi di controvento in calcestruzzo armato distribuiti in maniera doppiamente simmetrica nell'edificio; in questo caso la rigidità flessionale e tagliante dei setti è tale che i pannelli di tamponamento non si fessurano prima che i setti si plasticizzino.

Per valutare l'influenza dei telai tamponati nel calcolo delle sollecitazioni sui telai che compongono la struttura è necessario stimare la rigidità del singolo telaio tamponato. Sarà poi necessario eseguire le verifiche di resistenza del telaio tamponato tenendo conto dell'interazione tra telaio in calcestruzzo armato e riempimento in muratura.

Rigidità dei telai tamponati

Il comportamento di un telaio tamponato sottoposto a sollecitazioni nel piano è influenzato dalle proprietà meccaniche dei materiali (calcestruzzo e muratura), dai livelli di sollecitazione, dal rapporto di forma del vano telaio (altezza/larghezza) e dalla eventuale presenza di aperture nel riempimento. La rigidità nel piano del telaio tamponato non è uguale alla somma della rigidità del telaio e del riempimento a causa dell'interazione del tamponamento con il telaio.

Le prove sperimentali hanno evidenziato che il telaio soggetto ad una forza orizzontale tende a staccarsi dal tamponamento in prossimità di due angoli diagonalmente opposti e rimane in contatto in corrispondenza degli altri due angoli, come evidenziato in Figura 2a. Riconoscendo questo comportamento, il contributo di rigidità del tamponamento può essere rappresentato con un puntone diagonale equivalente (Figura 2b).

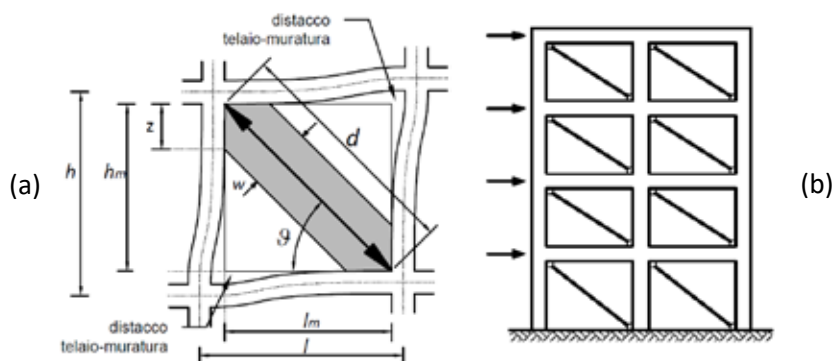


Figura 2. Puntone diagonale equivalente: a) distacco tra telaio e tamponamento murario, b) schema strutturale per tener conto della rigidità del pannello murario.

La larghezza efficace del puntone diagonale che può essere utilizzata per stimare la rigidezza e la resistenza di un telaio tamponato può essere calcolata facendo riferimento agli studi di Stafford Smith (1966) che ha trovato che tale larghezza varia tra 0.15 e 0.25 volte la lunghezza del puntone. Varie relazioni analitiche sono state proposte in letteratura, fra queste quella che si adatta meglio ai risultati sperimentali di Stafford Smith è quella di Decanini e Fantin 1987 per la condizione di pannello non fessurato

$$w = \begin{cases} (0.748 (\lambda_h)^{-1} + 0.085) \cdot d & \text{se } \lambda_h \leq 7.85 \\ (0.393 (\lambda_h)^{-1} + 0.130) \cdot d & \text{se } \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad (1)$$

dove

$$\lambda_h = h_c \cdot 4 \sqrt{\frac{E_m t \cdot \sin 2\vartheta}{4E_c I_c h_m}} \quad (2)$$

