

# Affidabilità della procedura SMAV per edifici in muratura: applicazione al municipio di Sanremo

Serena Cattari<sup>a</sup>, Daniele Sivori<sup>a</sup>, Daria Ottonelli<sup>a</sup>, Stefania Degli Abbati<sup>a</sup>, Daniele Spina<sup>b</sup>, Gianluca Acunzo<sup>c</sup>, Noemi Fiorini<sup>c</sup>, Gabriele Ferretti<sup>d</sup>, Roberto De Ferrari<sup>e</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Via Montallegro 1, 16145 Genova.

<sup>b</sup> Dipartimento della Protezione Civile, via Vitorchiano 4, 00189, Roma

<sup>c</sup> Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria, Montelibretti (Roma)

<sup>d</sup> Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e della Vita (DISTAV), viale Benedetto XV, 16132, Genova

<sup>e</sup> Geamb s.r.l, Piazza Martinez 6/4, 16143, Genova

*Keywords: indice di operatività strutturale, muratura, identificazione dinamica, analisi non lineari*

## ABSTRACT

I recenti eventi sismici del centro Italia hanno promosso la programmazione di progetti e politiche di mitigazione e prevenzione a scala nazionale, sia su edifici ordinari che strategici. L'utilizzo di procedure speditive costituisce uno strumento fondamentale per una pianificazione efficace nel tempo, specialmente a larga scala. E' nel contesto di tali finalità che il Dipartimento di Protezione Civile, con il supporto di CNR-IGAG, ha sviluppato negli anni passati la metodologia denominata SMAV (*Seismic Model from Ambient Vibrations*). Tale procedura, basata sull'estrazione dei parametri modali sperimentali dell'edificio tramite misure di rumore ambientale, è finalizzata alla valutazione dell'Indice di Operatività Strutturale (IOPS), cioè della probabilità che l'edificio strategico in esame conservi la propria operatività strutturale quando sottoposto a prefissati eventi sismici. L'articolo presenta un'applicazione di tale metodologia ad un edificio in muratura, il Palazzo Bellevue sede del Comune di Sanremo. Tale tipologia costruttiva per le sue peculiarità (ad esempio la presenza di solai flessibili) rende interessanti valutazioni e approfondimenti della procedura, che appaiono non scontati in relazione, ad esempio, all'ottimizzazione del numero di misure da acquisire, anche in presenza di piante regolari, o all'affidabilità del calcolo dell'IOPS. Nell'articolo tali aspetti sono approfonditi attraverso il confronto del massimo drift stimato dalla procedura SMAV con quello calcolato tramite analisi nonlineari dinamiche eseguite su un modello di dettaglio a telaio equivalente.

## 1 INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici che hanno colpito il centro Italia dall'agosto del 2016 hanno ribadito la stringente necessità per le amministrazioni di dotarsi di strumenti efficaci per la gestione dell'emergenza e di attuare politiche di prevenzione e mitigazione del rischio, sia su edifici ordinari che strategici. Tale problematica interessa la scala nazionale e richiede l'applicazione di procedure adeguate ed efficaci per una pianificazione così estesa. E' in questo contesto e con queste finalità che il Dipartimento di Protezione Civile ha sviluppato negli ultimi anni, l'analisi di CLE - *Condizione Limite per l'Emergenza* (introdotta a partire dall'OPCM n.4007/2012) e, con il supporto di CNR-IGAG, la metodologia SMAV- *Seismic Model from Ambient Vibrations* (Mori e Spina 2015). La prima è finalizzata a individuare le strutture necessarie al funzionamento, in caso di sisma, del

piano di emergenza comunale (Edifici Strategici, Infrastrutture di Accessibilità /Connessione e Aree di Emergenza) insieme a quelle che, se gravemente danneggiate, potrebbero interferire e inibire l'operatività del sistema (Unità Strutturali e Aggregati Strutturali). La seconda, funzionale a una valutazione quantitativa della CLE, è rivolta invece alla determinazione dell'operatività strutturale di edifici strategici. Essa, sulla base dell'identificazione dinamica della struttura attraverso misure di rumore ambientale, determina l'IOPS (*Indice di Operatività Strutturale*), che rappresenta la probabilità che l'edificio strategico in esame conservi la propria operatività strutturale quando sottoposto a prefissati eventi sismici.

E' importante sottolineare come CLE e SMAV non sono uno strumento di progettazione, bensì di valutazione, essendo infatti le singole componenti individuate a partire dalle indicazioni del piano operativo e di emergenza, dai piani urbanistici o

altri documenti resi disponibili dal comune in cui sono definiti gli Edifici Strategici e le Aree di Emergenza del comune di riferimento.

In questo ambito, il presente articolo descrive l'attività di ricerca che gli Autori hanno condotto per il Comune di Sanremo nell'ambito dell'analisi di CLE, focalizzando l'attenzione sull'applicazione della metodologia SMAV al Palazzo Bellevue, sede del Comune di Sanremo e possibile sede del COC (§3). L'edificio riveste quindi un ruolo centrale nell'ambito del piano di emergenza. Esso è un edificio in muratura portante con solai flessibili e quindi deformabili nel loro piano. Tale tipologia per le sue peculiarità permette interessanti valutazioni su alcuni aspetti critici della metodologia legati all'ottimizzazione del numero e della posizione delle misure da acquisire (anche nel caso di piante di forma regolare) e alla affidabilità dei risultati in presenza di comportamenti fortemente non lineari. Nell'articolo tali aspetti sono approfonditi attraverso il confronto del massimo drift d'interpiano stimato dalla procedura SMAV (§4), su cui si basa il calcolo dell'IOPS, con quello calcolato tramite analisi dinamiche nonlineari eseguite su un modello a telaio equivalente (§5.3). Esso è stato calibrato (§5.2) grazie alle misure d'identificazione dinamica (§4.1), propedeutiche all'applicazione della metodologia SMAV, che hanno consentito di indirizzare la scelta di alcuni parametri incerti, in assenza di prove di caratterizzazione diretta dei materiali.

## 2 RICHIAMI SULLA PROCEDURA SMAV

Di recente sviluppo e applicazione in Italia è la metodologia SMAV, acronimo di *Seismic Model from Ambient Vibrations*, finalizzata alla valutazione speditiva della risposta sismica di edifici esistenti sulla base di parametri modali sperimentali, estratti da misure di vibrazioni ambientali mediante tecniche di *Operational Modal Analysis* (Peeters et al. 2001). I risultati ottenuti da SMAV si considerano attendibili fino a valori di deformazione che non comportino l'insorgere di importanti danni strutturali e in assenza dell'attivazione di possibili meccanismi locali di collasso fuori dal piano. La metodologia è stata sviluppata inizialmente per gli edifici strategici della CLE (Mori e Spina 2015), ma nella sua implementazione attuale per gli edifici in muratura (Spina et al. 2018), risulta promettente anche nel caso di edifici storici (Fiorini et al. 2017).

