

Uno studio numerico sul coefficiente di forma b del criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale per pannelli in muratura ordinaria

Michele BETTI, Luciano GALANO, Michele PETRACCHI, Andrea VIGNOLI

SOMMARIO

Nella memoria, dopo aver richiamato i meccanismi di rottura dei pannelli murari previsti dalle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. del 14/01/2008 e Circolare Ministeriale del 02/02/2009), viene presentata un'indagine numerica sul valore del coefficiente di forma b del criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale. I risultati delle analisi mostrano che i valori di tale coefficiente sono più elevati di quelli della formulazione semplificata adottata nella norma, con riduzione del valore del taglio ultimo. Viene proposta una nuova formulazione per il coefficiente b e ne vengono mostrati gli effetti analizzando la risposta strutturale di tre pareti piane di muratura ordinaria con differenti snellezze delle fasce di piano. A tale scopo si confrontano i risultati di analisi di spinta ottenuti con modelli agli elementi finiti ed a telaio equivalente. Questi ultimi sovrastimano la resistenza delle pareti con le fasce di piano più alte e l'effetto è amplificato dall'adozione dei valori del coefficiente b proposti nella norma.

ABSTRACT

After reporting the failure criteria for unreinforced masonry panels provided by the new Italian Recommendations, the paper presents a numerical study aimed to investigate the shape factor b . This coefficient is used to evaluate the ultimate shear strength of masonry panels in the failure criterion with diagonal cracking. The numerical results show that the computed values of the b factor are higher than those proposed by the rules and a new formulation is given. The effects of this formulation are subsequently investigated by analysing the seismic response of three masonry façades by means of pushover analyses. Results show that the shear strengths obtained applying the equation for b given by Italian Recommendations do not appear conservative.

PAROLE CHIAVE

Muratura ordinaria, Criteri di rottura, Rottura a taglio, Coefficiente di forma b , Analisi di spinta.

INTRODUZIONE

Il quadro normativo del 1996 [1] prendeva in esame, per la verifica sismica degli edifici in muratura, due schemi di calcolo, originariamente proposti nella Circolare del 30/07/1981 [2]: il primo era relativo a pareti caratterizzate da fasce di piano molto rigide e di sufficiente resistenza (Figura 1a), ed il secondo era riferito a pareti dotate di fasce di piano con rigidità e resistenza limitate (Figura 1b). Nel primo caso il collasso veniva imputato alla rottura a taglio dei maschi, nel secondo caso veniva assunto che la crisi si manifestasse con rottura delle fasce per effetto combinato della flessione e del taglio. La [2], in particolare, associava il primo schema di calcolo a pareti tozze, come quelle degli edifici di altezza

limitata (2 o 3 piani), ed il secondo schema a pareti snelle (edifici con oltre 4 piani) confondendo quindi, pericolosamente, i maschi tozzi con le pareti tozze. È infatti evidente, come osservato anche da Augenti [3], che la snellezza del singolo pannello murario, sia maschio che fascia, è legata principalmente alle dimensioni delle aperture adiacenti piuttosto che alla snellezza complessiva della parete di appartenenza. Inoltre, in merito alle verifiche di sicurezza, sempre la [2], in accordo con il modello di analisi per piani che caratterizza il noto metodo POR, prendeva in considerazione esclusivamente il criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale (originariamente formulato da Turnšek e Cacovic [4]). La combinazione di

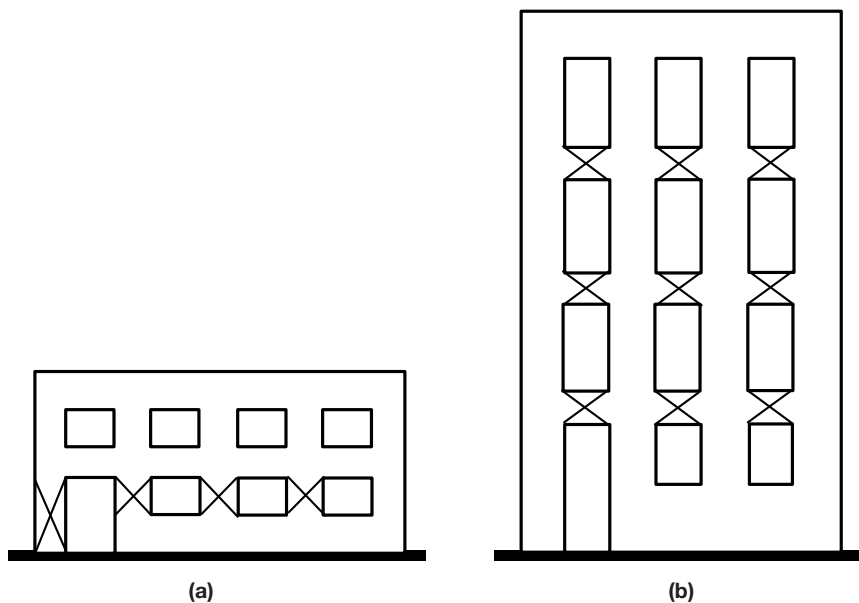


Figura 1. Modelli di calcolo secondo la Circolare del 30/07/1981 [2]: (a) edifici di 2 o 3 piani, (b) edifici di 4 o più piani.

questi fatti ha finito per convincere sia i progettisti, sia gli organi di controllo, che lo schema di analisi e verifica sismica sopra descritto avesse validità generale, con il risultato che questo è stato applicato acriticamente a tutti gli edifici, prescindendo dall'effettivo meccanismo di collasso interessante il pannello murario.

La nuova normativa tecnica per le costruzioni (D.M. del 14/01/2008 [5] e Circolare Ministeriale del 02/02/2009 [6]), introducendo sostanziali modifiche nel calcolo sismico delle strutture in muratura portante, sia per le modalità di analisi strutturale, sia per i criteri di verifica dei pannelli murari, ha di fatto rimosso queste ambiguità. Essa infatti richiede, almeno per le nuove costruzioni, che la modellazione e l'analisi siano estese all'intero organismo strutturale portante a garanzia del soddisfacimento dell'equilibrio globale e non più sviluppate per singoli piani. Inoltre, prende in considerazione più tipologie di rottura dei pannelli murari (maschi se ad asse verticale, fasce se ad asse orizzontale), prevedendo tre modalità di collasso.

Nell'ambito di tali modifiche la memoria si propone di analizzare criticamente alcuni aspetti del criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale come proposto dalle nuove norme; in particolare si mostra che il coefficiente di forma b , valutato con analisi numeriche, assume valori sensibilmente diversi da quelli della formulazione contenuta nella Circolare [6], la quale comporta una sensibile sovrastima della resistenza a taglio dei pannelli murari tozzi o mediamente tozzi. Sulla base dei risultati numerici ottenuti viene quindi proposta una nuova formulazione del coefficiente b in funzione della snellezza

dei pannelli, formulazione alternativa a quella della norma vigente. Successivamente vengono mostrati gli effetti della formulazione proposta per b sulla determinazione delle curve di capacità di tre pareti piane di muratura di mattoni pieni. Per questo sono posti a confronto i risultati di analisi di spinta ottenuti schematizzando le pareti con telai equivalenti (codice SAM II [7]) con quelli ottenuti con modelli agli elementi finiti (codice ANSYS [8]). Nelle analisi con i modelli a telaio il fattore b , per le sole fasce di piano, è valutato sia adottando la formulazione della nuova norma, sia utilizzando quella proposta nella presente memoria. Sono evidenziate, e criticamente discusse, le analogie e le differenze delle curve di capacità delle pareti esaminate.

MECCANISMI DI COLLASSO DEI PANNELLI MURARI

La Circolare del 30/07/1981 proponeva, per il criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale, che era anche l'unico criterio di rottura esplicitamente previsto per la verifica sismica, la seguente espressione del taglio resistente di un pannello murario:

$$V_t = lt \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_k}} \quad (1)$$

in cui l e t sono la larghezza e lo spessore del pannello, σ_0 è la tensione normale media agente sul pannello e τ_k è la cosiddetta resistenza caratteri-

stica a taglio, dipendente dalla tipologia muraria. La (1) era utilizzata all'interno di uno schema di verifica basato su un'analisi non lineare dell'edificio e fu originariamente proposta da Turnšek e Cacovic [4] per pannelli soggetti a compressione e taglio in configurazione di vincolo di *double bending*. Con questo criterio si supponeva che la prima lesione avesse origine al centro dell'elemento in corrispondenza del raggiungimento della resistenza a trazione della muratura, e che essa si propagasse seguendo la diagonale del pannello (Figura 2b). L'Eq. (1) è applicabile, in modo rigoroso, solo a pannelli aventi snellezze $\lambda = h/l$ (rapporto fra l'altezza del pannello h e la larghezza della sezione trasversale l) paragonabili a quelle del solido di De Saint-Venant in quanto, solo in tali ipotesi, la quantità $1.5 \tau_k$ al denominatore della frazione sotto il segno di radice equivale al valore massimo della tensione tangenziale al centro di un pannello di sezione rettangolare (nel caso delle fasce si ha $\lambda = l_t/h_t$, essendo l_t la luce netta e h_t l'altezza della sezione della fascia).

