

Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura irregolari in pianta e con solai flessibili

Serena Cattari, Daniela Camilletti, Salvatore Marino, Sergio Lagomarsino
Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale. Via Montallegro 1, 16145 Genova.

Keywords: analisi nonlineari, muratura, edifici esistenti, irregolarità planimetrica, solai flessibili

ABSTRACT

E' ormai consolidato, non solo a livello della ricerca ma anche nella pratica professionale, l'uso dell'analisi statica non lineare per la verifica della sicurezza sismica degli edifici esistenti in muratura secondo un approccio prestazionale agli stati limite. Come noto, tali metodi di analisi e verifica sono stati originariamente sviluppati per altre tipologie (calcestruzzo armato e acciaio), tipicamente sotto l'ipotesi di solai rigidi e regolarità strutturale; nell'ultimo decennio sono poi state formulate ulteriori proposte, ancora per tali tipologie, per includere gli effetti indotti da irregolarità planimetriche e/o altimetriche ed il contributo dei modi superiori. Viceversa, nel caso degli edifici in muratura irregolari e con solai flessibili l'affidabilità di tali metodi non è stata ancora valutata in maniera sistematica. In tale contesto, il presente articolo si propone di verificare l'affidabilità dell'approccio statico non lineare ed i suoi eventuali limiti di applicabilità al variare di crescenti caratteristiche di irregolarità planimetrica e flessibilità dei solai, con particolare riferimento all'uso di diverse distribuzioni di forze mantenute invarianti durante l'analisi. A tale scopo sono state eseguite analisi parametriche su dieci configurazioni prototipo di un edificio in muratura ordinaria di tre piani. I risultati ottenuti da analisi dinamiche non lineari incrementali sono stati assunti come soluzione di riferimento e di validazione dell'approccio statico.

1 INTRODUZIONE

Eventi sismici passati e più recenti hanno sistematicamente evidenziato la significativa vulnerabilità degli edifici in muratura: al fine quindi di favorire politiche di mitigazione del rischio sono necessari appropriati metodi di analisi e procedure di verifica. La logica della valutazione della sicurezza basata su livelli prestazionali definiti al variare di determinati periodi di ritorno (PBA – *Performance Based Approach*), ormai consolidato nell'ambito dell'ingegneria sismica, richiede la valutazione della risposta sismica nei confronti di eventi di diversa entità, anche fino alle condizioni vicine al collasso. Nell'ambito del PBA, in particolare nel caso degli edifici esistenti, è riconosciuto come una verifica in termini di spostamenti piuttosto che solo in termini di forze sia più attendibile (DBA – *Displacement Based Approach*). Dal momento che la muratura presenta un significativo comportamento non lineare, anche per bassi valori delle azioni orizzontali, ancor più che per altre tipologie strutturali, si rivela

necessario l'uso di modelli numerici non lineari per eseguire analisi in ambito statico e dinamico al fine di conseguire valutazioni quanto più possibile affidabili.

Le analisi statiche non lineari ed i relativi criteri di verifica, che sono ampiamente adottati nelle norme nazionali ed internazionali (ad esempio in ASCE/SEI 41-13 2014, EC8-1 2004, NTC 2008), sono state originariamente sviluppate per strutture in c.a. o per strutture a telaio in acciaio, con l'ipotesi di solai rigidi e, possibilmente, nel caso di configurazioni regolari.

Come noto, la procedura si articola nei seguenti passi: 1) esecuzione di un'analisi *pushover* con un'opportuna distribuzione di forze; 2) conversione della curva *pushover* nella curva di capacità di un sistema non lineare ad un grado di libertà equivalente (SDOF); 3) identificazione degli spostamenti associati al raggiungimento dei diversi stati limite; 4) per ogni stato limite, valutazione della domanda di spostamento tramite uno spettro opportunamente ridotto; 5) confronto tra domanda di spostamento e capacità.

Successivamente sono state formulate in letteratura alcune proposte per migliorare l'affidabilità di questa procedura nel caso di edifici fortemente irregolari o per i quali il contributo dei modi superiori non risulta trascurabile. Tali proposte seguono diversi approcci basati: sull'esecuzione di analisi multimodali o adattive (di cui una rassegna è descritta in Aydinoglu e Onem 2010); sull'introduzione di fattori correttivi per amplificare la domanda di spostamento; o, in alternativa, sull'introduzione di eccentricità correttive per riprodurre gli effetti torsionali indotti dalle irregolarità. Uno stato dell'arte relativo a suddette procedure modificate, è stato recentemente illustrato in De Stefano e Mariani (2014) con riferimento agli edifici in c.a.

In tale ambito, questo articolo discute l'affidabilità e gli eventuali limiti di applicabilità delle procedure statiche non lineari nell'ambito delle strutture in muratura esistenti irregolari in pianta e in presenza di solai flessibili.

Si sottolineano infatti alcune criticità nel caso degli edifici tradizionali in muratura ordinaria rispetto ai passi prima introdotti.

L'esecuzione di un'analisi pushover (passo 1) richiede la disponibilità di adeguati modelli non lineari. L'approccio basato sulla definizione di un telaio equivalente (maschi e fasce) rappresenta ad oggi un approccio particolarmente efficiente (in termini di rapporto tra onere computazionale e affidabilità dei risultati conseguibili) per modellare complessi edifici in 3D anche in ambito professionale. Nell'ambito della ricerca ivi descritta è stato adottato in particolare il programma Tremuri (Lagomarsino et al. 2013), nel quale la non linearità dei pannelli murari è descritta tramite un modello a trave non lineare con leggi costitutive multilineari a base fenomenologica in grado di descrivere anche il comportamento ciclico per l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari.

Nel caso di edifici regolari e con solai rigidi la conversione nella curva di capacità non è sostanzialmente influenzata dalla scelta del nodo di controllo per l'analisi *pushover* (passo 2). Nei tradizionali edifici in muratura, che spesso presentano solai flessibili nel loro piano, un approccio convenzionale ma efficace è stato individuato nello spostamento medio dei nodi dell'ultimo livello (Lagomarsino et al. 2013).

La definizione degli stati limite (passo 3) è trattata nelle normative tramite diversi approcci: i) verificando il raggiungimento dei corrispondenti stati limite in ogni singolo

elemento (ASCE/SEI 41-13 2014); ii) considerando soglie di *drift* interpiano e/o criteri euristici sul degrado di rigidità e resistenza nella curva *pushover* (EC8-3 2005, NTC 2008).