La valutazione è condotta con un approccio in spostamenti in cui il parametro di controllo è il drift d'interpiano (*IDR* o  $\delta$ ), definito come il rapporto tra lo spostamento relativo d'interpiano e la sua altezza:

$$\delta = IDR = \frac{u_j - u_i}{h} = \frac{s}{h} \quad (1)$$

L'input sismico è ottenuto da un'analisi di Risposta Sismica Locale o dagli spettri di normativa per la specifica categoria di sottosuolo. L'analisi è condotta per i periodi di ritorno pari a 100 e 475 anni, scelti in accordo alle richieste prestazionali dettate dalla classe d'uso dell'edificio e dalla definizione di CLE.

La risposta sismica dell'edificio è valutata mediante sovrapposizione dei contributi modali tramite la regola CQC, valutando gli spostamenti del k-esimo modo come:

$$s_k = \Gamma_k \Phi_k S_{De}(f_k) \quad (2)$$

dove  $\Gamma_k$  è il coefficiente di partecipazione modale,  $\Phi_k$  è il vettore degli spostamenti modali,  $S_{De}(f_k)$  l'ordinata dello spettro di risposta in spostamento in corrispondenza della k-esima frequenza di risonanza della struttura  $f_k$ .

Per la corretta applicazione della risposta sismica è necessario affrontare due problemi fondamentali: i) i coefficienti di partecipazione modale non sono ottenibili direttamente dai dati sperimentali, essendo le forme modali ottenute mediante OMA non scalate rispetto alla massa; ii) le frequenze di risonanza che governano l'edificio durante un sisma sono soggette al fenomeno del *frequency shift*, cioè sono considerevolmente inferiori a quelle identificate sotto l'effetto delle vibrazioni ambientali (Gueguen 2013, Clinton 2006), anche per bassi livelli di deformazione (Spina e Lamonaca 1998).

Il primo punto è risolto con l'adozione del modello *Multi Rigid Polygons* (MRP), sviluppato da Acunzo et al. (2018), che prevede una suddivisione dell'impalcato in poligoni ideali a comportamento rigido nel piano, indipendenti tra loro e aventi massa concentrata nel loro baricentro. Le forme modali sperimentali sono espresse in termini di traslazioni e rotazioni rigide del poligono assunto. Qualora possibile, l'acquisizione delle misure di vibrazione deve essere quindi condotta garantendo almeno due punti di misura per poligono e mantenendo invariate le posizioni dei punti di misura ai vari impalcati. Nota la matrice di massa, le forme modali possono essere scalate al fine del calcolo dei coefficienti di partecipazione modale.

Il fenomeno del *frequency shift* è tenuto in conto in SMAV mediante la definizione di curve di decadimento della frequenza, denominate *Frequency Shift Curves* (FSC) (Spina et al. 2018), atte a mettere in relazione il massimo drift al tetto stimato dall'analisi con il valore di decremento percentuale delle frequenze di risonanza, assunto uguale per tutti i modi. A differenza delle frequenze, le forme modali sono assunte invarianti con il progredire della deformazione e quindi dell'eccitazione sismica.

Il calcolo della risposta dell'edificio avviene attraverso un'analisi lineare equivalente: si conduce un'analisi spettrale per sovrapposizione modale calcolando gli spostamenti come nella (2) partendo dalle frequenze identificate dalle vibrazioni ambientali, ottenendo il "massimo drift al tetto" corrispondente. A tale valore corrisponderà nella FSC della tipologia strutturale cui appartiene l'edificio un certo decremento percentuale di frequenza, che permetterà di calcolare una stima aggiornata dei valori delle frequenze di risonanza. Aggiornate le frequenze si ripete l'analisi spettrale tramite una procedura iterativa fino a convergenza.

Se i parametri geometrici e meccanici che governano il comportamento della struttura sono considerati variabili aleatorie, lo diventano anche le FSC ed il risultato dell'analisi lineare equivalente. In particolare la Funzione di Densità di Probabilità del massimo IDR ( $PDF_{IDR_{max}}$ ) è assunta con una distribuzione lognormale e viene confrontata con la condizione di operatività in termini di drift, rappresentata da una Funzione di Probabilità Cumulata ( $CDF_{\delta_y}$ ) anch'essa lognormale, calcolando infine la probabilità che l'edificio sia operativo dal punto di vista strutturale, per un certo input sismico, come:

$$IOPS = \int_0^{\infty} PDF_{IDR_{max}}(\delta) [1 - CDF_{\delta_y}(\delta)] d\delta \quad (3)$$

che rappresenta l'Indice di Operatività Strutturale dell'edificio.

### 3 IL PALAZZO BELLEVUE

Il palazzo Bellevue è un edificio fine ottocentesco in muratura, costruito tra il 1893 e il 1894 su progetto dell'architetto Pietro Agosti, acquistato dal Comune di Sanremo nel 1963 divenendone poi la sede amministrativa. L'edificio (Figura 1) si sviluppa su cinque piani, di cui quattro fuori terra e uno interrato, e si estende su di un sedime di circa 1090 m<sup>2</sup>. È caratterizzato da una pianta rettangolare allungata (rapporto lati pari a 3.88) che si sviluppa in

lunghezza in direzione EO, con una disposizione regolare delle aperture sulla facciata e dei muri interni.



Figura 1. Facciata di Palazzo Bellevue.

La pianta termina agli estremi con due corpi leggermente aggettanti in facciata (Figura 2). L'edificio presenta in pianta un lungo muro di spina, parallelo ai lati lunghi, che corre lungo tutto l'edificio e si interrompe nell'ala orientale. La muratura è classificata in pietra a spacco di buona tessitura, per la quale tuttavia non sono a disposizione prove di caratterizzazione dei parametri meccanici e sulla quale non è stato possibile svolgere ulteriori approfondimenti. I solai sono lignei con doppio tavolato, probabilmente irrigiditi nella zona orientale ove è stato rimosso un muro portante interno. La copertura è lignea spingente a quattro falde, fatta eccezione per l'ala orientale dove la struttura è metallica.