Le nuove norme tecniche [5] e [6] prendono in considerazione tre modalità di collasso dei pannelli murari come rappresentato nella Figura 2: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura a taglio con fessurazione diagonale e (c) rottura a taglio per scorrimento. Se la verifica sismica dell'edificio è condotta mediante un metodo di analisi lineare le norme definiscono, per ciascuna di esse, un valore limite della capacità portante espresso in termini di sollecitazione resistente.

Per i maschi murari il momento flettente resistente di progetto associato alla crisi per pressoflessione (Figura 2a) è fornito dall'espressione seguente:

$$M_u = \frac{Pl}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right) \quad (2)$$

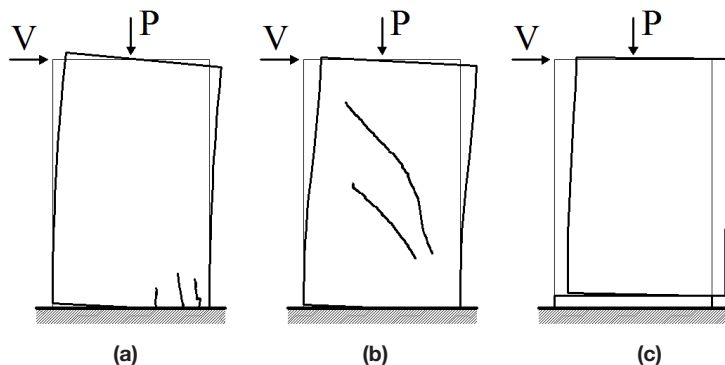


Figura 2. Meccanismi di rottura dei pannelli murari nel piano: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura a taglio con fessurazione diagonale e (c) rottura a taglio per scorrimento.

mentre il taglio resistente di progetto per il meccanismo di rottura con fessurazione diagonale (Figura 2b), relativamente alle costruzioni esistenti, è invece stimabile con la seguente [6]:

$$V_t = l_t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} = l_t \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} \quad (3)$$

Infine, il taglio resistente di progetto associato alla rottura per scorrimento (Figura 2c) è ricavabile mediante la relazione:

$$V_t = l_t f_{vd} = l_t \frac{f_{vk0} + 0.4 \sigma_n}{\gamma_M} = l_t \frac{\left(f_{vk0} + 0.4 \frac{P}{l_t} \right)}{\gamma_M} \quad (4)$$

I simboli presenti nelle equazioni da (2) a (4), oltre a quelli già definiti, indicano: b il coefficiente di forma relativo alla distribuzione delle tensioni tangenziali nella sezione trasversale al centro del pannello, f_d la resistenza a compressione di progetto della muratura, f_{td} la resistenza a trazione per fessurazione diagonale di progetto, f_{vd} la resistenza a taglio per scorrimento di progetto, f_{vk0} la resistenza caratteristica a taglio per scorrimento in assenza di sforzo normale e τ_{0d} la resistenza a taglio di progetto in assenza di sforzo normale, nel criterio di rottura per fessurazione diagonale. Infine, P è lo sforzo normale agente sul pannello [$\sigma_0 = P/(lt)$] e σ_n è la tensione normale media agente sulla sezione resistente parzializzata [$\sigma_n = P/(l't)$, $l' < l$]; il coefficiente γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza ed il valore l' corrisponde alla lunghezza del tratto compresso della sezione parzializzata.

Per le fasce di piano si possono impiegare le stesse espressioni purché sia noto lo sforzo normale P agente. In caso contrario, come ad esempio si ha per analisi sviluppate adottando modelli a telaio equivalente con l'ipotesi di so-lai infinitamente rigidi nel piano, il momento flettente ultimo legato alla crisi per pressoflessione deve essere valutato con la seguente:

$$M_u = \frac{H_p h_t}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{hd} h_t t} \right) \quad (5)$$

mentre la resistenza a taglio è definita come il valore minore fra quella associata al meccanismo di collasso per pressoflessione:

$$V_p = \frac{2M_u}{l_t} \quad (6)$$

e quella associata alla rottura per scorrimento:

$$V_t = h_t t f_{vd0} \quad (7)$$

Nelle equazioni da (5) a (7) i simboli, oltre a quelli già definiti, indicano: f_{vd0} la resistenza a taglio di progetto della muratura in assenza di compressione, f_{hd} la resistenza a compressione di progetto in direzione orizzontale nel piano della parete e H_p il minimo fra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h_t$.

La normativa vigente precisa che le equazioni (5), (6) e (7) sono applicabili soltanto in presenza di un elemento orizzontale resistente a trazione (architrave, cordolo in c.a. o tirante in acciaio) in grado di equilibrare una compressione orizzontale nella trave in muratura. Per le fasce murarie prive di tale rafforzamento l'unico criterio di rottura per taglio concretamente applicabile, anche se non espressamente dichiarato, sembra essere quello per fessurazione diagonale, utilizzando un'espressione identica alla (3) con h_t al posto di l . In tal caso il valore della tensione media σ_o , se non noto, deve essere assunto, cautelativamente, pari a zero. Evidentemente, oltre a tale criterio di resistenza a taglio, non si può comunque prescindere da un criterio di resistenza per flessione poiché, in assenza di compressione, tale resistenza può essere bassa e molto più vincolante della resistenza a taglio.

Il nuovo quadro normativo è quindi molto più articolato del precedente, anche in relazione al fatto che le caratteristiche meccaniche di progetto sono definite sulla base dei valori caratteristici per le costruzioni nuove e dei valori medi per le costruzioni esistenti. Inoltre, se la verifica è condotta con metodi di analisi non lineare, si devono utilizzare, nelle relazioni da (2) a (7) i parametri di resistenza caratteristici o, per costruzioni esistenti, quelli medi anziché i valori di progetto, ovvero: f_m per f_{cd} , f_t per f_{td} , f_h per f_{hd} , τ_o per τ_{od} e f_{v0} per f_{vd0} . Confrontando la (1) e la (3) emerge una differenza. Il parametro τ_{od} (sostituito da τ_o in ambito di una verifica non lineare) è concettualmente assimilabile a τ_k . Poiché la Circolare [6] lega la tensione tangenziale resistente per taglio di riferimento τ_{od} alla resistenza a trazione f_{td} mediante la $f_{td} = 1.5 \tau_{od}$, τ_{od} viene a perdere il significato originale di resistenza a taglio in assenza di azione assiale, a meno che non si assuma per il coefficiente di forma b il valore 1.5, unico caso in cui la (1) e la (3) coincidono. Tuttavia, la Circolare [6]

(punto C8.7.1.5) suggerisce di utilizzare valori di b variabili in funzione della snellezza λ dei pannelli secondo la formulazione originariamente proposta da Benedetti e Tomaževic [9], ovvero:

$$b = \begin{cases} 1.0 & \text{per } \lambda = h/l \leq 1.0 \\ \lambda & \text{per } 1.0 < \lambda = h/l < 1.5 \\ 1.5 & \text{per } 1.5 \leq \lambda = h/l \end{cases} \quad (8)$$

La (8), se ha il pregio di essere immediata e di semplice applicazione, è tuttavia affetta da un certo grado di approssimazione in quanto, come mostrato da precedenti studi (ad esempio da Chiostrini e Vignoli [10]), per pannelli con snellezze inferiori a 1.5, i valori di b da essa ottenuti sono sensibilmente sottostimati conducendo così, attraverso l'Eq. (3), ad una sovrastima del taglio ultimo resistente.

INDAGINI NUMERICHE SUL VALORE DEL COEFFICIENTE DI FORMA b

Quanto specificato in precedenza evidenzia la necessità di approfondire la relazione esistente tra il coefficiente di forma b e la snellezza λ dei pannelli murari. A tal fine sono state eseguite alcune indagini numeriche.

Una prima serie di analisi è stata condotta in campo lineare modellando, con un elemento finito bidimensionale isoparametrico a 4 nodi (codice ANSYS), 67 diverse geometrie di un pannello murario sottoposto a condizioni di vincolo di *double bending*. Le analisi indicate con A ($\nu = 0$; $E/G = 2$), seppur non pienamente significative per i casi reali, hanno lo scopo di definire $b(\lambda)$ in una condizione limite. Le analisi indicate con B ($\nu = 0.5$; $E/G = 3$) rappresentano invece una muratura reale costituita da elementi resistenti di materiale lapideo. Sono stati analizzati 134 casi (67 con i parametri A e 67 con i parametri B) con pannelli di larghezza e spessore unitari (pari a 1000 mm) e altezze variabili in modo da ottenere snellezze comprese tra 0.015 e 3.0. I pannelli sono stati sottoposti prima ad un'azione di compressione P e quindi ad un'azione di taglio V , entrambe di valore unitario.