h_c , h_m e l_m sono rispettivamente l'altezza della colonna del telaio misurata dall'asse delle travi, l'altezza del pannello di muratura e la lunghezza del pannello murario (mm), E_c e E_m sono rispettivamente il modulo elastico del calcestruzzo del telaio e il modulo elastico della muratura in direzione perpendicolare ai giunti di malta (MPa), I_c è il momento d'inerzia della colonna del telaio (mm⁴), d e t sono rispettivamente la lunghezza della diagonale e lo spessore del pannello murario e del puntone diagonale (mm), ϑ è l'angolo di inclinazione del puntone diagonale $\vartheta = \arctan (h_m/l_m)$. Paulay e Priestley 1992, propongono di usare un valore della larghezza del puntone equivalente pari al valore massimo trovato da Stafford Smith e cioè $0.25 d$, in quanto maggiormente conservativo. Infatti, un valore alto della larghezza del puntone equivalente comporta una maggiore rigidezza della struttura e quindi una più elevata risposta sismica. Nella FEMA 273, invece, viene riportata una relazione che sottostima i valori sperimentali di Stafford Smith ed è più indicata per considerare la dimensione del puntone equivalente per una muratura fessurata; questa relazione è

$$w = 0.175 (\lambda_h)^{-0.4} \cdot d \quad (3)$$

Il parametro λ_h tiene conto del rapporto tra la rigidezza del pannello murario e quella del telaio in calcestruzzo armato, infatti, più snello è il telaio, più ridotta è la dimensione del puntone equivalente.

Per valutare il periodo proprio della struttura, è quindi necessario considerare i telai tamponati della struttura come telai provvisti di un'asta diagonale incernierata agli estremi (Figura 2°) e con rigidezza assiale derivata dalle dimensioni del puntone equivalente al pannello murario.

Nel caso di pannelli murari con aperture, si può ancora considerare un puntone diagonale equivalente con larghezza calcolata come nel caso del pannello senza aperture ed applicando un coefficiente riduttivo sulla base di studi specifici presenti in letteratura (e.g. Asteris, Chrysostomou, Giannopoulos, Smyrou 2011, Rathi e Pajgade 2012). I risultati di questi studi hanno proposto la seguente relazione per il coefficiente riduttivo:

$$\alpha = 1 - 2 \cdot r^{0.54} + r^{1.14} \quad (4)$$

dove r è il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello di tamponamento. All'aumentare del rapporto r , il fattore riduttivo si riduce molto rapidamente tendendo a zero per un valore di $r=0.5$; comunque già per $r=0.25$ il valore di α è pari a 0.2. Questo fattore può assumere valori più elevati per aperture laterali nel pannello anziché centrali.

Resistenza dei telai tamponati

La resistenza di un telaio tamponato sollecitato da forze orizzontali agenti nel proprio piano è sensibilmente diversa da quella del telaio non tamponato e prevede diversi modi di rottura quali:

1. rottura a trazione della colonna tesa per effetto del momento ribaltante;
2. rottura per scorrimento lungo i corsi di malta nel pannello murario;
3. comparsa fessurazione diagonale del pannello murario, anche se questa normalmente non è una reale condizione di rottura in quanto dopo la fessurazione della muratura il telaio conserva la resistenza ed addirittura sopporta carichi orizzontali ancora più elevati;
4. rottura per schiacciamento del puntone diagonale, normalmente in prossimità delle estremità a contatto con il telaio;
5. rottura a flessione o taglio della colonna del telaio.

In molti casi la rottura può essere ottenuta da una combinazione sequenziale di alcuni dei modi di rottura sopra elencati. Ad esempio, la rottura per flessione o taglio della colonna del telaio generalmente si verifica in seguito alla rottura per scorrimento o per fessurazione diagonale del pannello murario. Si analizzano, quindi, i vari meccanismi di rottura e si determina il valore inferiore di resistenza da utilizzare nella progettazione.