## 4 CALCOLO DEL MASSIMO DRIFT D'INTERPIANO ATTRAVERSO LA PROCEDURA SMAV

### 4.1 Acquisizione delle misure sul terreno e sull'edificio

Per l'acquisizione dei dati sperimentali necessari all'applicazione della procedura SMAV è stata eseguita una specifica campagna di misure organizzate in due fasi di lavoro: Fase 1) mirata alla ricostruzione del profilo geotecnico di sottosuolo di fondazione dell'edificio e all'analisi della risposta sismica locale; Fase 2) mirata alla esecuzione di misure di rumore all'interno dell'edificio.

Durante la Fase 1, attraverso l'esecuzione di misure *in situ*, sono stati determinati i profili di velocità delle onde di taglio  $V_s$  e la frequenza naturale del terreno di fondazione (§4.2). Sulla base delle informazioni disponibili per le aree prossime al terreno di fondazione dell'edificio in esame e dei risultati ottenuti attraverso la campagna di misure (n. 2 MASW, n. 2 profili sismici a rifrazione e n. 6 misure di rumore

ambientale) è stato realizzato il profilo di sottosuolo in configurazione 1D. In Tabella 1 sono riportati i principali parametri geotecnici-geofisici del modello ricostruito.

Tabella 1. Modello di sottosuolo ricostruito per il terreno di fondazione del palazzo Bellevue.

Materiale	Spessore [m]	Peso di Volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Vs [m/s]	Curva Modulus	Curva Damping
Coltre superficiale/ Riporti	8	18	490	Clay (Idriss1990)	Clay (Idriss1990)
Cappellaccio Substrato	20	19	805	Rock	Rock
(Flysch) alterato Substrato	25	24	900	Rock	Rock
(Flysch) alterato Substrato	25	24	975	Rock	Rock
(Flysch) sano Substrato	Inf.	25	1050	Rock	Rock

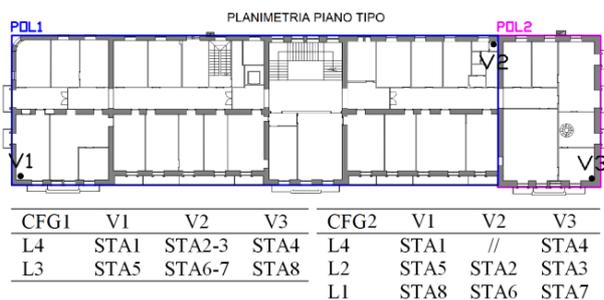


Figura 2. Punti di misura considerati per le 8 stazioni di misura al variare delle due configurazioni considerate.

Durante la Fase 2 è stata installata una rete sismica temporanea all'interno del palazzo Bellevue. Le registrazioni di rumore ambientale sono state eseguite utilizzando sensori velocimetrici tri-assiali con periodo naturale di 5s (0.2 Hz) ed effettuando registrazioni con durata superiore ai 1800 secondi e frequenza di campionamento pari a 200Hz. Nel dettaglio, ciascuna stazione di misura è stata equipaggiata con un sensore Lennartz LE/3D-5s, un acquisitore Lennartz Marslite CF e un ricevitore GPS. Gli strumenti sono stati ubicati sugli orizzontamenti in prossimità alle strutture verticali. Durante la fase di installazione particolare cura è stata dedicata alla collocazione dei sensori sismici, appoggiati direttamente alle strutture o su superfici solidali ad esse. Per ciascun punto di misura i dati acquisiti sono stati sincronizzati attraverso il tempo assoluto fornito dal ricevitore GPS. Il numero di punti investigati è stato selezionato in funzione del numero di impalcati dell'edificio e del numero di poligoni a comportamento rigido identificati in una fase preliminare sulla base delle regole *standard* proposte nella procedura SMAV e basate prevalentemente sulla forma geometrica in pianta del fabbricato. Sono stati quindi individuati 2 poligoni per ciascuno dei quattro impalcati considerando, in totale, due configurazioni parziali costituite ciascuna da 8 stazioni sismiche

allineate su 3 verticali e che condividono due sensori sull'ultimo impalcato (Figura 2). Il secondo poligono tiene conto della potenziale maggiore flessibilità di quell'ala del fabbricato con una maglia strutturale meno fitta e che aveva subito la rimozione di un muro di spina (§3).

#### 4.2 Definizione dell'input sismico

L'input sismico alle fondazioni in termini accelerogrammi è stato determinato considerando sia la pericolosità sismica di base sia gli effetti di amplificazione locale. Allo scopo, è stato considerato lo Spettro a Pericolosità Sismica Uniforme (UHS) relativo ad uno smorzamento del 5% e ad un periodo di ritorno pari a 475 anni e riferito a suolo rigido (roccia) per il Comune di Sanremo. Da un'analisi di disaggregazione è stata definita la coppia Magnitudo-Distanza dominante la pericolosità locale. La definizione dell'input è stata effettuata selezionando accelerogrammi reali, registrati su siti in roccia, relativi ad eventi sismici compatibili sia con i valori di Magnitudo-Distanza sia con il regime tettonico prevalente dell'area. Sono stati quindi selezionati, attraverso una procedura Montecarlo, 10 accelerogrammi (su roccia), di cui si riportano gli spettri in Figura 3 e il cui spettro di risposta medio (al 5% di smorzamento) risulta compatibile con lo spettro UHS. L'input sismico finale, da utilizzare nelle successive fasi di lavoro, è stato ottenuto calcolando gli accelerogrammi a livello delle fondazioni attraverso il codice STRATA (Kottke and Rathje 2008), considerando il modello di sottosuolo ricostruito per il sito (Tabella 1).

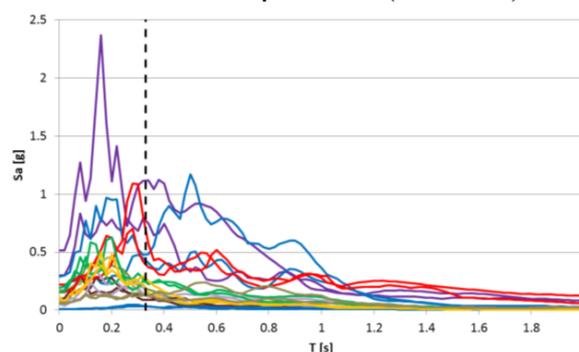


Figura 3. Spettri di risposta in pseudo-accelerazione dei 10 accelerogrammi selezionati.