Tuttavia, nel caso degli edifici in muratura complessi e articolati, spesso irregolari in pianta e/o in alzato, e frequentemente caratterizzati dalla presenza di solai flessibili tali criteri possono risultare non adeguati e/o cautelativi. Ad esempio quello euristico basato sul degrado della resistenza globale sulla curva *pushover* (in generale assunto pari al 20% nel caso dello Stato limite di Salvaguardia della Vita) potrebbe "non accorgersi" del raggiungimento di danni anche molto gravi in porzioni localizzate della struttura, che contribuiscono per percentuali minori al taglio globale ma che cionondimeno sono rilevanti in termini di sicurezza. Al fine di superare tali criticità è stato recentemente sviluppato un approccio multiscala per la definizione degli stati limite che tenga conto di controlli combinati a diverse scale quali quella dell'elemento strutturale, quella delle pareti o orizzontamenti e quella globale sulla curva *pushover* (Lagomarsino e Cattari 2015a).

Nell'articolo in particolare sono presentati alcuni dei risultati ottenuti nell'ambito di un'ampia analisi parametrica condotta su differenti prototipi di edifici in muratura.

Questi modelli sono stati ottenuti partendo da una configurazione regolare e con solai rigidi, dalla quale sono stati ricavati ulteriori modelli che presentano irregolarità in pianta e un decremento nella rigidità dei solai. Su tali configurazioni sono state eseguite analisi statiche non lineari al variare di diverse distribuzioni di forze (mantenute invarianti durante l'analisi) e analisi dinamiche non lineari incrementali (*Incremental Dynamic Analysis* o IDA, Vamvatsikos e Cornell 2002). Quest'ultime sono stati considerati come il corretto comportamento di riferimento. I confronti tra i risultati delle analisi statiche e dinamiche sono stati operati in termini di deformate e distribuzioni di forze, ma hanno riguardato anche la valutazione della capacità sismica in termini di valori di accelerazione al suolo (PGA – *Peak Ground Acceleration*) che producono il raggiungimento dei diversi stati limite.

Nel seguito al §2 sono illustrati sinteticamente i principi metodologici adottati per verificare l'affidabilità dell'approccio statico, mentre al §3 e poi al §4, rispettivamente, sono descritte le configurazioni analizzate e più significativi risultati ottenuti.

2 METODOLOGIA ADOTTATA PER VALUTARE L’AFFIDABILITÀ DELLE PROCEDURE STATICHE NON LINEARI

La verifica secondo la logica del PBA presuppone di valutare l’intensità sismica che produce il raggiungimento di ogni stato limite IM_{PL} considerato (IM - *Intensity Measure* e PL-*Performance Level*) e di controllare che questa sia maggiore del valore associato al corrispondente livello di pericolosità sismica (definito in termini di periodo medio di ritorno T_R).

La curva di pericolosità del sito fornisce, in funzione di T_R , l’input sismico in termini di una misura di intensità IM, generalmente rappresentata dalla PGA oppure da valori di accelerazione spettrale. Lo spettro di risposta in accelerazione-spostamento (*Acceleration-Displacement Response Spectrum - ADRS*), opportunamente scalato sulla base di IM, consente di valutare la domanda di spostamento sulla curva di capacità nel caso di procedure statiche non lineari. Nel caso di analisi dinamica non lineare l’input sismico è invece rappresentato dalle storie temporali delle accelerazioni alla base della struttura, alle quali corrispondono degli spettri irregolari, se confrontati con quelli assunti dalle normative per la progettazione/verifica.. Nella ricerca ivi descritta sono state usate dieci registrazioni, selezionate perché compatibili con la pericolosità de L’Aquila per un periodo di ritorno pari a 475 anni. Nel caso in esame come IM rappresentativo è stato adottato il valore dell’accelerazione spettrale (S_a) in corrispondenza del periodo $T_1=0.36$ s, assunto come rappresentativo del principale modo di vibrazione degli edifici considerati.

La Figura 1a mostra gli spettri di risposta in accelerazione dei dieci segnali, scalati in modo da avere lo stesso valore di $IM = S_a(0.36s)$. La Figura 1b mostra il corrispondente spettro di risposta medio, che è quasi coincidente con lo spettro fornito dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2008), così come il 16° e l’84° percentile. Tali percentili sono stati computati assumendo una distribuzione lognormale per le variabili in gioco.

Nel caso di analisi statiche non lineari, il valore di IM_{PL} è stato calcolato con questi tre spettri di risposta.

In ambito dinamico, sono state eseguite delle analisi dinamiche incrementali con tali registrazioni riscalandole fino ad ottenere il raggiungimento di ogni stato limite considerato. Le analisi *pushover* sono state eseguite con

differenti distribuzioni di forze, mantenute invariati durante l’analisi.

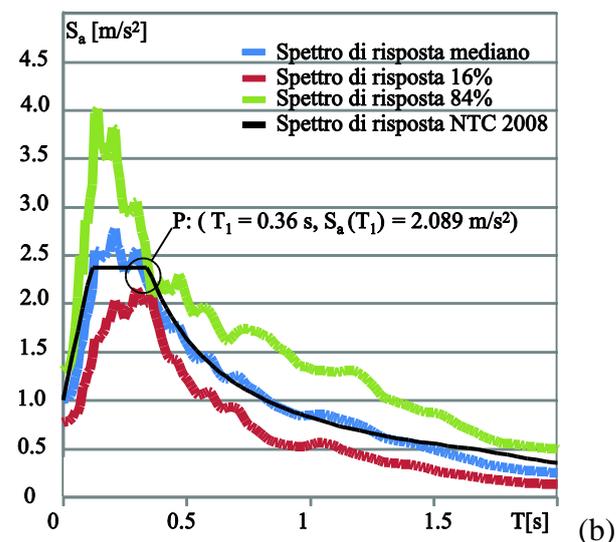
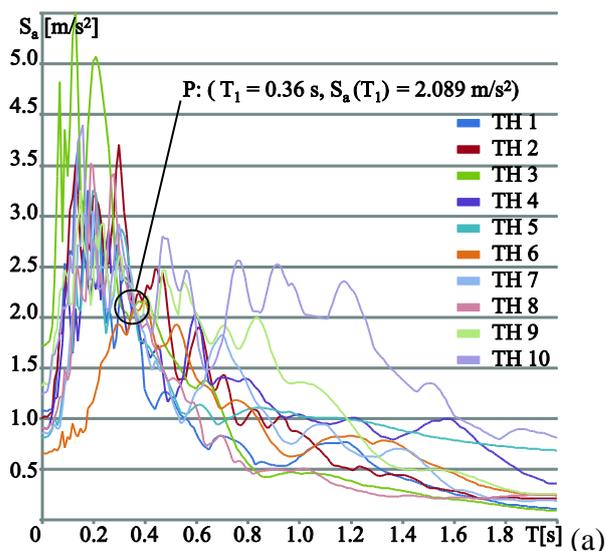


Figura 1. Spettri di risposta in accelerazione delle 10 registrazioni (a); spettri di risposta: mediano, 16° e 84° percentile e da codice normativo NTC 2008 per il sito dell’Aquila (b).