Rottura a trazione della colonna tesa

Nel caso di telai tamponati a più piani con un rapporto altezza/larghezza elevato il meccanismo di rottura può essere governato dal cedimento a flessione al piede con snervamento delle barre di armatura del pilastro teso. In questo caso il telaio si comporta come un setto in calcestruzzo armato; i pilastri sono le flange dove sono concentrate le armature. La rottura è normalmente di tipo duttile.

Rottura per scorrimento nel pannello murario

Se la rottura avviene per scorrimento nei giunti di malta del pannello murario, il meccanismo resistente equivalente cambia dal telaio con puntone diagonale di Figura 2a al telaio con colonne che plasticizzano su metà altezza (knee-braced frame) per la rottura per scorrimento del giunto di malta del pannello nella zona centrale (Figura 3).

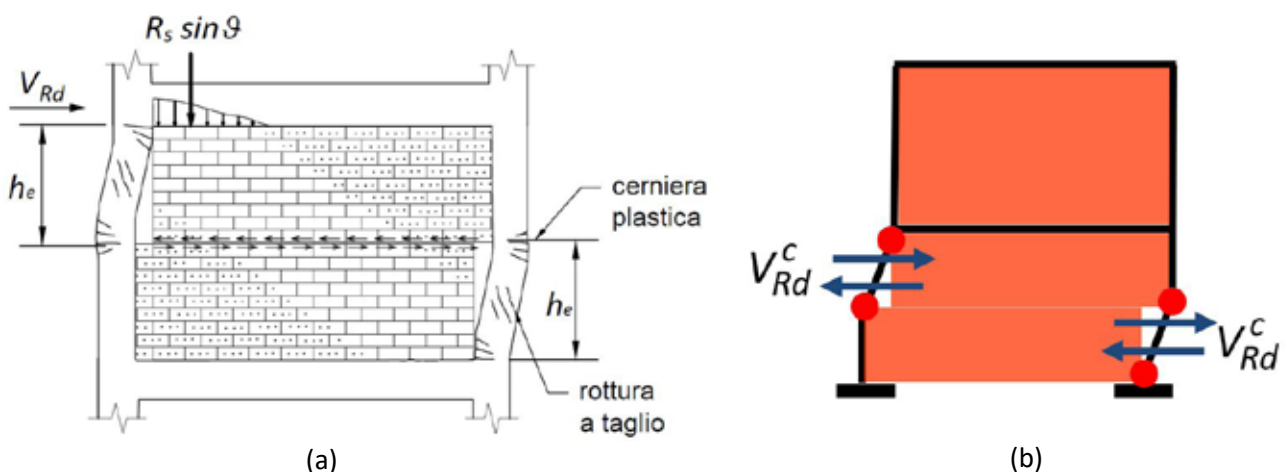


Figura 3. Rottura per scorrimento del pannello murario lungo un corso di malta a metà altezza: a) plasticizzazione colonne telai, b) taglio resistente colonne telai.

Inizialmente tutto il taglio è sopportato dalla muratura, ma appena si raggiunge la rottura per scorrimento del pannello, lo spostamento della parte superiore del pannello causa sollecitazioni flessionali e taglianti nelle colonne del telaio.

La forza di compressione nel puntone diagonale R_s necessaria per provocare lo scorrimento dipende dalla resistenza a taglio in assenza di azione assiale (contributo coesivo) e dalla inclinazione del puntone diagonale $\vartheta = \arctan(h_m/l_m)$.

Si assume che la muratura, essendo normalmente costruita dopo la struttura in calcestruzzo armato, non porta carichi verticali gravitazionali, di conseguenza, la forza verticale sulla superficie di scorrimento è dovuta alla componente verticale della compressione diagonale R_s . La massima forza tagliante V_{Rd} che può essere sopportata dal pannello è

$$V_{Rd}^m = f_{vod} \cdot L_m \cdot t + \frac{0.4 \cdot R_s \cdot \sin \vartheta}{\gamma_m} \quad (5)$$