#### 4.3 Calcolo del drift massimo tramite il software VaSCO-SMAV

La metodologia SMAV è implementata in un software sviluppato *ad hoc* in ambiente Matlab chiamato VaSCO-smav (Acunzo et al. 2015). Esso consente di inserire le informazioni richieste in input dal modello e di elaborarle in modo da

ottenere i risultati in termini di accelerazioni, spostamenti, IDR, calcolando infine l'IOPS.

Dapprima VaSCO-smav valuta le masse partecipanti nelle direzioni principali sulla base della geometria e della distribuzione di massa dell'edificio, idealmente concentrata nei baricentri dei poligoni rigidi, unitamente alle informazioni sui parametri modali provenienti dall'analisi OMA.

I parametri modali dell'edificio sono estratti con il software Test.Lab – Operational Modal Analysis di LMS-Siemens Industry Software. Esso si avvale di una tecnica di identificazione “output-only” nel dominio delle frequenze basata sull'algoritmo Polymax (Peeters et al. 2005) che opera per mezzo di diagrammi di stabilizzazione, estraendo le frequenze proprie e le deformate modali della struttura. Indici quali il *Modal Assurance Criterion* (MAC) e il *Modal Phase Coherency* (MPC) valutano l'affidabilità dei risultati ottenuti, in termini di ortogonalità e di complessità delle forme modali. Si riportano in Tabella 2 le frequenze dei primi tre modi identificati, con le relative masse partecipanti ricostruite tramite VaSCO e i valori del MAC. I modi sono selezionati con riferimento ai valori degli indici MAC, MPC e alle variazioni nella massa partecipante totale al variare dei modi selezionati: i valori elevati dei MAC e della complessità hanno determinato l'esclusione dei modi 4 e 5 dall'analisi. Il rapporto di smorzamento è assunto convenzionalmente pari al 5%. Il modello dell'edificio è stato elaborato importando nel software le geometrie ed assegnando i pesi specifici di impalcati (25 KN/m<sup>3</sup>) e murature portanti (18 KN/m<sup>3</sup>). Il peso proprio delle murature è riportato per metà al solaio inferiore e per metà a quello superiore. Le masse partecipanti totali nelle direzioni X e Y, secondo il contributo dei modi selezionati, hanno valori pari rispettivamente al 91% e all'87% della massa totale. Si richiama come il software si basi sull'ipotesi di poligoni rigidi, la cui liceità nel caso in esame è discussa più in dettaglio al §5.2.

Tabella 2. Masse partecipanti nelle due direzioni e valori dei MAC in ipotesi di comportamento rigido.

	f [Hz]	Mx [%]	My [%]	MAC
Modo 1	3.075	14	41	0.9942
Modo 2	3.359	33	44	0.9958
Modo 3	3.667	45	2	0.9913

E' stata quindi condotta la procedura iterativa mediante l'impiego delle curve di decadimento della frequenza FSCs implementate nel software VaSCO-SMAV (§2). Nel caso delle strutture in muratura, per ciascuna delle classi murarie

proposte nella Circolare 617 (2009), la FSC è ottenuta attraverso un semplice modello non lineare di un pannello murario assumendo che la sua riduzione di frequenza, per un certo valore del drift, sia direttamente correlata alla riduzione della sua rigidezza secante rispetto alla rigidezza tangente all'origine (Spina et al. 2018). I parametri geometrici e meccanici dei pannelli sono assunti come variabili aleatorie, portando alla valutazione delle FSC con probabilità di superamento del 16%, 50% e 84%, illustrate in Figura 4 nel caso di muratura in pietra a spacco con buona tessitura. In Tabella 3 sono sintetizzati i valori risultanti del drift per i due periodi di ritorno considerati al variare dei diversi frattili, cui corrispondono gli indici di operatività pari a  $IOPS_{100}=0.71$  e  $IOPS_{475}=0.001$ .

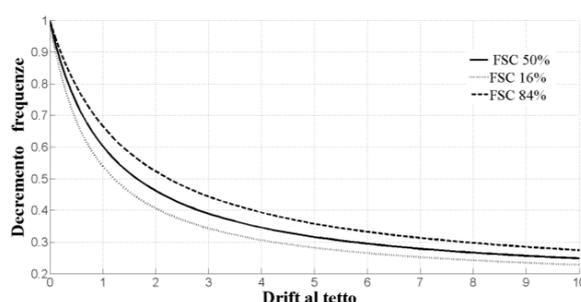


Figura 4. Curve di decadimento frequenza-drift al tetto (in %) adottate nel software VaSCO-SMAV per la muratura in pietra a spacco.

Tabella 3. Drift massimi ottenuti dalla procedura SMAV.

T <sub>R</sub>	δ da FSC <sub>16</sub>	δ da FSC <sub>50</sub>	δ da FSC <sub>84</sub>
100	0.0015	0.00133	0.0012
475	0.0060	0.00520	0.0045

## 5 CALCOLO DEL DRIFT MASSIMO TRAMITE ANALISI DINAMICHE NONLINEARI

Al fine di valutare l'affidabilità della procedura SMAV, sono stati svolti alcuni approfondimenti impiegando un modello strutturale a telaio equivalente su cui sono state eseguite analisi statiche e dinamiche non lineari. Attraverso quest'ultime è stato ricavato il valore di drift massimo poi confrontato con quello ottenuto dalla metodologia SMAV. Sulla base dei parametri a disposizione dall'identificazione dinamica, è stata svolta una calibrazione preliminare del modello numerico tenendo conto delle incertezze sui parametri meccanici della muratura e le rigidezze dei solai. Questa calibrazione ha messo in evidenza alcune criticità nella procedura SMAV, in relazione all'uso di un numero di poligoni limitato in presenza di piante sì di forma regolare ma con solai flessibili, come quelli che caratterizzano il Palazzo Bellevue.

5.1 *Definizione del modello a telaio equivalente e legami costitutivi impiegati nelle analisi non lineari*

Il modello globale a telaio equivalente è stato realizzato impiegando il software 3Muri distribuito dalla S.r.l. S.T.A Data e impiegando poi per l'esecuzione della analisi dinamiche la versione ricerca TREMURI (Lagomarsino et al. 2013). L'adozione di tale approccio appare giustificato per la struttura in esame che è caratterizzata da una disposizione piuttosto regolare delle aperture. La Figura 5 mostra una vista tridimensionale del modello di calcolo e, per una parte del prospetto principale, l'idealizzazione in telaio equivalente attraverso l'identificazione dei pannelli di tipo *maschio* (elementi portanti verticali) e *fascia* (elementi di collegamento dei maschi), in cui è concentrata la non linearità.