E’ da sottolineare che le normative generalmente consentono l’uso di procedure statiche non lineari se la massa partecipante sul primo modo è maggiore di una prefissata percentuale (intorno al 75%), limite calibrato per edifici regolari e con solai rigidi.

Nel caso degli edifici in muratura è tuttavia riconosciuto un importante ruolo all’analisi statica non lineare, data la convenzionalità che possono assumere in tale ambito valutazioni effettuate solo in campo lineare (ad esempio per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura o per gli effetti di redistribuzione che

possono essere tenuti in conto solo in maniera molto approssimata). Per tale ragione, le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 e la Circolare 617/2009, a differenza di quanto prescritto per altre tipologie strutturali, consentono l'impiego di tale metodo di analisi a prescindere dalla massa partecipante attivata sul primo modo, precisando prima al punto 7.8.1.5.4 la sua applicabilità agli edifici in muratura nel caso in cui la massa partecipante sia superiore al 60% anziché il 75% e poi ammettendone al punto C7.8.1.4 l'utilizzo in ogni caso per le costruzioni esistenti.

E' poi proposto dalle norme l'impiego di almeno due distribuzioni di forze; nel caso delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 esse sono da selezionare all'interno di due gruppi. Nel primo gruppo (distribuzioni principali) sono indicate distribuzioni di forze atte ad attivare forze inerziali proporzionali alla prima forma modale (assunta in forma semplificata o rigorosa), nel secondo (distribuzioni secondarie) sono indicate esplicitamente la distribuzione uniforme e quella adattiva.

Riguardo al primo gruppo, un'alternativa alla distribuzione coerente con il primo modo di vibrare è la distribuzione triangolare, ottenuta assumendo un campo triangolare di spostamenti (coerente con l'ipotesi assunta nel caso della distribuzione di forze applicata nel metodo di analisi statica lineare). La distribuzione uniforme tende invece a favorire comportamenti propri della fase fortemente non lineare della struttura, quali meccanismi di piano debole.

Nel caso di edifici in muratura irregolari e con solai flessibili si possono tuttavia individuare delle criticità: il primo modo non è sempre rappresentativo perché la massa partecipante ad esso associata può essere anche molto bassa, soprattutto quando i solai sono flessibili; la distribuzione triangolare inoltre non è sempre corretta perché le pareti non hanno la stessa rigidità e in assenza di solai rigidi non sono forzate a deformarsi nello stesso modo. Al fine di superare queste criticità, nelle analisi parametriche svolte, sono state considerate due ulteriori distribuzioni di forze, ottenute dalla combinazione di quelle derivanti da tutte le forme modali che non presentano inversione di segno negli spostamenti (definite quindi come 'primi modi'):

1. Combinazione SRSS, ottenuta applicando la regola di combinazione omonima (*Square Root of Sum of Squares*) considerando i 'primi modi' come precedentemente descritto.

2. Combinazione CQC, (*Complete Quadratic Combination*) ottenuta considerando i modi suddetti che non presentino inversione di segno.

Un passo cruciale dell'approccio PBA risiede nella definizione degli stati limite (nel caso della pushover quindi la definizione dello spostamento associato al loro raggiungimento). A tal scopo in questo articolo è stato adottato l'approccio multiscala, sviluppato originariamente nell'ambito del progetto di ricerca PERPETUATE (Lagomarsino e Cattari 2015a) e i cui principi sono stati recentemente adottati anche nel documento CNR DT 212 (2013). Tale approccio tiene conto del comportamento di singoli elementi (E), macroelementi (M) e dell'edificio a livello globale (G). Per ogni scala sono introdotte apposite variabili ed è monitorata la loro evoluzione in ambito non lineare, in particolare: la cumulata degli elementi (maschi e fasce identificati nella schematizzazione a telaio equivalente delle pareti in muratura) che hanno raggiunto un prefissato livello di danno (E); i *drift* nelle pareti murarie e nei solai (M); il taglio totale alla base della struttura normalizzato, dalla curva *pushover* globale (G).

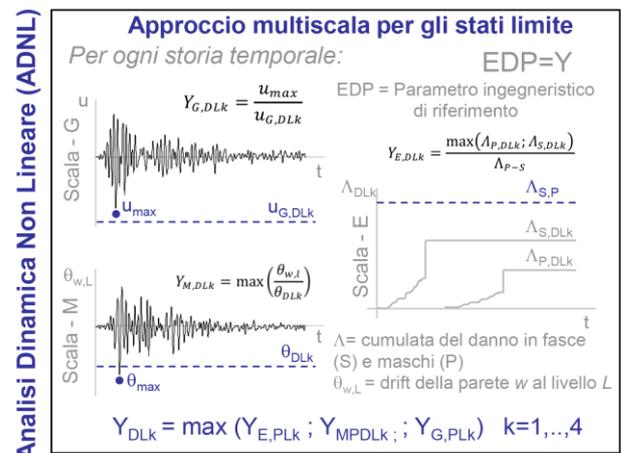
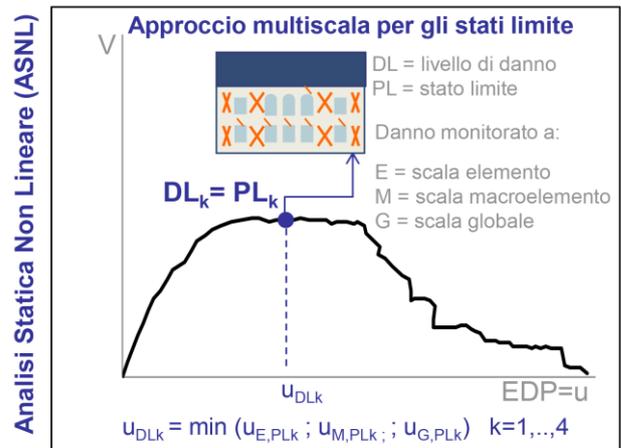


Figura 2. Approccio multiscale adottato per la definizione degli stati limite nel caso di analisi statiche e dinamiche (adattata da Lagomarsino e Cattari 2015b).