Dalla Figura 2a, il taglio agente associato alla compressione R_s nel puntone diagonale risulta

$$V_{sd} = R_s \cdot \cos \vartheta = R_s \cdot L_m / d \quad (6)$$

e uguagliando il taglio agente al taglio resistente ($V_{sd} = V_{Rd}$) si ricava

$$R_s = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4 \cdot h_m}{\gamma_m \cdot L_m}} \cdot d \cdot t \quad (7)$$

Dalle equazioni (6) e (7) si ottiene l'espressione del taglio resistente associato all'attivazione dello scorrimento nel pannello

$$V_{Rd}^m = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4 \cdot h_m}{\gamma_m \cdot L_m}} \cdot L_m \cdot t \quad (8)$$

Dopo iniziato lo slittamento, anche i pilastri in c.a. intervengono per resistere all'azione tagliante; la resistenza a taglio del telaio tamponato è data quindi dalla somma dei due contributi, telaio in calcestruzzo armato (apice c) e pannello murario (apice m)

$$V_{Rd} = V_{Rd}^c + V_{Rd}^m \quad (9)$$

dove il contributo del telaio, assumendo la formazione nei pilastri delle due cerniere plastiche in sommità e a metà altezza o alla base e a metà altezza (Figura 3), è pari a

$$V_{Rd}^c = \frac{(M_{c1} + M_{c2})}{h_e} \quad (10)$$

I momenti M_{c1} e M_{c2} sono i momenti plastici nelle due cerniere di ciascun pilastro ed h_e è la distanza fra le due cerniere plastiche assunta pari a metà altezza del pannello murario. In realtà la resistenza a scorrimento degrada rapidamente con i cicli e quindi deve essere cautelativamente trascurata considerando solo il contributo resistente dei pilastri del telaio.

L'equazione (10) si basa sull'assunzione che la resistenza a taglio della colonna sia maggiore di quella corrispondente alla formazione di due cerniere plastiche a metà altezza e in sommità o alla base del pilastro (Figura 3). Bisogna assumere il valore di resistenza a taglio del pilastro, se questo risulta essere inferiore.

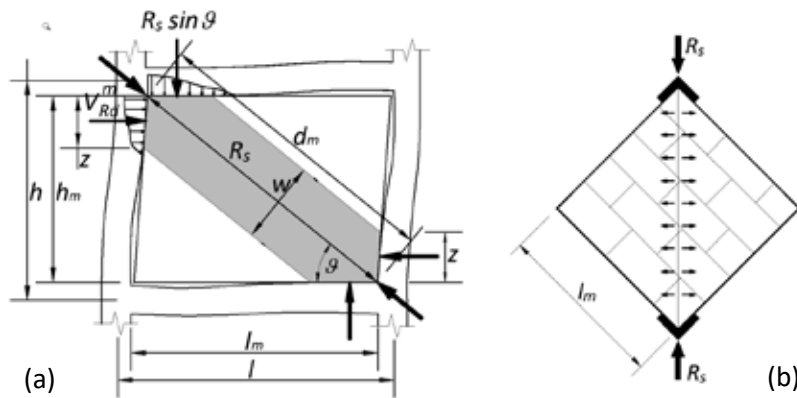


Figura 4. Fessurazione diagonale del pannello murario: a) forze che interessano il pannello murario, b) compressione diagonale e trazione perpendicolare.

Comparsa fessurazione diagonale del pannello murario

La sollecitazione di compressione diagonale nella muratura del tamponamento (Figura 4a) causa l'attivazione di tensioni di trazione in direzione perpendicolare alla diagonale compressa, come avviene nelle prove di compressione diagonale (Figura 4b). Di conseguenza la forza R_s che conduce al superamento della resistenza a trazione nel pannello murario è pari a

$$V_{Rd} = R_s \cos \theta = \frac{f_t \cdot l_m \cdot t}{\alpha_c} \cos \theta \quad (11)$$

dove f_t è la resistenza a trazione della muratura e α_c è un coefficiente che, per muratura di mattoni, assume il valore 0.5. Come anticipato, la comparsa della fessurazione diagonale non corrisponde al raggiungimento della capacità portante del pannello.