Il software adottato modella i solai come elementi membrana ortotropi (a 3 o 4 nodi): i moduli di Young  $E_1$  (nella direzione di orditura principale) e  $E_2$  simulano il collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete; il modulo a taglio  $G_{1,2}$  rappresenta la rigidezza a taglio del solaio nel piano, che governa la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti. Il comportamento flessionale locale dei solai e la risposta fuori piano delle pareti non sono considerati nel modello che analizza la risposta globale dell'edificio assumendola governata dal comportamento nel piano delle pareti. Per una descrizione più dettagliata del programma di calcolo si rimanda a Lagomarsino et al. (2013).

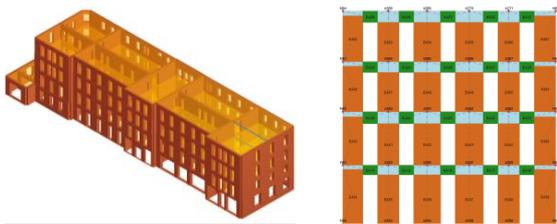


Figura 5. Modello geometrico e idealizzazione a telaio equivalente di una parete di Palazzo Bellevue: in arancione i *maschi*, in verde le *fasce*, in azzurro i *nodi rigidi*.

Per l'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari, discusse al §5.3 e la descrizione della risposta non lineare dei pannelli murari sono stati adottati dei legami costitutivi multilineari (Cattari e Lagomarsino 2013a) implementati nella versione ricerca del programma (Lagomarsino et al. 2012). Tali legami, basati su un approccio fenomenologico, consentono (Figura 6) di descrivere: i) la risposta non lineare monotona del pannello associata a crescenti livelli di danno (da 1 a 5, fino a collasso), assegnando progressive

cadute di resistenza ( $\beta_{Ei}$ ) in corrispondenza di prefissati livelli di drift limite ( $\delta_{Ei}$ ); ii) una risposta isteretica piuttosto accurata. Sulla base di una appropriata assegnazione dei parametri (sia in ambito monotono che ciclico), tali legami consentono di descrivere i tratti distintivi di differenti modalità di rottura (pressoflessione, taglio e mista) dei due tipi di elementi strutturali (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 (Calderini et al. 2009). Essa è calcolata come il minimo valore tra le previsioni dei domini associati alle diverse modalità di rottura sulla base dello sforzo normale corrente agente nell'elemento (N); in questo modo è anche fissata la modalità prevalente atta a regolare il tipo di risposta isteretica corrispondente. Sono inoltre gestite modalità di rottura miste in corrispondenza di assegnati intervalli di sforzo normale. Tali legami si sono mostrati particolarmente efficienti dal punto di vista computazionale in varie applicazioni (Camilletti et al. 2017, CNR-DT212 2013), nonché hanno avuto buoni riscontri nella simulazione numerica di edifici danneggiati da eventi sismici (Cattari e Lagomarsino 2013b, Marino et al. 2015). Nel caso in esame sono stati adottati i criteri di resistenza proposti nella Circolare 617 (2009) impiegando per i parametri di resistenza i valori dell'intervallo proposto per la muratura in pietra a spacco di buona tessitura; i valori specifici adottati conseguono alla fase di calibrazione descritta al §5.2.

La Tabella 4 sintetizza i parametri adottati nonché le soglie di drift e le cadute di resistenza associate ai diversi livelli di danno. Tali valori sono stati attribuiti sulla base di precedenti simulazioni numeriche (Cattari e Lagomarsino 2013b) in assenza di dati sperimentali a disposizione più rappresentativi della muratura in esame. Per quanto riguarda la calibrazione dei parametri di rigidezza dei solai si rimanda ad ulteriori considerazioni argomentate al §5.2.

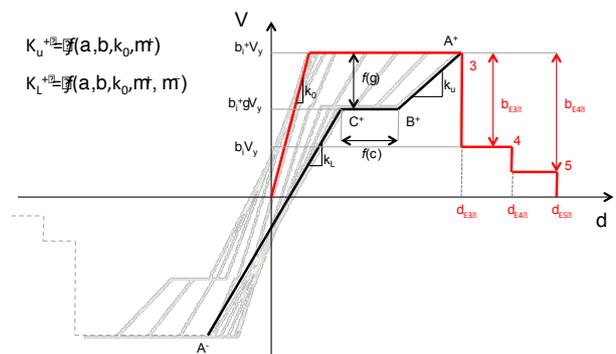


Figura 6. Legami multilineari adottati per i pannelli murari.

Tabella 4. Parametri meccanici adottati per la muratura (M=maschi; F=fasce).

		Parametri meccanici				
		$E_m$	$G_m$	$f_m$	$\tau_0$	
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
M/F		1875*	625*	2.8	0.10	
		Cadute e drift limite				
		$\delta_{E3}$	$\delta_{E4}$	$\delta_{E5}$	$\beta_{E3}$	$\beta_{E4}$
					[%]	[%]
M	pf	0.006	0.01	0.015	-	15
	taglio	0.0025	0.004	0.008	30	60
F	pf/	0.002	0.006	0.02	40	40
	taglio					

\*Valori delle rigidezze fessurate

## 5.2 Analisi di sensibilità e calibrazione del modello

Definito il modello di calcolo, l'analisi di sensibilità identifica quali parametri influenzano maggiormente la variazione delle frequenze proprie di vibrare. Le variabili selezionate sono i moduli elastici della muratura (Modulo di Young  $E_m$  e modulo di taglio  $G_m$ ) e la rigidezza a taglio dei solai ( $G_{1,2}$ ): quest'ultimo parametro è di importanza primaria nella risposta sismica e, come si vedrà in seguito, nella definizione del comportamento della struttura. Al fine di valutare gli effetti dell'intervento di irrigidimento dei solai nell'area orientale (si veda al §3) e il contributo di rigidezza fornito dalla copertura, sono state considerati tre differenti variabili indipendenti:  $G_{SOL1}$ , rigidezza a taglio dei solai di piano (quelli che caratterizzano il poligono 1 di Figura 4);  $G_{SOL2}$ , rigidezza a taglio dei solai del corpo orientale (poligono 2);  $G_{SOLC}$ , rigidezza a taglio dei solai dell'ultimo livello.