Il raggiungimento di prefissate soglie per queste variabili consente di definire sulla curva *pushover* gli spostamenti corrispondenti al raggiungimento degli stati limite a queste diverse scale ($u_{E,PLk}$, $u_{M,PLk}$ e $u_{G,PLk}$), ed è poi il minimo valore tra questi a stabilire la posizione finale dello stato limite. L'adozione del criterio multiscale risulta essere molto utile in particolare quando è attesa una concentrazione del danno in singole pareti, che comunque può non corrispondere ad un significativo decadimento del taglio totale alla base. Quest'ultimo infatti rappresenta il comune e convenzionale criterio euristico adottato nei codici, ad esempio pari al 20% per la definizione dello stato limite SLV nelle NTC 2008 o nell'EC8-3 2005.. L'approccio multiscale qui adottato può essere applicato con principi del tutto compatibili nel caso sia di analisi statiche sia di analisi dinamiche non lineari, garantendo un coerente confronto tra i risultati forniti dai due metodi. L'applicazione di tale approccio in ambito statico e dinamico è stata recentemente discussa in Lagomarsino e Cattari (2015b) e sintetizzata in Figura 2. L'approccio propone criteri per definire quattro stati limite che concettualmente corrispondono a quelli di Operatività ($k=1$), Danno ($k=2$), Salvaguardia della Vita ($k=3$) e Collasso ($k=4$).

Stabilito un criterio per definire il raggiungimento degli stati limite, il calcolo di IM_{PL} nel caso di analisi statiche non lineari richiede la conversione della curva *pushover* (rappresentativa del sistema originario a più gradi di libertà – MDOF) nel sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Nell'articolo questa conversione è stata operata adottando il concetto di fattore di partecipazione Γ , come suggerito anche nelle NTC (2008) e in EC8-3 (2005) e originariamente proposto da Fajfar (2000); esso è così calcolato:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (1)$$

in cui: m^* è la massa del sistema equivalente (SDOF), m_i è la massa dell' i -esimo nodo del modello a telaio equivalente e Φ_i rappresenta lo spostamento normalizzato dell' i -esimo nodo. Nella Circolare 617/2009 è suggerito di fare riferimento agli spostamenti associati alla prima forma modale, indipendentemente dalla

distribuzione di forze scelta. In realtà, questo fattore è sensibile alla distribuzione di forze applicata e alla relativa deformata, che inoltre varia al progredire della risposta in campo non lineare. Nella procedura ivi presentata è stato adottato, come riferimento per la conversione, il profilo di spostamenti prodotto nella fase elastica dall'applicazione di ciascuna distribuzione di forze assegnata.

In seguito, il calcolo di IM_{PL} è stato eseguito adottando il *Capacity Spectrum Method* (CSM), basato sull'uso di spettri elastici sovrasmorzati. Per la riduzione degli spettri elastici è stata utilizzata la legge proposta in EC8-1 (2004) e nelle NTC (2008): essa è basata sul calcolo del fattore di riduzione η , funzione dello smorzamento. Quest'ultimo (ξ_{eq}), somma del contributo elastico ed isteretico, è stato calibrato attraverso analisi *pushover* cicliche realizzate per ognuno degli edifici-casi studio esaminati, applicando come massimo spostamento quello corrispondente al raggiungimento di ogni stato limite (u_{PL}). Per ogni stato limite sono stati realizzati due interi cicli di carico, computando poi lo smorzamento isteretico (ξ_{hist}) come:

$$\xi_{hist} = \frac{E_d}{2\pi(E_{SO+} + E_{SO-})} \quad (2)$$

in cui: E_d è l'energia dissipata durante il ciclo considerato ed E_{SO} è l'energia elastica prodotta (+ per la direzione positiva di carico, - per la direzione negativa).

Infine il calcolo di IM_{PL} si ottiene dal confronto tra la capacità e la domanda, in termini di spettri così ridotti. Il CSM così applicato ha il vantaggio di non richiedere strettamente la conversione della curva *pushover* in una bilineare equivalente, come invece il metodo basato sugli spettri anelastici (Fajfar 2000) richiede.

Oltre il calcolo di IM_{PL} , ossia in corrispondenza di prefissati punti della curva *pushover*, il metodo può essere applicato per ogni valore corrente dello spostamento della curva *pushover*, ottenendo così la cosiddetta curva ISA (*Incremental Static Analysis*).

Confrontando le curve ISA e IDA è possibile ottenere un più completo confronto dei risultati tra analisi statiche e dinamiche non lineari (Figura 3). In particolare, questo confronto è utile per capire se le eventuali differenze nei valori di IM_{PL} sono principalmente legate alle discrepanze nel raggiungimento degli stati limite, per esempio a causa di una diversa diffusione del danno che può anticipare il raggiungimento dei controlli alle scale monitorate (E,M,G), oppure sono legate ai

limiti intrinseci del metodo statico (ad esempio la conversione nel sistema equivalente a un g.d.l., la valutazione approssimata dello smorzamento, ecc.). Infatti, nel primo caso ci si aspetta che le curve IDA e ISA siano molto simili, mentre maggiori discrepanze nell'andamento delle due curve potrebbero essere rilevate nel secondo caso.

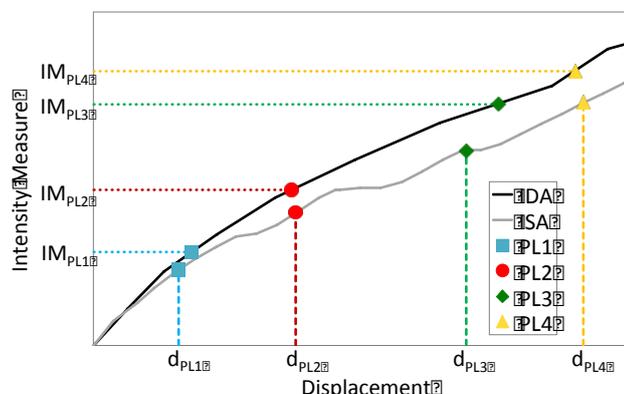


Figura 3. Confronto tra le curve ISA e IDA per verificare l'affidabilità dell'approccio statico.

E' evidente che le analisi dinamiche producono una considerevole mole di dati che vanno al di là di quelli strettamente necessari per il calcolo di IM_{PL} e possono essere molto utili per fare ulteriori confronti di tipo qualitativo con i risultati ottenuti dalle analisi statiche: ad esempio le storie temporali degli spostamenti e delle accelerazioni di tutti i nodi del modello. A tale scopo è stato adottato l'uso della tecnica di decomposizione in componenti principali (POD – *Proper Orthogonal Decomposition*) per processare i dati di output delle analisi dinamiche. Una recente applicazione di tale tecnica per la rielaborazione dei dati derivanti dalle analisi dinamiche è descritta in Lagomarsino e Cattari (2015b) e in Cattari et al. (2014). Per una descrizione più approfondita di come la POD è stata applicata ai casi-studio qui analizzati si rimanda a Camilletti (2015) e Cattari et al. (2015); la trattazione di tali risultati è infatti qui omessa per brevità.

