



Calibrazione e validazione di modelli numerici da dati di monitoraggio permanente: il caso studio del Tribunale di Fabriano monitorato dall'Osservatorio Sismico delle Strutture

Serena Cattari^a, Sara Alfano^a, Andrea Brunelli^a, Stefania Degli Abbatì^a, Francesca da Porto^b, Filippo Lorenzoni^b

^a Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Via Montallegro 1, 16145 Genova, Italia

^b Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova, Via Gradenigo 6, 35131 Padova, Italia

Keywords: Identificazione dinamica; monitoraggio permanente; calibrazione di modelli da misure di vibrazione ambientale; validazione di modelli da dati reali

ABSTRACT

L'articolo presenta la calibrazione e validazione di un modello numerico elaborato secondo l'approccio a telaio equivalente del Tribunale di Fabriano (Ancona, Marche), monitorato permanentemente dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS). Il modello è stato dapprima calibrato in campo lineare grazie a dati di identificazione dinamica elaborati a partire da alcune registrazioni di rumore ambientale e poi validato in campo nonlineare. Questa seconda fase si è avvalsa di una selezione di registrazioni relative agli eventi sismici principali che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017. La struttura non ha subito danni rilevanti a seguito del terremoto ma è molto interessante per la sua complessità tipologica costruttiva e la varietà di interventi di consolidamento subiti nel tempo che dal punto di vista della modellazione si traducono in numerose potenziali incertezze che rendono più articolata la fase di calibrazione. I confronti operati ai fini della validazione in termini di cicli d'isteresi delle forze inerziali e spostamenti di sommità e di spettri di piano hanno mostrato una buona corrispondenza tra misure sperimentali e numeriche, dimostrando l'attendibilità ed efficacia della tecnica di modellazione adottata.

1 INTRODUZIONE

Ai fini delle valutazioni sismiche degli edifici esistenti è essenziale la definizione di modelli numerici attendibili. Nel caso del costruito storico in muratura, tipologia meno ingegnerizzata e quindi spesso meno standardizzata di altre, le incertezze associate non solo ai materiali ma anche all'efficacia dei dettagli costruttivi che possono influenzare la risposta simulata sono numerose. Tali incertezze possono essere certamente approfondite attraverso l'esecuzione di indagini in situ che però in genere consentono di acquisire una conoscenza puntuale alla scala locale della struttura. Per altre, come il grado di ammassamento tra pareti ortogonali o l'effettiva rigidità dei solai, è utile integrare approfondimenti puntuali con informazioni rappresentative della risposta globale. A tale scopo le informazioni ottenibili da misure di vibrazione ambientale risultano molto utili

consentendo di definire le proprietà dinamiche della costruzione in termini di frequenze e forme modali. Nell'ultimo decennio, l'analisi modale sperimentale ha trovato largo impiego nell'ingegneria civile, anche nell'ambito del monitoraggio permanente (Rainieri et al. 2011, Modena et al. 2016, Masciotta et al. 2017, Ubertini et al. 2017) e a supporto di valutazioni di sicurezza sismica (come ad esempio illustrato in Guéguen et al. 2014, Michel et al. 2008, Cavalagli et al. 2018, Ubertini et al. 2018). La sua diffusione è favorita dalle tecnologie sempre più avanzate e dai costi richiesti sempre più appetibili: caratteristiche che ne rendono promettente in futuro l'impiego anche a larga scala. La letteratura è tuttavia più carente di casistiche relative agli edifici ordinari in muratura, che per lo più riguardano tipologie strutturali particolarmente flessibili come le torri o a carattere monumentale (Gattulli et al. 2016, Karatzetzou et al. 2015, Lorenzoni et al. 2013).

In questo contesto, l'articolo tratta il caso studio del Tribunale di Fabriano (Ancona) (§2), sul quale è installato un sistema di monitoraggio dinamico permanente dell'Osservatorio Sismico delle Strutture - OSS (Dolce et al. 2017) e che è stato oggetto delle attività di ricerca del progetto ReLUI5 2017/2018 Task 4.1- *Analisi di edifici monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture* (Cattari et al. 2018a, Cattari et al. 2019). La struttura è stata modellata attraverso l'approccio a telaio equivalente usando il software 3Muri (Lagomarsino et al. 2013, Stadata s.r.l.). Il modello è stato dapprima calibrato in campo lineare usando una procedura manuale di *model updating* (§4), indirizzata grazie all'esecuzione di progressive analisi di sensibilità, sulla base dei dati di identificazione dinamica elaborati a partire da alcune registrazioni di rumore ambientale a disposizione (§3). Esso è stato poi validato tramite l'esecuzione di analisi dinamiche nonlineari beneficiando delle registrazioni acquisite dal sistema di monitoraggio permanente a seguito delle scosse che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017 (§5).

2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

2.1 *Analisi storica ed interventi di consolidamento*

Il Tribunale di Fabriano è stato costruito attorno al 1940 per ospitare l'Istituto Industriale specializzato per la lavorazione della carta. E' caratterizzato da una pianta a T (superficie media pari a 1220 m²) e comprende tre piani e un seminterrato, per un'altezza totale di 16.8 m (Figura 1). L'edificio aveva originariamente solo due piani e il seminterrato. La sopraelevazione dell'ultimo livello è datata 1950.



Figura 1. Vista d'insieme del Tribunale di Fabriano.