L'intervallo di variazione delle proprietà meccaniche della muratura (Tabella 5) è stato definito secondo quello proposto nella Circolare 617 (2009) per la classe in pietra a spacco applicando un coefficiente migliorativo di buona malta pari a 1.5 ai valori massimi dei moduli E e G. Gli intervalli di variazione delle proprietà di rigidezza dei solai rispecchiano i valori proposti dalla normativa neozelandese per solai in legno con doppio tavolato (NZSEE 2015), assunte uguali per le tre variabili indipendenti.

Tabella 5. Intervalli di variazione delle variabili aleatorie considerati (in MPa).

	Min	Max	Med
$E_m$	1500	2574	2037
$G_m$	500	858	679
$G_{SOL1}, G_{SOL2}, G_{SOLC}$	50	180	115

Nell'analisi di sensibilità sono quindi eseguite 2N analisi, in cui le variabili aleatorie assumono

il valore medio dell'intervallo ad eccezione di una, al quale viene assegnato uno dei valori d'estremo (minimo o massimo). Dai risultati si osserva una più marcata sensibilità della frequenza ai parametri E e G, con variazioni massime nell'ordine del 10% su ciascun modo, mentre è molto modesta quella alle rigidezze dei solai.

La calibrazione del modello, che tiene conto dei risultati dell'analisi di sensibilità, ha l'obiettivo di eguagliare le frequenze dei primi tre modi di vibrazione estratte sperimentalmente, come impiegate nel modello SMAV, e di ottenere masse partecipanti totali coerenti. Considerazioni sulle forme modali sono state eseguite in una seconda fase, anche attraverso l'ausilio del MAC. A tal fine sono state eseguite alcune analisi fattoriali complete, considerando in particolare quattro diversi intervalli di variazione per i moduli della muratura oltre quello inizialmente assunto nelle analisi di sensibilità per ottenere un migliore *fitting* con le frequenze sperimentali, tenendo anche conto dell'incertezza sulla attribuzione della tipologia muraria che in questa fase non ha potuto avere un riscontro diretto. Si riportano gli intervalli adottati nell'ultima fase (Tabella 6), in cui è stato individuato un modello compatibile in termini di frequenze. I moduli sono decisamente più elevati di quelli iniziali, compatibili con una muratura in pietra squadrate. Un aumento nella frequenza si sarebbe ottenuto anche irrigidendo i solai, a patto tuttavia di impiegare valori per gli orizzontamenti incompatibili con la tipologia che caratterizza l'edificio in esame; pertanto questa opzione è stata esclusa.

Tabella 6. Variabili aleatorie e intervalli di variazione finali, espressi in MPa.

	Min	Max	Med
$E_m$	3750	4050	3900
$G_m$	1250	1350	1300
$G_{SOL1}, G_{SOL2}, G_{SOLC}$	50	180	115

La combinazione individuata (Tabella 7) presenta una buona corrispondenza delle frequenze nei primi tre modi di vibrare e anche nelle masse partecipanti del primo (con il primo numerico) e terzo modo (con il quinto numerico): rispettivamente modi flessionali prevalenti in direzione Y e X. Attraverso il modello numerico si osserva come non ci sia corrispondenza nella sequenza dei modi di vibrazione, e la struttura esibisca modi caratterizzati da modeste masse partecipanti tipiche di una struttura con solai flessibili.

Dal confronto con le forme modali da SMAV sono emerse alcune considerazioni. Il numero dei sensori utilizzati per l'identificazione, figlio dei poligoni a comportamento rigido individuati, si è rivelato a posteriori insufficiente per cogliere alcuni modi che coinvolgono solo parti della struttura e confermare quindi quelli evidenziati dal modello di dettaglio (Figura 7). Sono previsti ulteriori approfondimenti al riguardo, sia numerici che tramite l'acquisizione di nuove misure. L'elevata flessibilità dei solai in legno, che influenza notevolmente la risposta in termini di frequenze e di forme modali come evidenziato dall'analisi di sensibilità, si riflette quindi in valori ridotti del MAC (Figura 8). Tuttavia si è ritenuto accettabile questo risultato non avendo allo stato attuale elementi certi per escludere che le forme modali ottenute dal modello numerico siano meno affidabili di quelle che il modello semplificato, con due soli poligoni rigidi, consente di stimare.

Tabella 7. Frequenze e masse partecipanti dei primi cinque modi da modello a telaio equivalente.

Modi	f [Hz]	M <sub>x</sub> [%]	M <sub>y</sub> [%]
1	2.95	≈0	41.5
2	3.46	1	9.0
3	3.55	≈0	23.6
4	3.70	≈0	≈0
5	3.85	40.8	1

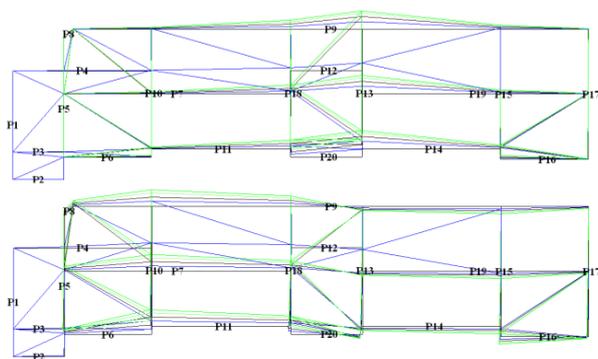


Figura 7. Deformate modali dei primi due modi numerici.

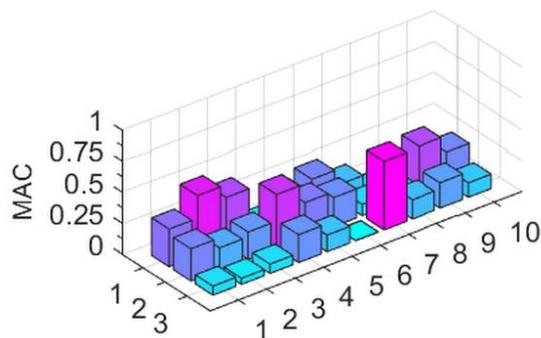


Figura 8. Valore dei MAC fra i modi sperimentali ed analitici in fase di calibrazione.