3 CASI STUDIO E ANALISI PARAMETRICHE

I casi studio definiti ambiscono ad essere rappresentativi dei tipici edifici esistenti in Italia e, più in generale, nei paesi europei, sebbene ovviamente non esaustivi di tutte le possibili configurazioni architettoniche.

La configurazione prototipo dalla quale si è partiti è stata elaborata facendo riferimento a quella già analizzata in Cattari e Lagomarsino (2013b). Si tratta, in particolare, di un edificio in

muratura di tre piani con mattoni pieni e giunti in malta di calce.

Come sopra menzionato le analisi numeriche sono state realizzate con il software TREMURI (Lagomarsino et al. 2013). La risposta dei pannelli murari è simulata adottando travi non lineari con comportamento lineare a tratti che sono stati recentemente implementati nel software (Cattari e Lagomarsino 2013a). Un'appropriata legge costitutiva consente di descrivere la risposta non lineare fino a livelli di danno avanzati (dall'1 al 5) attraverso un progressivo decadimento di resistenza in corrispondenza di prefissati valori di *drift*. Inoltre, è formulata anche una risposta isteretica basata un approccio fenomenologico, che consente di descrivere differenti risposte al variare delle diverse modalità di rottura (a taglio, per pressoflessione o mista) e della tipologia di elemento (maschi e fasce). La resistenza a taglio del pannello (V_u), al variare delle diverse modalità di rottura descritte, è computata sulla base di criteri coerenti con quelli più comuni proposti in letteratura. In particolare, per descrivere la risposta a taglio per fessurazione diagonale, si è adottato il criterio proposto da Mann e Muller (1980); per quella a pressoflessione invece, nel caso dei maschi, il criterio proposto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (2008), e, nel caso delle fasce, quello proposto in Cattari e Lagomarsino (2008). I valori assunti per i parametri meccanici da cui dipendono sono illustrati in Tabella 1.

Lo spessore delle pareti esterne è di 48 cm ai primi due livelli e di 36 cm all'ultimo. Le pareti interne hanno uno spessore costante su tutti i livelli pari a 24 cm.

I solai sono modellati come elementi finiti a 3 o 4 nodi, in particolare come membrane (ovvero sollecitati nel loro piano) ortotrope. Essi sono identificati da una direzione principale (direzione di orditura) con due valori del modulo di Young lungo le due direzioni ortogonali (parallela, E_1 , e perpendicolare, E_2 , alla direzione di orditura), il valore del modulo di Poisson (ν) e il modulo di taglio (G_{eq}) nel piano. Quest'ultimo rappresenta la rigidità a taglio del solaio e influenza la forza orizzontale trasferita tra le pareti, sia nella fase di comportamento lineare che in quella non lineare.

Partendo dalla configurazione base dell'edificio prototipo, che presenta una distribuzione regolare delle aperture ed è caratterizzata da solai rigidi (solette in c.a.), sono state definite diverse varianti al fine di esaminare

gli effetti legati alle modifiche nella rigidità dei solai e all'introduzione dell'irregolarità in pianta.

Per quanto riguarda la rigidità dei solai, sono state introdotte due ulteriori configurazioni, dotate di solai definiti come intermedi e flessibili rispettivamente, in relazione al valore di rigidità assunto. Infatti, nel caso delle antiche costruzioni esistenti in muratura, i solai sono spesso in legno o formati da volte in muratura, lontani quindi dall'idealizzazione di solai rigidi. Nel caso dei solai lignei la rigidità a taglio dipende sostanzialmente dal tavolato (se lo strato è singolo o doppio), dalla presenza di tasselli in acciaio inseriti nella muratura, dalla qualità di connessione fornita dai travetti. Valori di riferimento per la rigidità a taglio sono forniti in Brignola et al. (2012). Anche le volte rappresentano un'ampia categoria, e in questo caso la rigidità a taglio dipende principalmente, oltre che dallo spessore e dalle proprietà dei materiali, dalla forma e dalle proporzioni geometriche (ad esempio il rapporto freccia-luce, come discusso in Cattari et al. 2008).

Per i casi-studio esaminati, la condizione di solai flessibili è rappresentativa di solai in legno con singolo tavolato e di volte a crociera e a botte con un alto rapporto freccia-luce, mentre la condizione di solai intermedi è rappresentativa di solai in legno con doppio tavolato e con buona connessione fornita dai travetti e, per quanto riguarda le volte, di volte a padiglione oppure di volte a botte e a crociera con un basso rapporto freccia-luce. In Tabella 1 sono sintetizzati i valori assunti per i moduli E_1, E_2 e G al variare delle tre classi considerate (rigida, intermedia, flessibile).

Tabella 1. Parametri principali adottati per gli edifici prototipo analizzati.

Proprietà della muratura			
E_m [MPa]	750		
G_m [MPa]	250		
f_m [MPa]	2.8		
\tilde{c} [MPa] (*)	0.11		
$\hat{\mu}$ [-] (*)	0.34		
ρ [kN/m ³]	18		
Proprietà dei solai			
	Rigidi	Interm.	Fless.
E_1 [MPa]	58800	58800	58800
E_2 [MPa]	30000	30000	30000
G_{eq} [MPa]	12500	100	10
ν [-]	0.2	0.2	0.2
t [m]	0.04	0.04	0.04
Valori di smorzamento			
$\zeta_{elastico}$ [%]	5		
	Media	Dev. Standard	
$\zeta_{hist, PL1}$ [%]	2.72	1.06	
$\zeta_{hist, PL2}$ [%]	6.19	1.64	
$\zeta_{hist, PL3}$ [%]	8.09	1.54	

$\zeta_{hist, PL4}$ [%]

10.4

4.00

Note:

f_m resistenza a compressione muratura; $\hat{\mu}$ e \tilde{c} attrito e coesione equivalenti, E e G modulo di Young e a taglio della muratura; ρ peso specifico della muratura.