Il coefficiente di forma b , definito come il rapporto fra il valore massimo della tensione tangenziale τ_{zx} in corrispondenza della sezione trasversale centrale del pannello ed il valore medio della

stessa tensione, è quindi ricavabile con la:

$$b = \frac{\tau_{zx,max}}{\tau_{zx,med}} = \frac{\tau_{zx,max}}{V} l t \quad (9)$$

Dai risultati delle analisi, al variare della snellezza del pannello, sono stati estratti i diagrammi della distribuzione di τ_{zx} lungo la sezione trasversale centrale (nella Figura 3a sono riportati i diagrammi relativi ai pannelli del caso A e nella Figura 3b sono riportati quelli ottenuti per i pannelli del caso B). Entrambe le distribuzioni sono presentate in forma adimensionale e sono relative a 12 valori di snellezza, compresi fra 0.015 e 1.526. È immediato osservare che, per ambedue i casi,

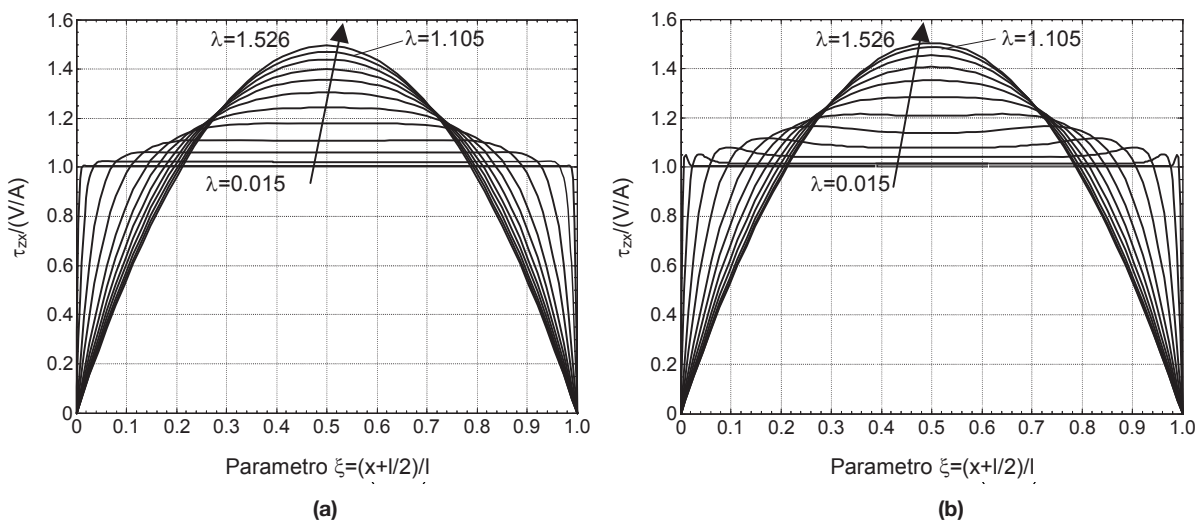


Figura 3. Andamenti della tensione tangenziale τ_{zx} lungo la sezione trasversale centrale dei pannelli ottenuti con le analisi lineari: (a) caso A; (b) caso B.

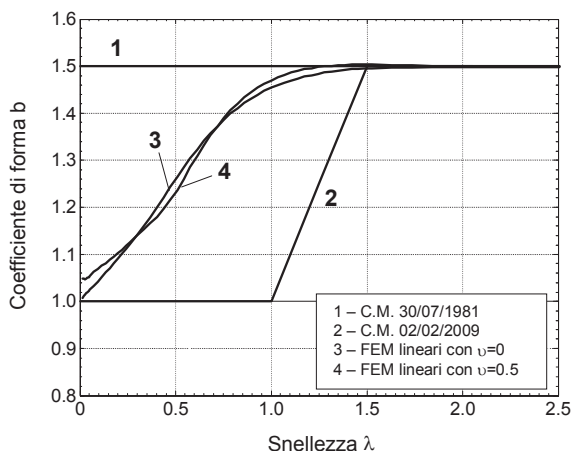


Figura 4. Confronto fra gli andamenti del coefficiente di forma b previsti dalle previgenti norme e dalle norme attuali con quelli ricavati con le analisi numeriche in campo lineare.

per $\lambda \leq 1$ la distribuzione della τ_{zx} non è uniforme; essa tende a tale condizione solo per piccoli valori di λ (0.015÷0.053). Questo risultato è già indice del fatto che per $\lambda \leq 1$, b non può essere prossimo a 1.

La Figura 4 mostra le curve $b(\lambda)$ ottenute per i casi A e B utilizzando l'Eq. (9), confrontate con quella definita in conformità al criterio di Turnšek e Cacovic ($b = 1.5$ [2]) e con quella relativa alla relazione di Benedetti e Tomaževic [Eq. (8)]. È evidente che per $\lambda < 1.5$ i valori di b desunti per via numerica sono apprezzabilmente diversi da quelli forniti dall'Eq. (8), raccomandata nella Circolare del 02/02/2009, mentre per $\lambda > 1.5$ essi tendono asintoticamente alla retta $b=1.5$. Questi risultati mostrano che, nei riguardi della sollecitazione di taglio, un pannello murario in condizioni di vincolo di *double bending* si discosta poco,

pur decrescendo la snellezza, dal comportamento del solido di De Saint-Venant. Infatti, la distribuzione della tensione tangenziale τ_{zx} si discosta da quella uniforme ($b = 1$) già per snellezze assai piccole (0.015÷0.053). Tenendo conto che, nelle comuni strutture in muratura portante, è piuttosto infrequente la presenza di pannelli caratterizzati da snellezze inferiori a 0.3, è ragionevole ritenere che la condizione $b = 1$ sia raggiunta assai raramente, e dunque che la (8) non è attendibile per pannelli reali tozzi.

Successivamente, una seconda serie di analisi è stata condotta in campo non lineare, sempre con il codice ANSYS, utilizzando elementi finiti tridimensionali isoparametrici a 8 nodi. Per modellare il comportamento meccanico non lineare dei pannelli in muratura è stato utilizzato il criterio di plasticizzazione di Drucker-Prager [11],

combinato con il criterio di rottura di Willam-Warnke [12]. Tale scelta consente di modellare il materiale come un mezzo isotropo capace di deformarsi plasticamente, di fessurarsi per trazione e schiacciarsi per compressione. Le proprietà meccaniche adottate per modellare la muratura sono riassunte nella Tabella 1 (risultano: $f_m = f_h = f_{cDP}$ e $f_t = f_{tWW}$). Sono stati considerati 23 pannelli murari in condizioni di vincolo di *double bending* come nelle analisi lineari, caratterizzati da larghezza $l = 1000$ mm, spessore $t = 200$ mm ed altezza crescente, con passo di 100 mm, da 300 mm a 2500 mm, ottenendo snellezze variabili fra 0.3 e 2.5, con incrementi $\Delta\lambda$ pari a 0.1. Per ciascuno dei 23 modelli sono stati sviluppati 4 tipi di analisi (92 in totale), ovvero: i) ACF 0.4, analisi statica non lineare a controllo di forza, con livello di compressione pari a 0.4 volte la capacità portante a sforzo normale ($P = 0.4ltf_m$); ii) ACS 0.4, analisi statica non lineare a controllo di spostamento, con livello di compressione pari a 0.4 volte la capacità portante a sforzo normale ($P = 0.4ltf_m$); iii) ACF 0.6, analisi statica non lineare a controllo di forza, con livello di compressione pari a 0.6 volte la capacità portante a sforzo normale ($P = 0.6ltf_m$) e iv) ACS 0.6, analisi statica non lineare a controllo di spostamento, con livello di compressione pari a 0.6 volte la capacità portante a sforzo normale ($P = 0.6ltf_m$). I livelli di compressione adottati sono medio-alti, in accordo con l'ipotesi di vincolo di *double bending* che tipicamente si verifica nei pannelli dei piani bassi degli edifici multipiano.