Rottura per schiacciamento del puntone diagonale

Normalmente lo schiacciamento del puntone diagonale si verifica dopo la comparsa della fessurazione diagonale. La massima forza orizzontale che il pannello è in grado di sopportare dipende dalla resistenza a compressione della muratura in direzione parallela ai giunti di malta f_m' . In accordo con i risultati sperimentali si può scrivere la relazione (Paulay e Priestley 1992)

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot f_m' \cdot z \cdot t \quad (12)$$

dove z rappresenta la lunghezza di contatto del pannello con il pilastro (Figura 5) e può essere determinata in funzione del fattore di rigidità λ_h (Figura 5a), come era stato derivato dalla sperimentazione da Stafford Smith 1966,

$$z = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_c}{\lambda_h} \quad (13)$$

Nella FEMA 273 la lunghezza di contatto z viene ricavata pensando ad un puntone diagonale equivalente eccentrico, quindi si può esprimere con

$$z = w \cdot \sec \theta_c \quad (14)$$

L'angolo ϑ_c rappresenta l'inclinazione del puntone eccentrico (figura 5b)

$$\tan \vartheta_c = \frac{h_m - w \cdot \sec \vartheta_c}{l_m} \quad (15)$$

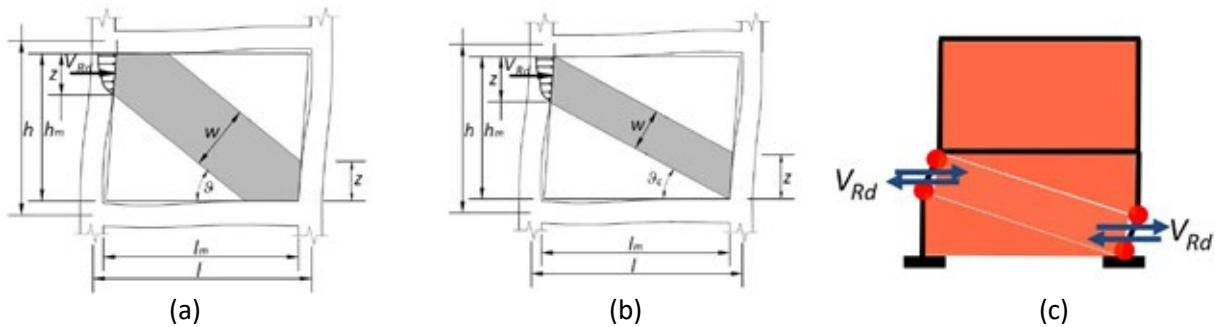


Figura 5. Rottura a compressione del puntone diagonale per schiacciamento delle estremità: a) puntone concentrico, b) puntone eccentrico ipotizzato nella FEMA 273, c) meccanismo di rottura pilastri.

La formazione del puntone diagonale comporta una spinta orizzontale sul pilastro e il collasso per schiacciamento del puntone può essere anticipato dal cedimento a flessione del telaio, con formazione di due cerniere plastiche distanziate di z , o per cedimento a taglio del pilastro nella zona di contatto tra puntone e pilastro (Figura 5c). La forza orizzontale che il telaio è in grado di resistere con formazione di due cerniere plastiche nel pilastro può essere ricavata con l'equazione (10), dove si sostituisce h_e con z . La forza orizzontale resistente associata al collasso per taglio dei pilastri si ricava dal valore resistente per taglio trazione o taglio compressione delle zone del pilastro all'interno del tratto di contatto puntone-pilastro.