### 5.3 Discussione dei risultati e calcolo del drift massimo dalle ADNL

La fase di calibrazione iniziale ha consentito di definire il modello di riferimento più attendibile per l'esecuzione delle analisi non lineari. Le analisi dinamiche sono state svolte con i 10 accelerogrammi introdotti al §4.2. Al fine di avere ulteriori elementi utili per l'interpretazione strutturale, ad esempio in termini prestazionali, congiuntamente alle analisi dinamiche sono state eseguite anche delle analisi statiche non lineari. Per queste ultime sono state adottate due distribuzioni di forze, rispettivamente proporzionale alle masse e proporzionale alle masse per le altezze. La Figura 9 illustra il confronto riportando per ciascuna delle due direzioni prevalenti della struttura (X e Y): la risposta ciclica ottenuta dall'applicazione di uno dei 10 accelerogrammi; le curve *pushover* ottenute dalla distribuzione di forze proporzionale alle masse, risultata più attendibile dal confronto con le dinamiche. Le linee verticali rosse rappresentano rispettivamente il valore medio (linea continua) ed i frattili al 16% e 84% (linee tratteggiate) ottenuti a partire dai dieci valori del massimo spostamento medio dell'ultimo piano. Le croci rosse indicano i valori degli spostamenti associati al raggiungimento di 4 progressivi livelli di danno (compatibili con la scala EMS 98, Gruntal 1998) ottenuti dall'approccio statico. Questi ultimi sono stati computati adottando a riferimento l'approccio multiscala proposto in Lagomarsino e Cattari (2015) che combina controlli operati a tre diverse scale: quella degli elementi strutturali (attraverso una variabile atta a rappresentare il danno cumulato raggiunto negli elementi maschi e fascia), quella dei macroelementi (pareti e solai, monitorando rispettivamente il drift d'interpiano e la deformazione angolare) e quella globale (attraverso il controllo di opportune soglie del taglio di base). Tale approccio si è rivelato più affidabile rispetto a quello tradizionale delle NTC 2008 che considera esclusivamente controlli alla scala globale specialmente nel caso di strutture irregolari o con solai flessibili (Marino et al. 2017), come quella in oggetto. Nel caso in esame specifico infatti la posizione dei livelli di danno 3 e 4 risulta arretrata rispetto a quella di un approccio tradizionale di tipo globale a causa della prevalenza del controllo alla scala di macroelemento (per il raggiungimento della soglia di drift d'interpiano nelle pareti P16 e P13 al livello 1, Figura 10; si veda la Figura 7 per la numerazione delle pareti).

I risultati evidenziano una minore resistenza sul lato corto dell'edificio. Infine si osserva come il valore medio dello spostamento massimo ottenuto dalle analisi dinamiche risulta nell'intorno del raggiungimento del livello di danno 2; dei 10 accelerogrammi, infatti, solo alcuni hanno attivato una più marcata risposta non lineare.

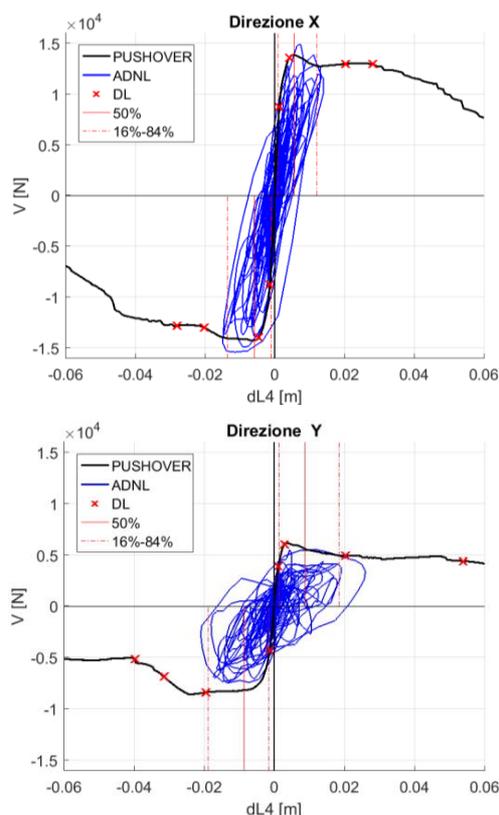


Figura 9. Risultati ottenuti dalle analisi non lineari.

### 5.3.1 Calcolo del drift massimo dalle ADNL

Per ciascuna analisi dinamica non lineare è stato calcolato il valore massimo di drift d'interpiano tenendo conto del contributo sia dello spostamento orizzontale sia della rotazione dei nodi tramite la seguente relazione:

$$IDR = \frac{\bar{u}_{w,l} - \bar{u}_{w,l-1}}{h_l} + \frac{j_{w,l} + j_{w,l-1}}{2} \quad (4)$$

dove:  $h_l$  è l'altezza interpiano al piano  $l$ , mentre  $\bar{u}_{w,l}$  e  $\varphi_{w,l}$  sono rispettivamente lo spostamento orizzontale medio e la rotazione dei nodi posizionati al livello  $l$  (o  $l-1$ ) nella parete  $w$  (positiva se in senso antiorario). Il contributo rotazionale può essere rilevante nel caso di configurazioni con fasce non accoppiate ad elementi resistenti a trazione e in presenza di solai flessibili (Lagomarsino e Cattari 2015).

La Figura 10 illustra il profilo del drift d'interpiano ottenuto da una delle analisi dinamiche, da cui si evidenzia l'attivazione di un

meccanismo prevalente al piano terra (occorso in maniera ricorrente).

Determinando i drift massimi da ogni analisi, è stato quindi computato il drift d'interpiano da confrontare con quello ottenuto dalla procedura SMAV come valore mediano della distribuzione lognormale dei 10 valori calcolati per ciascuno dei degli accelerogrammi applicati. Il valore risultante, di riferimento solo per il periodo di ritorno pari a 475 anni, è pari al 0.0027 con una deviazione standard associata pari a 1.09, minore di quello ottenuto con la SMAV (§4.3). Essendo quest'ultima una procedura più semplificata il risultato è coerente con le previsioni attese.

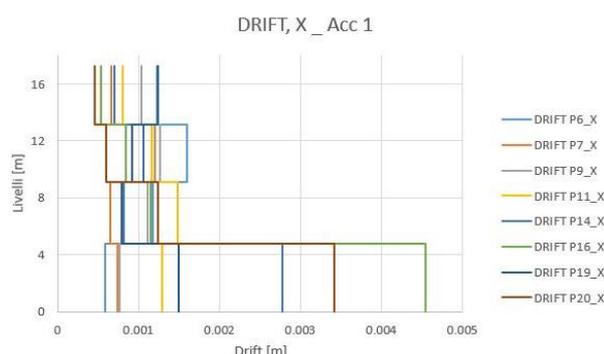


Figura 10. Massimo drift d'interpiano per le pareti in direzione X per uno degli accelerogrammi impiegati.