Come nella prima serie di analisi, successiva-

mente all'applicazione del carico di compressione P , è stata applicata l'azione di taglio V (ACF) o lo spostamento orizzontale (ACS) in sommità. Il carico, forza o spostamento, è stato applicato in modo monotono fino al raggiungimento della crisi del pannello. Le analisi sono state utilizzate per ricavare, in forma adimensionale rispetto a $\tau_{zx,med} = V/(lt)$, i diagrammi della distribuzione di τ_{zx} in funzione dell'ascissa ξ sulla sezione centrale dei pannelli al variare della snellezza degli stessi. A titolo di esempio, la Figura 5 (per il caso ACF 0.4) e la Figura 6 (per il caso ACF 0.6) riportano tali diagrammi al variare dei parametri considerati. Di queste la prima (a) è riferita al primo passo del processo di spinta quando i pannelli sono ancora in regime elastico lineare, la seconda (b) è invece relativa ad un passo dell'applicazione del carico sismico in corrispondenza del quale una buona parte dei modelli ha manifestato lesioni. L'analisi dei risultati mostra che se l'azione applicata in sommità è tale da non produrre lesioni (o schiacciamenti) locali significativi, la distribuzione delle tensioni tangenziali τ_{zx} non differisce da quanto ricavato nelle analisi lineari. Nel caso di pannelli tozzi o mediamente tozzi ($\lambda \leq 1.0$) la τ_{zx} ha ancora un andamento sensibilmente diverso dalla distribuzione uniforme desumibile dalla (8); per snellezze λ prossime all'unità τ_{zx} ha forma pressoché parabolica. Le distribuzioni di τ_{zx} relative alla fase non lineare differiscono da una configurazione all'altra, poiché entra in gioco la fessurazione.

Per valori bassi della snellezza ($\lambda = 0.5$) i pannelli giungono a collasso manifestando un sistema di

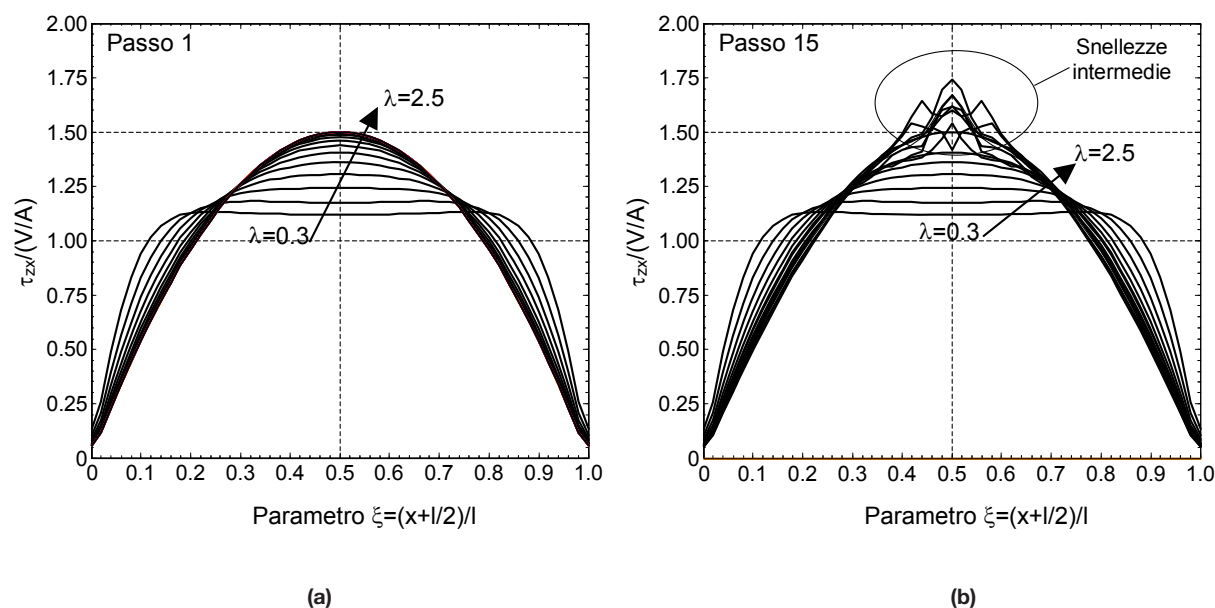


Figura 5. Andamenti della tensione tangenziale τ_{zx} lungo la sezione trasversale centrale dei pannelli ottenuti con le analisi non lineari nel caso ACF 0.4: (a) passo 1 (regime lineare) e (b) passo 15.

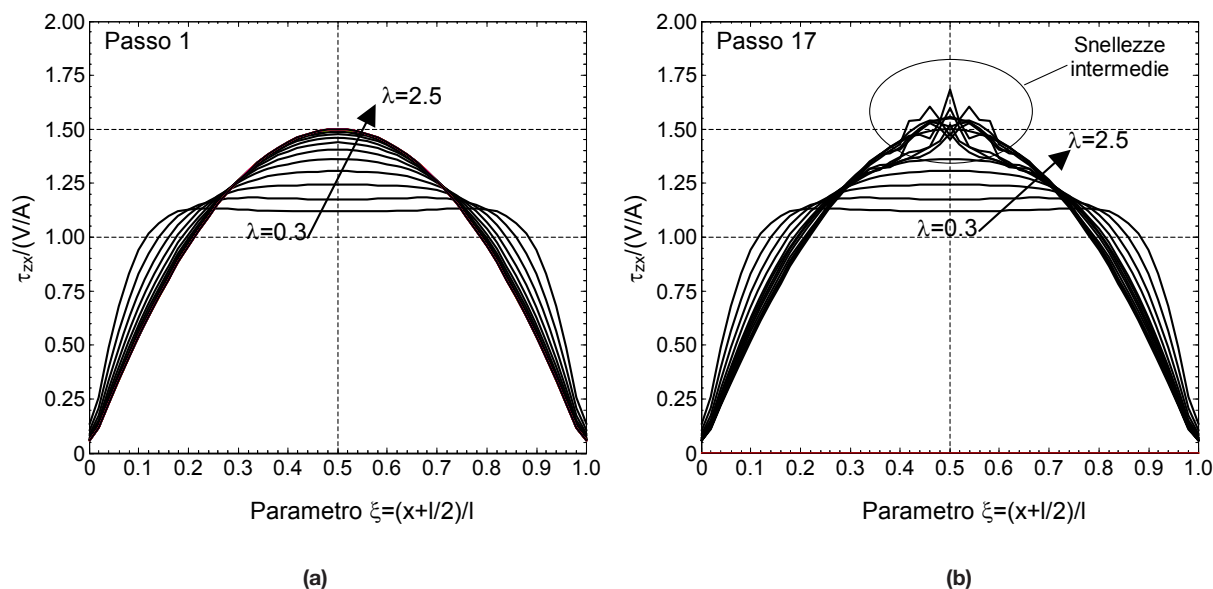


Figura 6. Andamento della tensione tangenziale τ_{zx} lungo la sezione trasversale centrale dei pannelli ottenuta con le analisi non lineari nel caso ACF 0.6: (a) passo 1 (regime lineare) e (b) passo 17.

doppie lesioni diagonali poste in posizione eccentrica rispetto al baricentro. I pannelli con i livelli di compressione assiale più elevata (ACF 0.6 e ACS 0.6) mostrano il formarsi di alcune fratture estese a tutta la larghezza delle sezioni di base e di sommità, che potrebbero corrispondere a lesioni a taglio per scorrimento più che a forme anomale di crisi per taglio diagonale. Per snellezze medie ($\lambda = 1.0 \div 1.5$) i pannelli mostrano il classico meccanismo di collasso con formazione della tipica lesione diagonale. Per valori elevati delle snellezze ($\lambda = 2.0$) i pannelli collassano per pressoflessione, con la formazione di lesioni in corrispondenza delle sezioni di estremità.

I risultati numerici sono stati utilizzati per valutare la funzione $b(\lambda)$. Le curve $b(\lambda)$ così ricavate dai 4 tipi di analisi numeriche sono riportate nella Figura 7, dove sono confrontate con quelle del criterio di Turnšek e Cacovic e della relazione (8). Esse sono sostanzialmente coincidenti, indicando che né la modalità di analisi (ACF piuttosto che ACS) né il livello di compressione, producono differenze significative.