Telai tamponati con aperture

Nel caso di telai tamponati con aperture si fa riferimento ad uno schema più articolato di puntone inclinati come quelli riportati in Figura 6, che sono stati dedotti dai risultati di prove sperimentali specifiche (e.g. Xavier et al. 2017). Le verifiche di resistenza si ispirano a quelle viste per il telaio tamponato senza aperture con alcune varianti riguardo alla larghezza dei puntone che andrà calibrata mediante simulazioni numeriche.

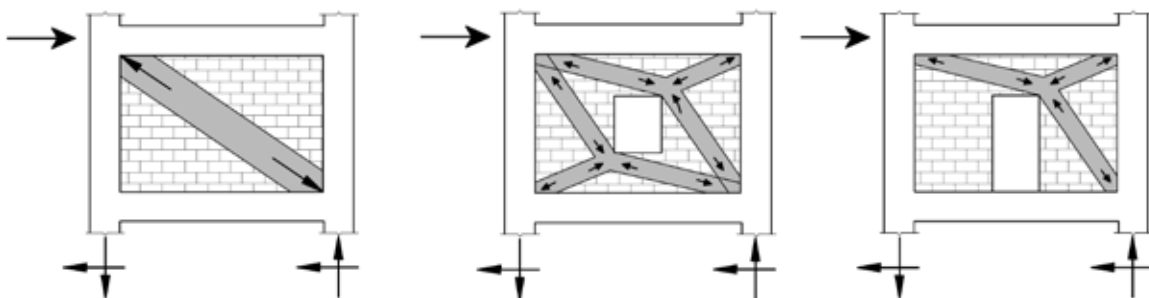


Figura 6. Schematizzazioni del tamponamento mediante puntone equivalenti: a) pannello pieno, b) pannello con finestra centrale, c) pannello con porta centrale.

Duttilità dei telai tamponati

E' necessario che i pilastri compressi vengano adeguatamente confinati per un tratto pari alla lunghezza della potenziale cerniera plastica che si può formare nel telaio tamponato (confrontabile con l'altezza del primo piano). In queste condizioni il meccanismo di rottura che si forma per primo riguarda lo slittamento o lo schiacciamento del puntone diagonale del piano inferiore. Per garantire, quindi, un'adeguata duttilità globale della struttura è necessario che il piano inferiore possieda un'elevata duttilità "locale", soprattutto per strutture con diversi piani.

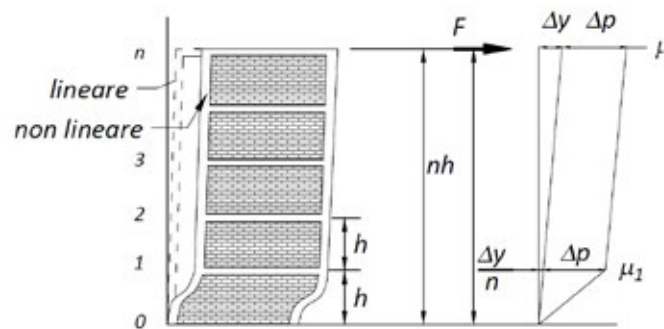


Figura 7. Configurazione deformata con plasticizzazione di un telaio pluripiano tamponato e diagramma degli spostamenti orizzontali al limite elastico e totali.

Nella Figura 7 è illustrata la configurazione deformata con plasticizzazione di un telaio tamponato di n piani. Gli spostamenti in campo non lineare riguardano prevalentemente il piano inferiore. La duttilità della struttura, rappresentata dal rapporto tra lo spostamento totale ($\Delta_y + \Delta_p$) e lo spostamento al limite elastico in sommità alla parete Δ_y , può essere espressa come

$$\mu = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (16)$$

Assumendo una deformata al limite elastico di tipo lineare (Figura 7), lo spostamento al limite elastico del primo piano è pari a Δ_y/n . Siccome lo spostamento plastico Δ_p si verifica al primo piano, la duttilità richiesta al primo piano μ_1 è

$$\mu_1 = 1 + n \cdot (\mu - 1) \quad (17)$$

Per un edificio di 4 piani progettato per una duttilità globale di 3, la duttilità richiesta al primo piano deve essere pari a $\mu_1=9$, che è molto difficile da raggiungere. Si rende necessario, quindi, considerare una duttilità globale più ridotta e di conseguenza una capacità dissipativa piuttosto limitata e sensibilmente inferiore a quella prevista per le strutture a telaio.