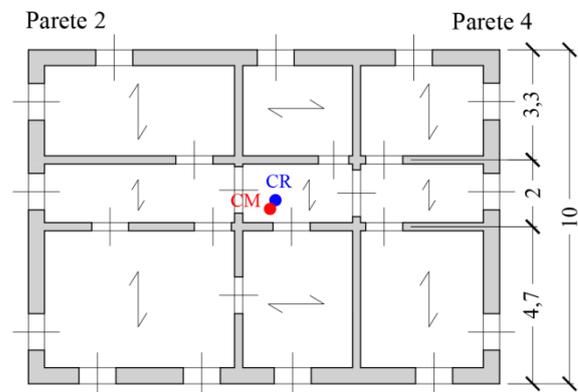
(*) i valori di $\hat{\mu}$ e \tilde{c} sono quelli modificati come proposto in

Mann e Muller (1980) e ottenuti dalle: $\tilde{c} = \frac{c}{1+jm}$; $\tilde{m} = \frac{m}{1+jm}$ in

cui c e μ rappresentano i valori della coesione e attrito locali del giunto e ϕ un parametro di ammortamento che descrive la tessitura della muratura (ivi assunto pari a 1).

Al fine di introdurre l'irregolarità in pianta, è stata modificata la rigidità di due pareti perimetrali, come mostrato in Figura 4 e 5. La parete 2 (Figura 5) nel modello base presenta tre file con tre aperture ciascuna: l'irregolarità è stata introdotta chiudendo sei di queste nove aperture ed allargando le corrispondenti sei finestre nella parete 4. In Figura 4 i puntini rossi rappresentano il centro di massa delle due configurazioni in pianta, mentre i blu ne rappresentano il centro di rigidità. Come mostrato, nella configurazione irregolare la distanza tra i due punti è maggiore che nella configurazione base, e come conseguenza l'azione sismica induce effetti torsionali sulla struttura.

CONFIGURAZIONE BASE



CONFIGURAZIONE IRREGOLARE

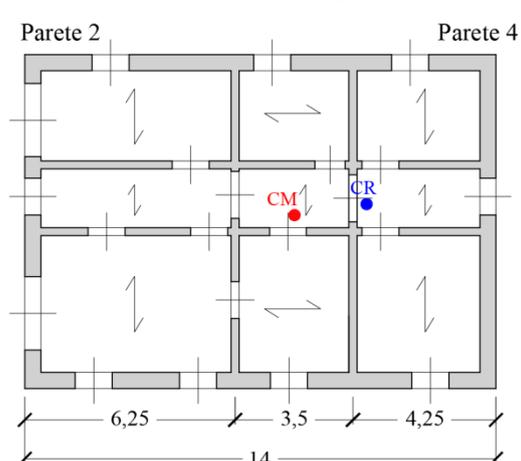


Figura 4. Configurazione in pianta del modello base (in alto) e del modello irregolare (in basso).

Sono inoltre state considerate diverse configurazioni al variare di alcuni dettagli costruttivi, quali la presenza di catene (edificio tipo A) o cordoli in calcestruzzo armato (edificio tipo B) accoppiati alle fasce di piano.

I fattori suddetti (regolarità, rigidità solai, dettagli costruttivi) sono stati combinati al fine di definire un totale di 10 diverse configurazioni.

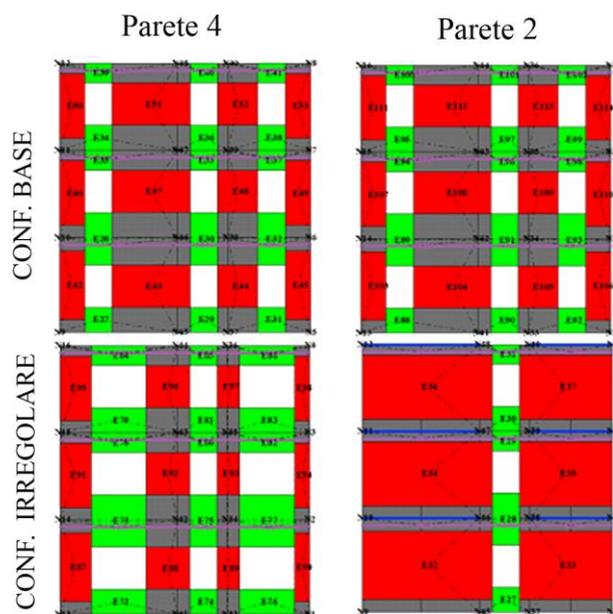


Figura 5. Parete 2 (a sinistra) e parete 4 (a destra) della configurazione base e della configurazione irregolare.

Infine, per quanto riguarda i valori di smorzamento equivalente adottati per il calcolo di IM_{PL} in Tabella 1 sono riportati i valori medi e la deviazione standard ottenuta per i dieci modelli (essendo stati ricavati per ciascuno, come menzionato al §2, tramite analisi pushover cicliche).

4 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

In Figura 6 sono sintetizzati i risultati delle analisi numeriche. In ascissa è riportata una sigla identificativa delle 10 configurazioni analizzate, in ordinata è rappresentato il rapporto fra l' IM_{PL} (a titolo di esempio per due prefissati stati limite: $k=2$, Danno SLD e $k=3$, Salvaguardia della Vita SLV) calcolato con il metodo statico e con quello dinamico. Se questo rapporto è inferiore ad 1 significa che con l'analisi statica lo stato limite di riferimento è stato raggiunto per un valore di accelerazione minore rispetto all'analisi

dinamica, e in tal caso il metodo risulta a favore di sicurezza; viceversa se maggiore di 1.

Come si può osservare per quasi tutti i modelli il metodo statico risulta a favore di sicurezza e il margine tende ad incrementare nel caso della verifica allo SLV. A parte quella uniforme, le varie distribuzioni di carico danno risultati confrontabili; nell'ottica di definire quindi una procedura di verifica si suggerisce l'uso combinato della distribuzione uniforme e di una delle altre quattro analizzate. In particolare, sulla base dei risultati finora conseguiti, una scelta che appare fornire risultati più affidabili è quella corrispondente alla distribuzione SRSS. Sebbene infatti anche la distribuzione triangolare e proporzionale al primo modo forniscano in generale valori di IM_{PL} simili, nel caso dei modelli con i solai flessibili la prima risulta troppo cautelativa, mentre la seconda, per alti valori di spostamento, diverge dalla curva IDA e fornisce risultati non cautelativi (Figura 7). La differenza nel risultato ottenibile con tali distribuzioni appare evidente quando si opera la conversione della curva pushover (rappresentativa del MDOF) in curva di capacità (rappresentativa del SDOF): se infatti nelle prime al variare delle diverse distribuzioni di forze le differenze siano più contenute, nelle seconde la distribuzione proporzionale strettamente al primo modo tende a sovrastimare le altre a causa del valore molto più modesto di massa partecipante indotta.