In definitiva, i risultati ottenuti, sia con le analisi lineari, sia con le analisi non lineari, mostrano che per pannelli murari caratterizzati da snellezze inferiori a 1.5 l'utilizzo della relazione (8) fornisce un'evidente sottostima del coefficiente di forma b . La conseguenza più immediata, come anticipato, è una valutazione per eccesso del taglio resistente V_t associato al criterio di rottura per fessurazione diagonale e definito dall'Eq. (3). Questo fatto può essere meglio compreso trac-

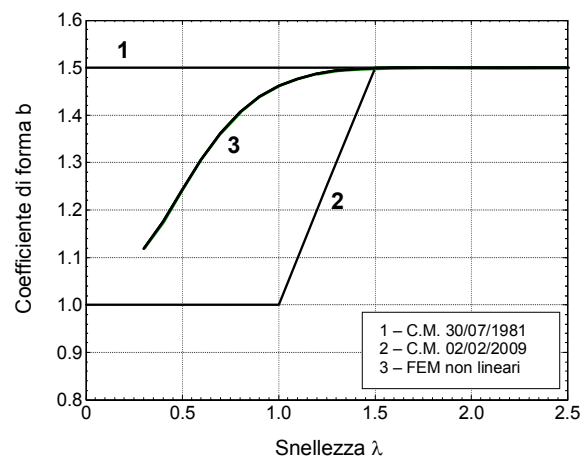
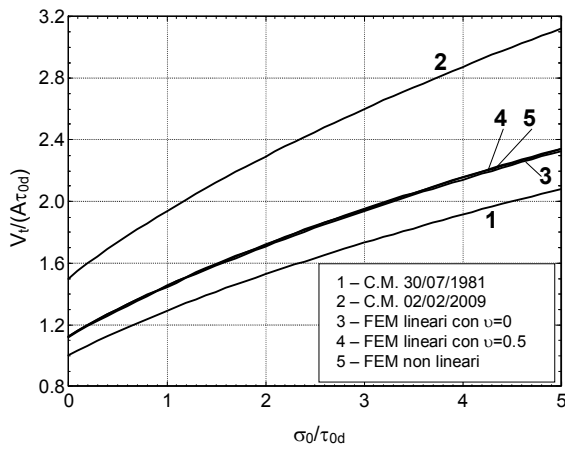


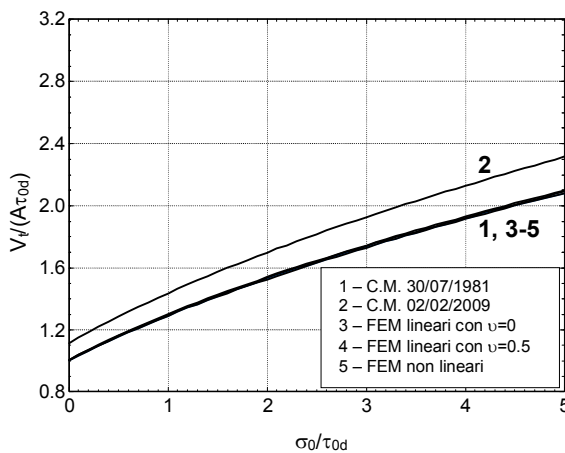
Figura 7. Confronto fra gli andamenti del coefficiente di forma b previsti dalle vigenti norme e dalle norme attuali con quelli ricavati con le analisi numeriche in campo non lineare.

ciando i domini di resistenza in accordo al suddetto criterio di rottura per alcuni pannelli murari con snellezza λ inferiore a 1.5.

Come rappresentativi di pannelli con $\lambda < 1.5$ si sono analizzati due pannelli con snellezze $\lambda = 0.65$ e $\lambda = 1.35$. Attribuendo a b , per ognuno dei due pannelli, i valori che si possono dedurre dal criterio di Turnšek e Cacovic, dal criterio di Benedetti e Tomazevic, dalle curve $b(\lambda)$ dei casi A e B di questo studio (analisi lineari) e dalla curva media $b(\lambda)$ delle analisi non lineari, si ottengono i relativi domini di resistenza del taglio riportati nella Figura 8. È subito evidente che per $\lambda = 0.65$ la resistenza valutata a partire dal valore $b = 1$ di Benedetti e Tomazevic è decisamente superiore sia a quella ottenibile con il b delle varie curve



(a)



(b)

Figura 8. Confronto fra i domini di resistenza del taglio V_t al variare del criterio di valutazione del coefficiente di forma b ; (a) $\lambda = 0.65$, (b) $\lambda = 1.35$.

qui ottenute, sia a quella definita assumendo $b = 1.5$ secondo Turnšek e Cacovic. Queste differenze risultano meno evidenti per il caso $\lambda = 1.35$, data la sua maggior snellezza, anche se la resistenza ottenuta con b conforme alla norma [6] è sempre superiore a quelle derivanti dai b delle curve di questo studio e assumendo $b = 1.5$. È interessante osservare che, per entrambi i pannelli, le resistenze dedotte dai risultati delle analisi numeriche sono in maggior accordo con quelle relative al criterio di Turnšek e Cacovic, che con quelle desumibili dal criterio di Benedetti e Tomazevic. In definitiva, i risultati indicano una sostanziale discordanza per il coefficiente di forma b con la formulazione (8) riportata nella [6]. In aggiunta, la formulazione (8) risulta anche a sfavore di sicurezza, in quanto essa sovrastima il taglio ultimo resistente.

UNA NUOVA PROPOSTA PER IL COEFFICIENTE DI FORMA b

I risultati qui ottenuti consentono di ricavare e proporre una nuova espressione del coefficiente di forma b al variare della snellezza λ . A tale scopo è stata interpolata la curva $b(\lambda)$ ottenuta come media delle quattro serie di analisi non lineari con spline cubiche. La curva interpolante è direttamente riportata nella Figura 9 [curva (1)], dove è anche comparata con la distribuzione $b(\lambda)$ dalla quale è stata ricavata.

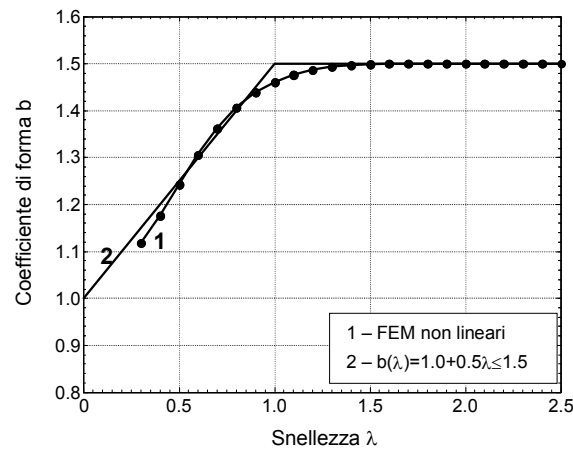


Figura 9. Curva $b(\lambda)$ ottenuta con le analisi FEM non lineari (1) e relazione semplificata (2).

L'andamento della relazione $b(\lambda)$ suggerisce inoltre l'utilizzo di una espressione approssimata e più semplice, cioè:

$$b(\lambda) = 1.0 + 0.5\lambda, \quad b \leq 1.5 \quad (10)$$

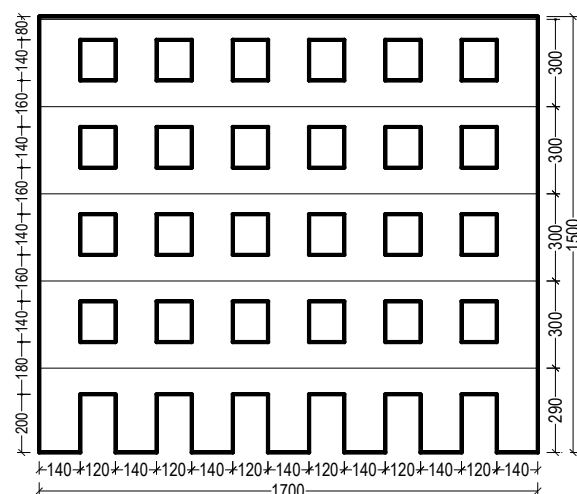
Tale relazione, di tipo bilineare, è ancora riportata nella Figura 9 [curva (2)]. Essa fornisce valori di b di poco superiori alla curva interpolante (1), tranne che in un piccolo intervallo. Occorre ricordare che questi risultati sono validi per pannelli in condizioni di vincolo di *double bending* ed a tale ipotesi è anche subordinata la validità della (10).