BIBLIOGRAFIA

Asteris P.G., Chrysostomou C.Z., Giannopoulos I.P., Smyrou E., "Masonry infilled reinforced concrete frames with openings, COMPUDYN 2011, Corfu, Greece, May 2011.

Decanini L.D., Fantin G.E., "*Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite.*" Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural III, Vol. 2, Asociación de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires, Argentina, 817–836 (1987).

Federal Emergency Management Agency, "*NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* – FEMA 273, Building seismic safety Council, 1997, Washington, D.C.

Paulay, T., Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, INC, Toronto, 1992.

Rathi R.P., Pajgade P.S., "Study of Masonry Infilled R.C. Frame with and without Opening", International Journal of Scientific and Engineering Research, Vol. 3, Issue 6, June 2012.

Stafford Smith B. "*Behavior of square infilled frames.*" Journal of the Structural Division, 92(1), 381–403, 1966.

Tomazevic M., "*Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*", Series on Innovation in Structures and Construction – Vol. 1, Imperial College Press, London.

Xavier F.B., Macorini L., Izzuddin B.A., Chisari C., Gattesco N., Noé S., Amadio C., "*Pushdown Tests on masonry infilled frames for assessment of building robustness.*" Journal of the Structural Engineer, 143(9), 2017.

Fibre Net gli specialisti del rinforzo strutturale

Idee, passione, esperienza e ingegno italiano in continua evoluzione

La storia di Fibre Net inizia nel 2001 con una visione: sviluppare un prodotto del tutto nuovo non presente sul mercato, una rete in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Nasce RI-STRUTTURA, la risposta evoluta alla classica rete elettrosaldata che, diversamente dal sistema tradizionale, consente di rispettare la compatibilità muraria soprattutto negli edifici storici garantendo un miglioramento strutturale omogeneo e diffuso oltre alla durabilità e reversibilità dell'intervento.

Da allora, forte di un'intensa attività di R&S supportata da Università e istituti di ricerca, l'evoluzione dell'azienda ha portato all'ideazione, sviluppo e industrializzazione di diversi sistemi per il rinforzo strutturale in materiale composito fibro rinforzato, certificati e validati che sono andati a migliorare le performance di intervento dei sistemi tardizionali.

Oggi l'azienda produce presso i propri stabilimenti prodotti e sistemi compositi fibrorinforzati che trovano largo utilizzo in edilizia e nel settore infrastrutturale, nel consolidamento, nel miglioramento e adeguamento sismico e nella messa in sicurezza di strutture esistenti.



Non solo produzione

Fibre Net si pone come partner specializzato, in grado di affiancare enti, progettisti ed imprese nelle scelte più opportune, efficaci e sostenibili mirate al consolidamento, al miglioramento e adeguamento strutturale, al mantenimento della durabilità del bene.

Al compimento dei suoi primi 20 anni, Fibre Net è riconosciuta come produttore di riferimento di materiali innovativi e sistemi tecnologicamente avanzati, come promotore nella ricerca e sviluppo e nella formazione culturale, come player dalla solida competenza progettuale ed esecutiva.

Aspetti, questi, che delineano una realtà aziendale operativa, dinamica e intraprendente, costituita da un team giovane e tecnicamente preparato che fa della passione per il proprio lavoro la spinta verso l'innovazione.

Fibre Net mette a disposizione dei propri partners laboratori, attrezzature e competenza per l'esecuzione di prove, anche *on-site*, per la diagnosi delle problematiche, per la caratterizzazione meccanica e chimica di materiali e cicli di intervento.