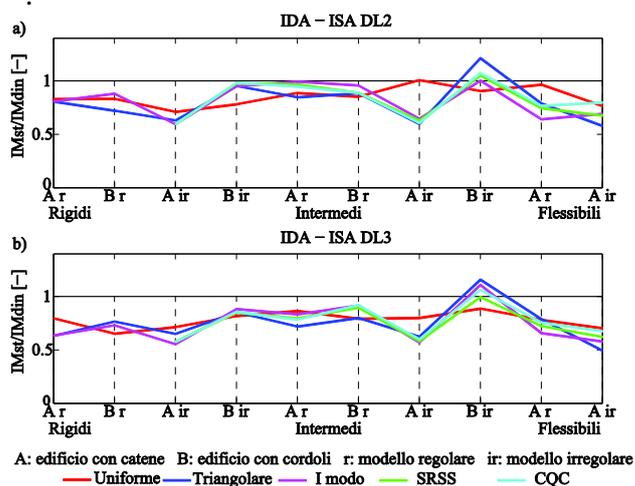


Figura 6. Rapporto $IM_{statica}/IM_{dinamica}$ per i 10 modelli in esame: a) corrispondenti allo stato limite di danno, b) corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita

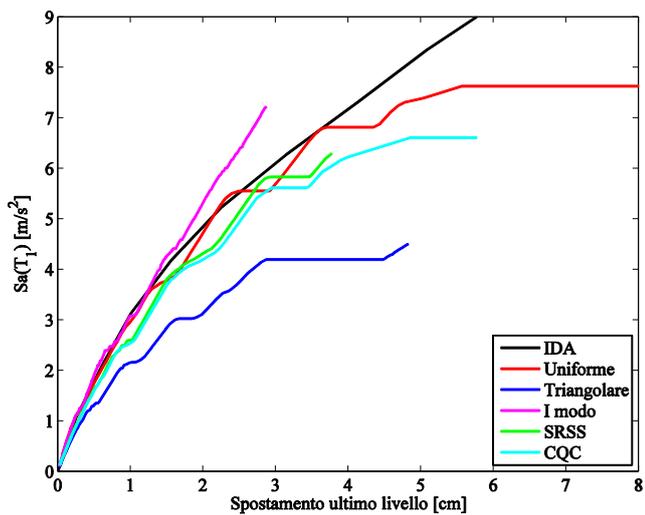


Figura 7. Curve IDA-ISA per il modello regolare, con catene e solai flessibili.

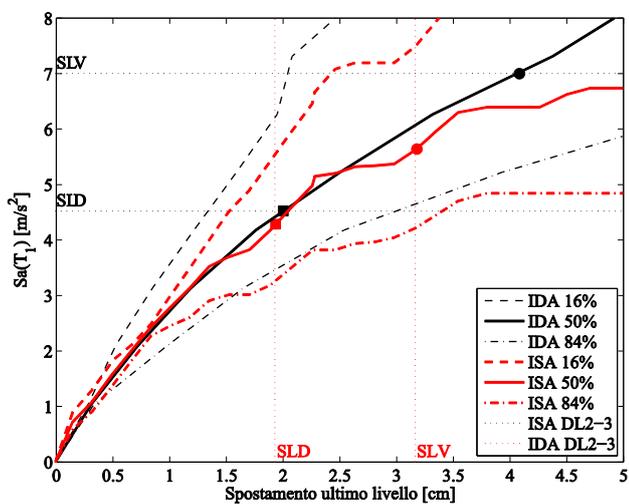


Figura 8. Curve IDA-ISA per il modello irregolare, con catene e solai intermedi; distribuzione di forze uniforme. Sono evidenziati gli spostamenti (provenienti dalla statica) e gli IM (provenienti dalla dinamica) corrispondenti agli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV)

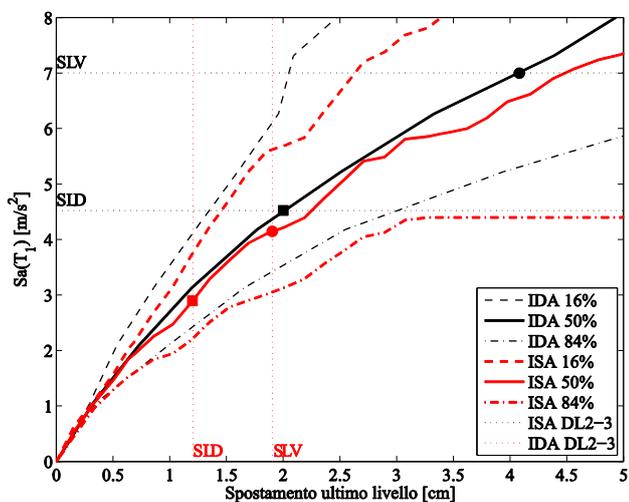


Figura 9. Curve IDA-ISA per il modello irregolare, con catene e solai intermedi; distribuzione di forze calcolata con combinazione SRSS.

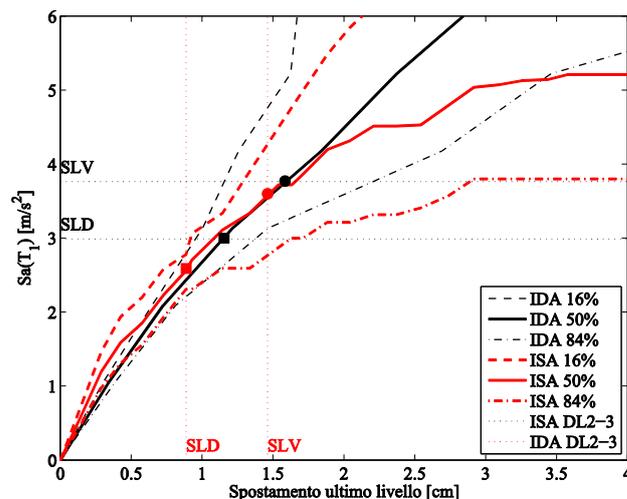


Figura 10. Curve IDA-ISA per il modello irregolare, con cordoli e solai intermedi; distribuzione di forze uniforme.