ANALISI DELLE PARETI

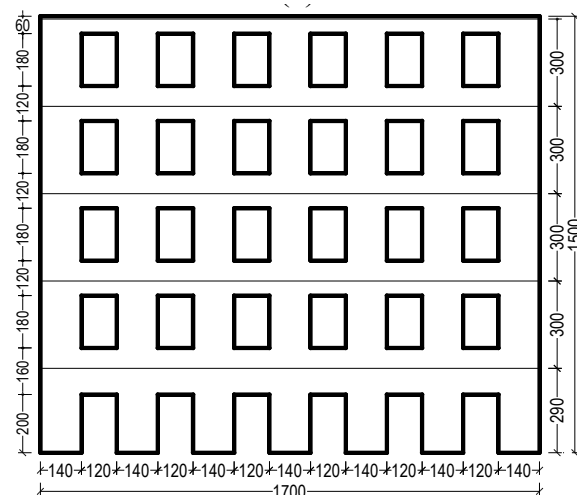
Modellazione e definizione dei modi di collasso per i modelli a telaio

Sulla base di quanto ricavato nel paragrafo precedente, per valutare l'influenza del coefficiente b sul comportamento sismico di pareti in muratura, sono state determinate le curve di capacità di tre pareti piane rappresentative di facciate tipiche di edifici esistenti in muratura. Le tre pareti

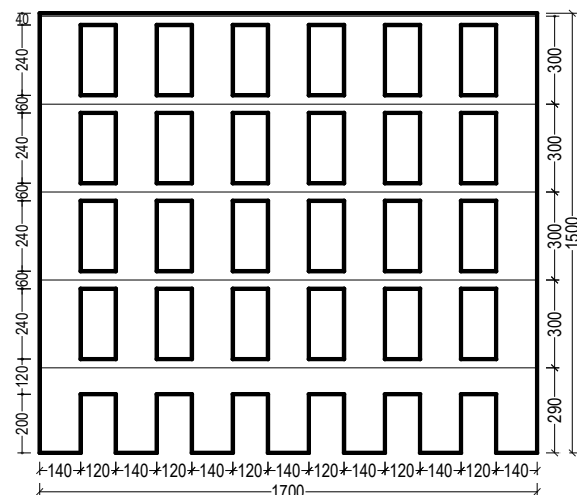
hanno geometria regolare e non sono rinforzate da catene metalliche, cordoli o altri presidi. Esse, ciascuna di cinque piani, hanno larghezza di 17.0 m, altezza di 15.0 m e spessore costante di 450 mm (Figura 10).



(a)



(b)



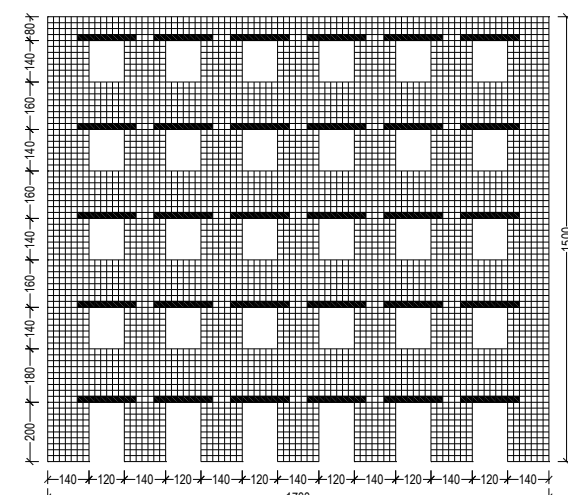
(c)

Figura 10. Geometria delle tre pareti piane, (a) parete FT con fasce tozze, (b) parete FM con fasce di snellezza media, (c) parete FS con fasce snelle (misure in cm).

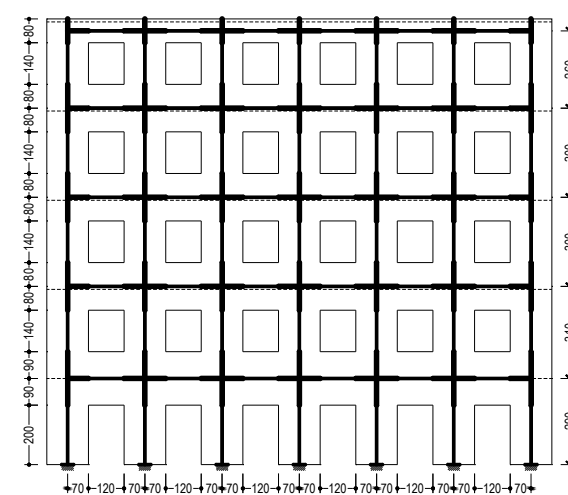
Esse differiscono per la geometria delle fasce di piano, ovvero: a) la parete FT ha fasce tozze (snellezza geometrica delle fasce dei tre piani intermedi $\lambda=l/h_i=0.75$); b) la parete FM ha fasce di snellezza media ($\lambda=1.0$ per le fasce dei tre piani intermedi); c) la parete FS ha fasce snelle ($\lambda=2.0$ per le fasce dei tre piani intermedi).

Le tre pareti sono costruite con muratura di mattoni pieni e malta di calce di qualità bassa e le aperture sono dotate di architravi in c.a. ben ammortate alla muratura circostante. Esse sono soggette al peso proprio ($w = 18 \text{ kN/m}^3$) oltre ai carichi distribuiti trasmessi dai solai, di valore 10 kN/m .

I modelli agli elementi finiti sono stati costruiti con il codice ANSYS con elementi finiti isoparametrici a 8 nodi, di dimensioni medie $0.2 \times 0.2 \times 0.2 \text{ m}$ (nella Figura 11a è rappresentata la discretizzazione della parete FT).



(a)



(b)

Figura 11. (a) Modello FEM della parete FT; (b) modello a telaio equivalente della parete FT (misure in cm).

Il modello meccanico non lineare è lo stesso utilizzato nelle modellazioni dei pannelli descritte in precedenza, con i parametri costitutivi della Tabella 1.

Per la modellazione delle architravi in c.a. è stato adottato lo stesso modello di comportamento meccanico, con valori più elevati dei parametri, allo scopo di rappresentare un calcestruzzo di classe C25/30.

I modelli a telaio equivalente sono stati costruiti con il codice SAM II. Secondo tale approccio la parete viene schematizzata con un sistema di aste deformabili (maschi e fasce di piano) connesse da *link* rigidi (Figura 11b, parete FT). I carichi verticali sono applicati nei nodi del telaio alle quote dei solai di piano, le azioni sismiche orizzontali agiscono nei centri di massa di ciascun piano, infine, i nodi alla stessa quota hanno lo stesso spostamento orizzontale (diaframmi di piano rigidi). Le proprietà meccaniche della muratura introdotte nel codice SAM II sono riassunte nella Tabella 2. Per i maschi murari si sono considerate le tre modalità di collasso previste dalla norma [6] (pressoflessione, taglio per scorrimento e taglio con fessurazione diagonale). Ad esempio, per la rottura a taglio per fessurazione diagonale il taglio ultimo è definito dall'Eq. (3) con i valori del coefficiente b della curva (2) di Figura 7 e con $f_{td}=f_t$ e $\tau_{0d}=f_{v0}$. Il modello di comportamento è quello elastico perfettamente plastico fino a raggiungere il valore limite della rotazione alla corda, ovvero il *drift* limite a taglio d_v della Tabella 2.

Per le fasce di piano si sono considerate le sole modalità di collasso per pressoflessione e per taglio con fessurazione diagonale. Per la prima modalità di collasso il momento ultimo è definito dalla (5) con H_p limitato dalla resistenza a compressione f_n della muratura.

Per la rottura a taglio si è assunto:

$$V_t = h_t t \frac{f_t}{b} = h_t t \frac{1,5 f_{v0}}{b} \quad (11)$$

relazione non esplicitamente contenuta nella norma, ma ragionevolmente applicabile per edifici esistenti e derivata dalla (3) assumendo nullo lo sforzo normale incognito, a vantaggio di sicurezza. La resistenza a taglio in assenza di compressione f_{v0} è qui assimilabile a τ_0 . La (11) è stata applicata sia con il fattore b della Circolare del 02/02/2009, sia con i valori della curva (1) della Figura 9. Anche per le fasce il modello di comportamento meccanico di riferimento è quello

Tabella 1. Proprietà meccaniche adottate per le modellazioni della muratura in campo non lineare.

Parametri elastici		Criterio di plasticizzazione di Drucker-Prager		Superficie di rottura di Willam-Warnke	
E	2000 (N/mm ²)	c	0.24 (N/mm ²)	f_{cww}	4.00 (N/mm ²)
G	800 (N/mm ²)	ϕ	55°	f_{tww}	0.15 (N/mm ²)
ν	0.25	δ	55°	β_c	0.75
		f_{cDP}	1.522 (N/mm ²)	β_t	0.25
		f_{tDP}	0.216 (N/mm ²)		

E (modulo di elasticità normale); G (modulo di elasticità tangenziale); ν (rapporto di Poisson); f_c (resistenza a compressione); f_t (resistenza a trazione); β_c (coefficiente di trasmissione del taglio per fessure richiuse); β_t (coefficiente di trasmissione del taglio per fessure aperte); c (coesione); ϕ (angolo di attrito interno); δ (angolo di dilatazione).

elastico perfettamente plastico fino al raggiungimento dei limiti di *drift*. Si osserva, infine, che tutte le resistenze sono assimilabili a valori medi e che i coefficienti di sicurezza sono unitari. Con le ipotesi assunte gli effetti dell'utilizzo dei valori di b qui proposti sulle curve di capacità delle tre pareti in esame sono dunque da ricercarsi esclusivamente nei valori del taglio diagonale resistente delle fasce di piano.

Tabella 2. Proprietà meccaniche della muratura per le modellazioni a telaio equivalente.