## 6 CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI

L'articolo propone l'applicazione della metodologia SMAV al caso del municipio di Sanremo che presenta le caratteristiche tipiche degli edifici storici, quali i solai deformabili. I risultati ottenuti sono stati integrati con analisi dinamiche non lineari effettuate su un modello a telaio equivalente, confrontando poi i valori dei massimi drift di interpiano valutati con i due approcci. Dal confronto è emerso che i massimi drift ottenuti dalla procedura SMAV nel caso del periodo di ritorno dell'azione pari a 475 anni sono circa il doppio di quelli ottenuti con il modello a telaio equivalente. Tale sovrastima del drift risulta comunque in linea con la natura semplificata e cautelativa della metodologia, soprattutto per alti periodi di ritorno ed elevati livelli di danno. Si osserva infatti che il drift massimo di SMAV per  $T_R=475$  anni è circa quattro volte quello calcolato per  $T_R=100$  anni, a fronte di un rapporto fra le massime ordinate dei due spettri poco maggiore di 2. E' inoltre da precisare che le curve FSC si riferiscono allo stato attuale alla risposta di singoli pannelli; su questo aspetto sono previsti approfondimenti che consentano di passare alla scala di curve rappresentative della risposta di strutture più

complesse. L'analisi modale sul modello numerico ha messo in evidenza come attenzione vada posta nella suddivisione degli impalcati in poligoni ideali: in particolare, in presenza di solai deformabili o disomogenei è consigliabile un incremento del numero di poligoni (e quindi dei punti di misura) utilizzati per discretizzare l'impalcato, anche per piante regolari. Il numero e la posizione dei punti di misura devono quindi essere scelti sulla base di un'analisi preliminare della tipologia di impalcato, per evitare l'insorgere di incompletezza dei dati non rilevabili dai soli risultati dell'analisi modale operativa. Gli aspetti legati alla variabilità dei risultati in funzione del numero e della distribuzione dei sensori, in presenza di solai deformabili, saranno oggetto di approfondimenti futuri, attraverso l'utilizzo congiunto di analisi numeriche e nuove misure sperimentali.

## RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata finanziata nell'ambito della convenzione di ricerca in atto tra il DICCA, il DISTAV e il Comune di Sanremo relativi a studi di vulnerabilità sismica. Si ringraziano inoltre il geologo Fulvio Franco e il geometra Renato Retolatto per i dati forniti.

## REFERENCES

- Acunzo, G., Fiorini, N., Mori, F., Spina, D., 2015. VaSCOMAV: il software sviluppato per l'applicazione della metodologia SMAV. *XVI convegno ANIDIS*, 13-17 settembre 2015, L'Aquila, IT.
- Acunzo G., Fiorini N., Mori F., Spina D., 2018. Modal mass estimation from ambient vibrations measurement: A method for civil buildings, *Mechanical Systems and Signal Processing* 98C, pp 580-593.
- Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., 2009. In-plane strength of unreinforced masonry piers, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **38**(2), 243-267.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2013a. *Masonry Structures*. In: Developments in the field of displacement based seismic assessment, pp. 151-200, Ed. T. Sullivan e G.M. Calvi, IUSS Press, Pavia, pp. 524, ISBN: 978-88-6198-090-7
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2013b. Analisi non lineari per la simulazione del danno di un fabbricato in San Felice sul Panaro (Emilia, 2012), *Atti del XV convegno ANIDIS*, 1-4 Luglio 2013, Padova, IT.
- CNR-DT 212, 2013 *Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma (<http://www.cnr.it/sitocnr/IIICNR/Attivita/Normazionee/Certificazione/DT212.html>)
- Camilletti, D., Cattari, S., Lagomarsino, S., Bonaldo, D., Guidi, G., Bracchi, S., Galasco, A., Magenes, A., Manzini, C.F., Penna, A., Rota M., 2017. RINTC Project: Nonlinear Dynamic Analyses of Italian code-conforming URM Buildings for Collapse Risk Assessment, *6<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 15-17 June 2017, Rhodes Island, Greece.
- Clinton J., 2006. The observed wander of the natural frequencies in a structure, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, pp 237-257.
- Fiorini N., Acunzo G., Spina D., 2017. *Journal of Civil Structural Health Monitoring of cultural heritage structures*, in corso di pubblicazione.
- Guéguen P., 2013. *Seismic vulnerability of structures*, John Wiley & Sons Ltd, Croydon .
- Kottke, Albert R., Rathje, Ellen M., 2008. *Technical Manual for Strata. PEER Report 2008/10*. University of California, Berkeley, California.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2012. *TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings*, Release 2.0, University of Genoa, Italy; (mailto:tremuri@gmail.com).
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Lagomarsino, S., Cattari, S., 2015. PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*. **13**(1), 13-47.
- Marino, S., Cattari, S., Lagomarsino, S., Ingham, J., Dizhur, D., 2016. Modelling of two damaged unreinforced masonry buildings following the Canterbury earthquakes, *Reducing risk raising resilience – 2016 NZSEE Conference*, April 1-3, 2016, Christchurch, New Zealand.
- Marino S., Cattari S., Lagomarsino S. 2017. Verifica di edifici in muratura tramite l'analisi statica nonlineare: criteri di definizione degli stati limite, *Atti del XVII Convegno ANIDIS*, Pistoia, 18-21 Settembre 2017.
- 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 14/1/2008. G.U.S.O. n.27 del 26/2/2009.
- Mori F., Spina D., 2015. Vulnerability assessment of buildings based on ambient vibrations measurements, *Structural Monitoring and Maintenance* Vol.2, n.2.
- NTC 2008, Ministero Infrastrutture, 2008, D.M.14/1/2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni, (Testo integrato con la Circolare n+617/C.S.LL.PP. del 2/2/2009)*.
- OPCM 29 febbraio 2012, n. 4007. Attuazione dell'articolo 11 del decreto legge 28 aprile 2009, n. 39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n. 77.
- Peeters B., and De Roeck G., 2001. Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review, *Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control* 123, pp. 659-667.
- Spina D., Acunzo G., Fiorini N., Mori F., Dolce M., 2018. Probabilistic seismic modal of masonry buildings based on ambient vibrations, *Bulletin of Earthquake Engineering*, in corso di pubblicazione.
- Spina D., Lamonaca B.G., 1998. Strengthening assessment of building using ambient vibration tests, *Proceeding of XI Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, Balkema.
- STADATA, 2012. *3Muri Program*, Release 10.0.11; ([www.3muri.com](http://www.3muri.com)).