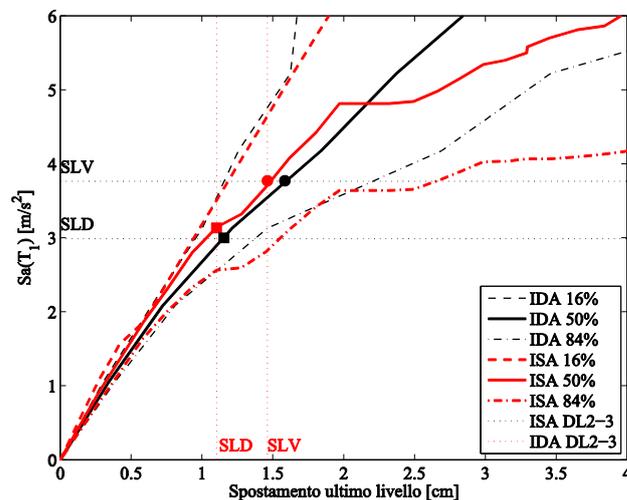


Figura 11. Curve IDA-ISA per il modello irregolare, con cordoli e solai intermedi; distribuzione di forze calcolata con combinazione SRSS.

Il metodo statico può risultare più o meno cautelativo a causa di due aspetti: 1) dalla confrontabilità delle curve IDA-ISA; 2) dalla capacità di valutare il raggiungimento di un determinato stato limite. Entrambi questi aspetti sono evidenziati nelle Figure da 8 a 11. In esse sono rappresentate, con linea continua, le curve IDA e ISA corrispondenti ad un frattile del 50%, mentre, con linea tratteggiata e tratto punto, rispettivamente il 16% e l'84% percentile.

In particolare le Figure 8 e 9 si riferiscono all'edificio con catene, irregolare in pianta e con solai "intermedi": si può osservare che le curve ISA sono sempre al di sotto delle curve IDA (a parte in pochi punti nella distribuzione uniforme).

Le Figure 10 e 11 si riferiscono all'unico caso (modello con cordoli irregolare e con solai intermedi), già evidenziato nella Figura 6, dove il metodo statico risulta non conservativo, a meno che non si adotti la distribuzione uniforme. Anche in questo caso le curve IDA e ISA non si discostano di molto, però, risultando quest'ultime, nel tratto iniziale, al di sopra delle prime, possono portare a risultati non cautelativi.

5 CONCLUSIONI

In conclusione, sulla base dei risultati ottenuti sulla prima casistica ivi illustrata rappresentativa di edifici in muratura irregolari in pianta e con solai flessibili, il metodo statico non lineare risulta fornire risultati cautelativi quando, come previsto anche dalle normative vigenti, si impieghino almeno due differenti distribuzioni di forze. A tale riguardo, dal confronto con i risultati delle analisi dinamiche non lineari, la scelta più affidabile risulta quella della distribuzione uniforme combinata con una rappresentativa del comportamento dinamico nella fase iniziale della struttura; tra quelle testate, quella ottenuta tramite la combinazione SRSS applicata alle prime forme modali che non presentino inversione di segno sembra la più promettente. Deve essere altresì osservato che nell'affidabilità del metodo statico giocano un ruolo importante, soprattutto nel caso delle configurazioni con solai flessibili, anche i criteri adottati per la definizione degli stati limite. Al riguardo si ritiene importante il superamento di approcci basati esclusivamente su criteri euristici in termini di decadimento del taglio di base globale sulla curva pushover.

Evidentemente la conclusione sull'affidabilità del metodo statico non può essere intesa come di carattere generale, poiché restano da analizzare altre casistiche che potrebbero mettere in luce ulteriori criticità quali edifici con irregolarità in altezza, con deformate modali che si discostano significativamente dalla triangolare e nei quali può risultare importante il contributo dei modi superiori.

RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata finanziata dal Progetto esecutivo DPC-RELUIS III 2014 nell'ambito della Linea di Ricerca *Muratura* (Coordinatori: Proff. G.Magenes, S.Lagomarsino e C.Modena).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aydinoglu, M.N., Onem, G., 2010. *Evaluation of Analysis Procedures for Seismic Assessment and Retrofit Design in Earthquake Engineering in Europe*, Garevsky, M. e Ansal, A. Editori, Springer, 171-198.
- ASCE/SEI 41-13, 2014. *Seismic Evaluation and retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- Brignola, A., Pampanin, S., Podestà, S., 2012. Experimental evaluation of the in-plane stiffness of timber diaphragms, *Earthquake Spectra*, **28**(4), 1687-1909.
- Camilletti, D., 2015. Valutazione della sicurezza sismica di edifici in muratura irregolari e con solai flessibili, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Genova.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2008. A strength criterion for the flexural behaviour of spandrel in unreinforced masonry walls. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, RC.
- Cattari, S., Resemini, S., Lagomarsino, S., 2008. Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings. *6th SAHC Conference*. 2-4 Luglio, Bath, UK.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2013a. Masonry structures, 151-200, in: *Developments in the field of displacement based seismic assessment*, Sullivan, T., e Calvi, G.M., Editori, EUCENTRE, IUSS Press, Pavia
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2013b. Seismic Assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses, *Earthquakes and Structures*, **4**(3), 241-264.
- Cattari, S., Chiocciariello, A., Degeè, H., Donoux, C., Lagomarsino, S., Mordant, C., 2014. Seismic assessment of masonry buildings from shaking tables tests and nonlinear dynamic simulations by the proper orthogonal decomposition (POD). *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. 25-29 Agosto, Istanbul, TR.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., Marino, S., 2015. Reliability of nonlinear static analysis in case of irregular URM buildings with flexible diaphragms. *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*. 9-10 Luglio 2015, Cambridge, UK.
- De Stefano, M., Mariani, V., 2014. Pushover Analysis for Plan Irregular Structures, in: *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Ansal, A. Editore, 34, 429-444.
- EN 1998-1, 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN (European Committee for Standardization), Bruxelles, B.
- EN 1998-3, 2005. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Strengthening and repair of buildings*. CEN (European Committee for Standardization), Bruxelles, B.
- Fajfar, P., 2000. A non linear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, **16**(3), 573-591.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Engineers Structures*, **56**, 1787-1799.
- Lagomarsino, S., Cattari, S., 2015a. PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of

- cultural heritage masonry structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(1), 13-47.
- Lagomarsino, S., Cattari, S., 2015b. Seismic Performance of Historical Masonry Structures Through Pushover and Nonlinear Dynamic Analyses, in: *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Ansal, A. Editore, Springer, in corso di stampa.
- Mann, W., Müller, H. 1980. Failure of shear-stressed masonry – An enlarged theory, tests and application to shear-walls. *7th International Symposium on Load-bearing Brickwork*, Londra, UK.
- MIT 2009. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LI.Pp.No. 617 del 2/2/2009: Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. G.U.S.O. n.27 del 26/2/2009, No. 47.
- NTC 2008, 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U.S.O. n.30 del 4/2/2008.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**, 491-514.