Parametri elastici		Resistenze e parametri di collasso	
E	2000 (N/mm ²)	μ	0.4
G	800 (N/mm ²)	f_m	1.522 (N/mm ²)
w	18.0 (kN/m ³)	f_h	1.522 (N/mm ²)
		f_t	0.15 (N/mm ²)
		f_{v0}	0.10 (N/mm ²)
		d_p	0.006
		d_v	0.004

w (peso specifico); E (modulo di elasticità normale); G (modulo di elasticità tangenziale); μ (coefficiente di attrito); f_m (resistenza a compressione in direzione verticale); f_h (resistenza a compressione in direzione orizzontale); f_t (resistenza a trazione per fessurazione diagonale); f_{v0} (resistenza a taglio); d_p (drift limite a pressoflessione); d_v (drift limite a taglio).

Analisi di spinta

Le analisi di spinta (*pushover*) sono state condotte, per entrambi i codici di calcolo, applicando l'azione sismica in accordo al D.M. del 14/01/2008, con tre diverse distribuzioni delle forze d'inerzia: i) distribuzione triangolare (ST), ovvero forze sismiche ripartite in proporzione al prodotto delle masse per le corrispondenti altezze misurate dalla base della struttura; ii) distribuzione modale (SM), ovvero forze sismiche ripartite in proporzione al prodotto delle masse per le componenti della prima forma modale; iii) distribuzione uniforme (SU), ovvero forze sismiche ripartite secondo la distribuzione delle

masse. A titolo di esempio, nella Figura 12 sono rappresentate le curve di capacità delle pareti FT, FM e FS per le due distribuzioni delle azioni sismiche ST e SU, nelle tre analisi: FEM (modelli agli elementi finiti), SAM II-A (modelli a telaio con b come da Circolare del 02/02/2009) e SAM II-B (modelli a telaio con b come qui proposto).

I risultati ottenuti con la distribuzione modale delle azioni sismiche SM sono molto simili a quelli ottenuti per la distribuzione ST. In ascissa è rappresentato lo spostamento del punto di controllo d_c , corrispondente allo spostamento dell'ultimo livello per i modelli a telaio ed alla media degli spostamenti di 8 nodi di sommità nei modelli agli elementi finiti; in ordinata è rappresentato il taglio alla base V_b . Poiché le analisi FEM sono state condotte in controllo di forza, non è rappresentabile la parte discendente della curva di capacità e gli spostamenti massimi sono molto contenuti. I confronti in termini di spostamento sono quindi significativi soltanto tra le due versioni delle modellazioni a telaio.

Le grandezze più significative della risposta globale sono la rigidità iniziale K_e , il taglio massimo alla base V_{bu} e lo spostamento massimo del punto di controllo d_{cu} . Tali grandezze sono riassunte nella Tabella 3, rapportate ai valori ottenuti con le analisi FEM. Per K_e si è ottenuto un sostanziale accordo fra la risposta dei modelli FEM e quella dei modelli a telaio equivalente; infatti, le differenze percentuali oscillano tra -13% e +10%. La parte più interessante del confronto è l'analisi dei valori del taglio massimo alla base V_{bu} , poiché la

definizione del coefficiente b influisce sull'entità dei tagli resistenti nel meccanismo di rottura per fessurazione diagonale. In questo senso, le curve di capacità ricavate in ambito FEM sono uno strumento di controllo per individuare, tra i due modelli a telaio equivalente, quello caratterizzato dai valori più realistici del coefficiente b . Un primo esame ha rivelato che i modelli a telaio delle pareti FT ed FM sviluppano tagli V_{bu} maggiori di quelli ottenuti in ambito FEM e che queste differenze tendono a ridursi per le analisi con la distribuzione uniforme. Per la parete FS, invece, le risposte ricavate dai due tipi di modelli (FEM e a telaio) rivelano valori del taglio massimo in buon accordo. In dettaglio, i modelli a telaio delle pareti FT e FM, caratterizzati dai b della Circolare del 02/02/2009 forniscono, per le prime due distribuzioni delle azioni sismiche, valutazioni di V_{bu} superiori a 1.5 volte quelle dei modelli FEM (scarto massimo maggiore del 70%). Invece, con la distribuzione uniforme, la differenza percentuale dai modelli FEM è, per entrambe le pareti, di poco superiore al 28%. Se si esaminano le curve di capacità dei modelli con i b delle fasce murarie come qui proposto, queste differenze diminuiscono; lo scarto più elevato è di poco superiore al 38% (parete FT con distribuzione ST) e quello minimo è pari a circa il 5% (parete FM con distribuzione SU). Tali risultati mostrano che i valori di b qui proposti avvicinano la risposta dei telai equivalenti delle pareti FT ed FM a quella dei modelli FEM. Per la parete FS si hanno esiti in lieve contraddizione con quelli appena commentati. Anche se di pochi punti percentuali (lo scarto massimo è, in valore assoluto, di poco superiore all'11%), quasi tutte le analisi dei modelli a telaio di questa parete hanno fornito valori di V_{bu} inferiori a quelli dei corrispondenti modelli FEM. Risulta in controtendenza anche il confronto fra i due modelli a telaio: infatti, tutti i modelli a telaio con i b delle fasce qui proposti sottostimano il taglio massimo alla base rispetto ai modelli FEM, più dei modelli a telaio con i b conformi alla Circolare del 02/02/2009. In definitiva, le analisi delle pareti FT e FM mostrano una buona affidabilità dei modelli a telaio, con maggiore rispondenza ai modelli FEM se il fattore b è definito con la formulazione alternativa qui proposta; per la parete FS le risposte sono quasi coincidenti,

Tabella 3. Risultati delle analisi di spinta adimensionalizzati rispetto ai valori ottenuti con i modelli FEM.

		PARETE FT								
		K_e/K_{eFEM}			V_{bu}/V_{buFEM}			d_{cu}/d_{cuFEM}		
Distr.		FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B
ST		1.00	1.10	1.10	1.00	1.68	1.38	1.00	2.45	2.41
SM		1.00	1.09	1.09	1.00	1.63	1.35	1.00	2.35	2.36
SU		1.00	1.05	1.05	1.00	1.29	1.10	1.00	2.46	2.90
		PARETE FM								
		K_e/K_{eFEM}			V_{bu}/V_{buFEM}			d_{cu}/d_{cuFEM}		
Distr.		FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B
ST		1.00	1.05	1.05	1.00	1.73	1.36	1.00	3.68	3.92
SM		1.00	1.03	1.03	1.00	1.51	1.19	1.00	2.25	2.47
SU		1.00	1.00	1.00	1.00	1.28	1.05	1.00	2.13	2.34
		PARETE FS								
		K_e/K_{eFEM}			V_{bu}/V_{buFEM}			d_{cu}/d_{cuFEM}		
Distr.		FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B	FEM	SAM II-A	SAM II-B
ST		1.00	0.90	0.90	1.00	1.00	0.98	1.00	1.41	1.53
SM		1.00	0.87	0.87	1.00	0.94	0.93	1.00	0.99	1.06
SU		1.00	0.87	0.87	1.00	1.00	0.89	1.00	1.44	1.61

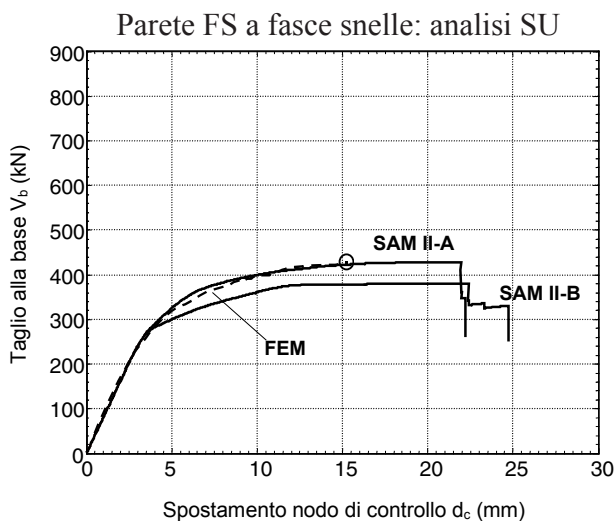
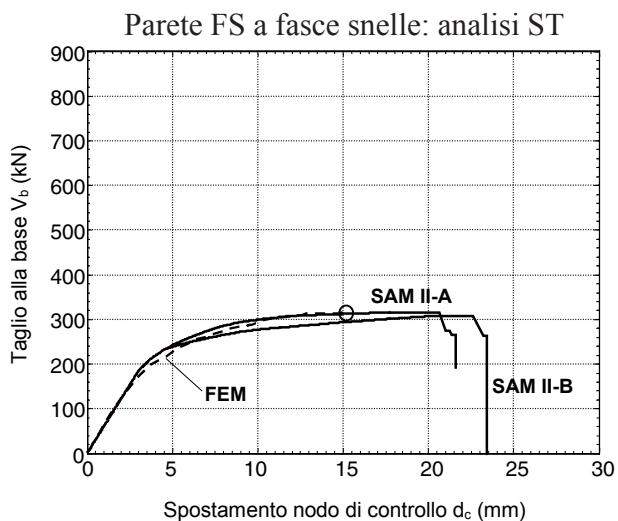
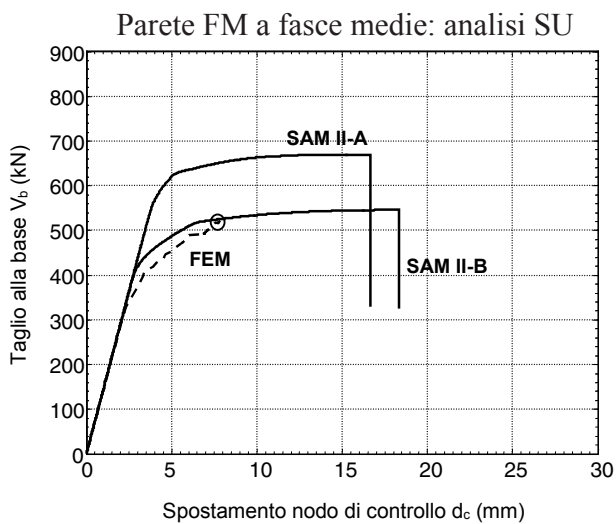
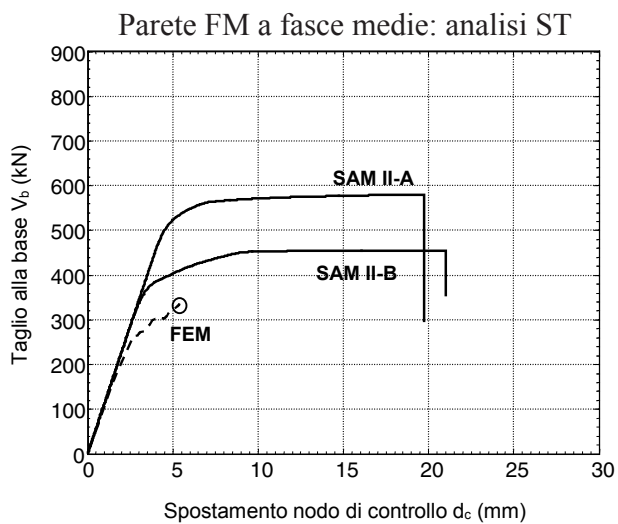
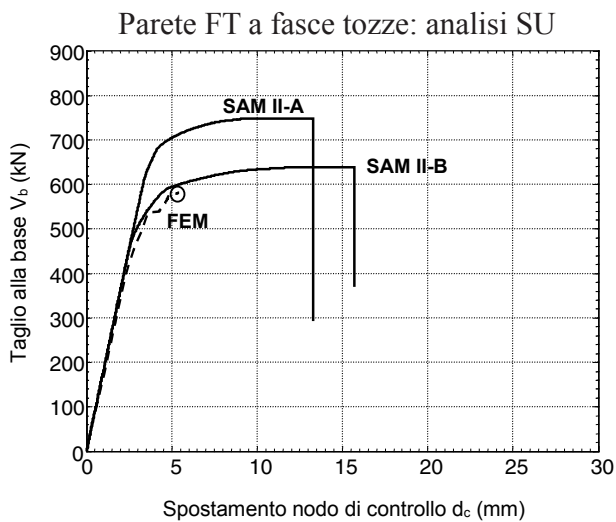
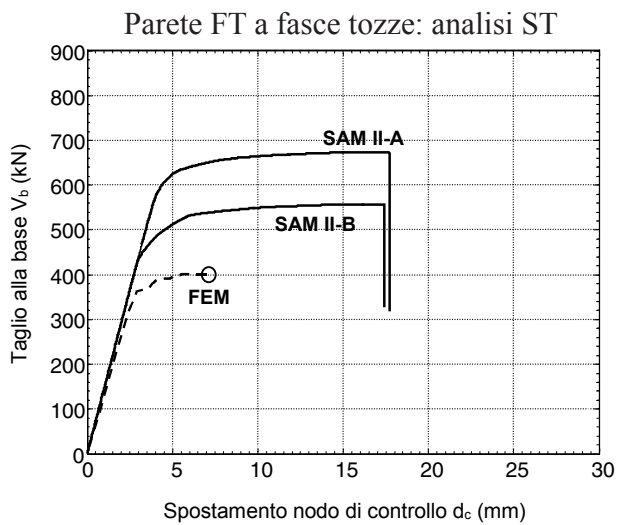


Figura 12. Curve di capacità delle pareti FT, FM e FS con distribuzione delle azioni sismiche triangolare (ST) e uniforme (SU), FEM = modello agli elementi finiti, SAM II-A = modello a telaio equivalente con b della Circolare del 02/02/2009, SAM II-B = modello a telaio equivalente con b come qui proposto.

probabilmente perché i modelli a telaio equivalente meglio si adattano a questa tipologia geometrica, data la snellezza delle fasce.

OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

I risultati di questo studio suggeriscono che l'espressione del coefficiente di forma b della Circolare del 02/02/2009 per il criterio di rottura a taglio con fessurazione diagonale è affetta da un'evidente grado di approssimazione se applicata a pannelli murari tozzi o mediamente tozzi. Infatti, i valori di b ottenuti da analisi numeriche, sia lineari, sia non lineari, variando la snellezza dei pannelli, sono più elevati di quelli della formulazione semplificata adottata nella norma, con conseguente riduzione, anche sensibile, del valore del taglio di rottura per fessurazione diagonale. Tale risultato è evidente analizzando la risposta strutturale di tre pareti piane di muratura ordinaria aventi fasce di differenti snellezze e confrontando i risultati delle modellazioni agli elementi finiti ed a telaio equivalente. L'analisi critica delle analogie e delle differenze delle curve di capacità evidenzia che i modelli a telaio equivalente sovrastimano la resistenza delle pareti con le fasce di piano più alte e che tale effetto è amplificato dall'adozione dei valori del coefficiente di forma b proposti dalla norma.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] D.M. LL. PP. del 16/01/1996. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, G.U. n. 29 del 05/02/1996, e Circolare del Ministero LL. PP. del 10/04/1997, n. 65/AA.GG., Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", di cui al D.M. LL. PP. del 16/01/1996.
- [2] Circolare del Ministero LL. PP. del 30/07/1981 n. 21745. Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma, Legge del 14/05/1981, n. 219, Art. 10.
- [3] Augenti N. (2004). *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*. Torino, UTET, 490 pp.
- [4] Turnšek V., Cacovic F. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, pp. 149-156.
- [5] D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 Gennaio 2008. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), G.U. n. 29,

4 Febbraio 2008, S.O. n. 30.

- [6] Circolare del Ministero delle Infrastrutture del 02/02/2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008, G.U. n. 47 del 26/02/2009, S.O. n. 27.
- [7] Magenes G. (2000). A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland. Paper No.1866.
- [8] Swanson Analysis System Inc. (1992). User's Manual. Houston, Texas (USA).
- [9] Benedetti D., Tomaževic M. (1984). Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. *Ingegneria Sismica*, Anno I, n. 0, pp. 9-16.
- [10] Chiostrini S., Vignoli A. (1994). In-situ determination of the strength properties of masonry walls by destructive shear and compression tests. *Masonry International. The British Masonry Society*, Vol. 7, n. 3, pp. 87-96.
- [11] Drucker D., Prager W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, n. 2, 1952, pp 157-165.
- [12] Willam K. J., Warnke E. P. (1975). Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, *Proceedings of the IASBE Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses*. International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, 1975, pp. 1-30.

Michele BETTI, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Nel 2001 consegue il titolo di dottore di Ricerca in Ingegneria delle strutture. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della vulnerabilità sismica di edifici monumentali (in muratura) e di identificazione strutturale.

Luciano GALANO, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1989. Dopo il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture nell'Università di Firenze ha svolto l'attività di borsista per alcuni anni; attualmente è ricercatore per il settore Scienza delle Costruzioni nel Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dello stesso ateneo. La sua attività di ricerca prevalente si colloca nel campo dell'ingegneria sismica, delle strutture in cemento armato e dei calcestruzzi ad alta resistenza.

Michele PETRACCHI, si è laureato in Ingegneria Civile (indirizzo libero) nel 2009 presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze e esercita l'attività di libero professionista dal 2011.

Andrea VIGNOLI, si è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Firenze, nel 1975. È Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze. Dal 1985 tiene i Corsi di Dinamica delle Strutture e Ingegneria Sismica. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della dinamica delle strutture, dell'ingegneria sismica e della sperimentazione strutturale.