Nel 1999, dopo essere stato danneggiato nel 1997 dal terremoto che ha colpito le regioni Umbria e

Marche, l'edificio ha subito una serie di interventi di restauro e miglioramento sismico (Figura 2). Tra gli interventi strutturali più significativi si annoverano:

- la demolizione e ricostruzione del corpo scale esterno che permette di raggiungere il secondo piano attraverso un corpo aggiunto in cemento armato, separato dal resto dell'edificio mediante un giunto sismico;
- interventi estesi sulle *strutture portanti verticali* quali la realizzazione di intonaco armato sulle murature;
- interventi estesi sugli *orizzontamenti* quali: il consolidamento di alcuni solai mediante soletta armata e il rifacimento di altri; l'inserimento di controventi di piano in acciaio a livello della copertura;
- interventi mirati a migliorare la qualità del *collegamento tra le pareti portanti verticali e solai* tramite un intervento di chiodatura armata dei cantonali con barre ad aderenza migliorata.

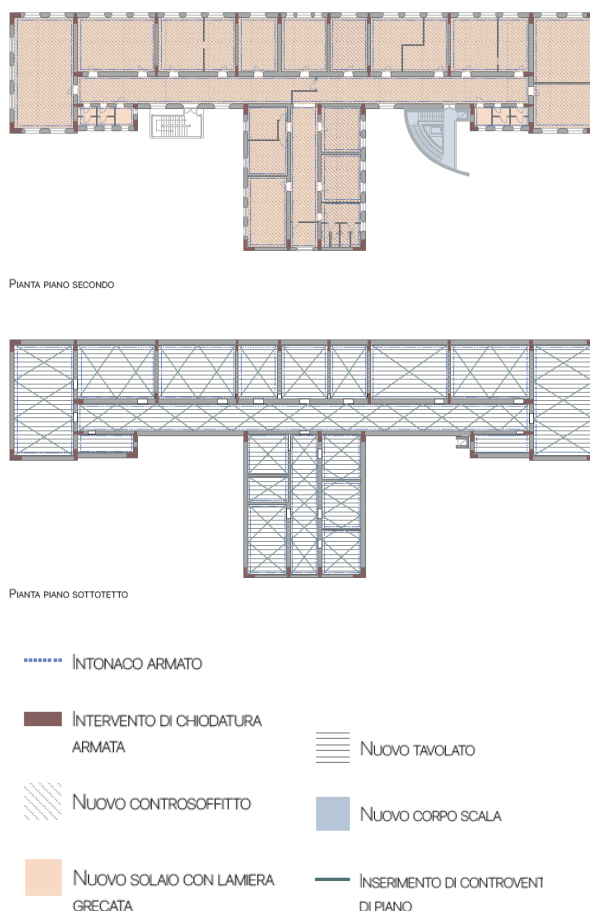


Figura 2. Quadro degli interventi di consolidamento realizzati.

2.2 Rilievo tecnologico

Per quanto riguarda le *strutture verticali*, l'edificio è caratterizzato dalla presenza di tre tipologie murarie, a loro volta suddivise in sottotipologie in funzione dell'intervento di consolidamento a cui sono state sottoposte (Figura 3):

- MUR1: muratura in pietra a spacco con buona tessitura e spessore variabile tra 40 e 125 cm. Presenta un intervento di intonaco armato realizzato solo internamente in alcune pareti (MUR1_C1) o su entrambi i lati in altre (MUR1_C2).
- MUR2: muratura in mattoni pieni, di spessore variabile tra 25 e 45 cm e consolidata mediante intonaco armato realizzato su entrambi i paramenti murari.
- MUR3: muratura con pietre a spacco di buona tessitura caratterizzata dalla presenza di un rivestimento esterno in mattoni faccia vista con tessitura gotica di 24 cm. Su questa tipologia muraria è stato realizzato un intervento con intonaco armato solo internamente. Poiché lo spessore totale delle pareti è molto variabile (da 50 a 90 cm), in fase di analisi si è ritenuto necessario separare tale tipologia in due sottocategorie, in funzione dello spessore del paramento e delle conseguenti ripercussioni sull'omogeneizzazione equivalente della sezione: MUR3_A (con spessori complessivi tra 78 e 90 cm), MUR3_B (con spessori complessivi tra 50 e 65 cm).

Per quanto riguarda invece le *strutture orizzontali*, le tipologie di solaio presenti sono:

- SOL1: solaio in putrelle in acciaio IPE200 e voltine in laterizio forato, consolidato mediante soletta armata di 6 cm.
- SOL2: solaio in acciaio con pignatte in laterizio, caratterizzato dalla presenza di una soletta armata al di sopra della quale è presente un massetto alleggerito. Tale tipologia era già presente all'epoca degli interventi del 1999, essendo stata probabilmente realizzata in sostituzione delle porzioni danneggiate del vecchio solaio a voltine.
- SOL3: solaio realizzato in sostituzione della tipologia precedente, realizzato con profili di acciaio IPE e lamiera grecata. Sopra è stato realizzato un getto di calcestruzzo con rete elettrosaldata di spessore pari a circa 6 cm, sottofondo e finitura. In funzione della sezione dei

profili in acciaio utilizzati (diversi in base alla luce da coprire) si sono distinti nelle analisi: SOL3_A (IPE 240) e SOL3_B (IPE 160).

- SOL4: è la tipologia presente nel piano sottotetto non calpestabile. E' costituita da profili in acciaio Ω e tavolato in legno. In funzione dell'altezza del profilo, si sono distinti: SOL4_A (profilo alto 160 mm); SOL4_B (profilo di dimensioni minori).

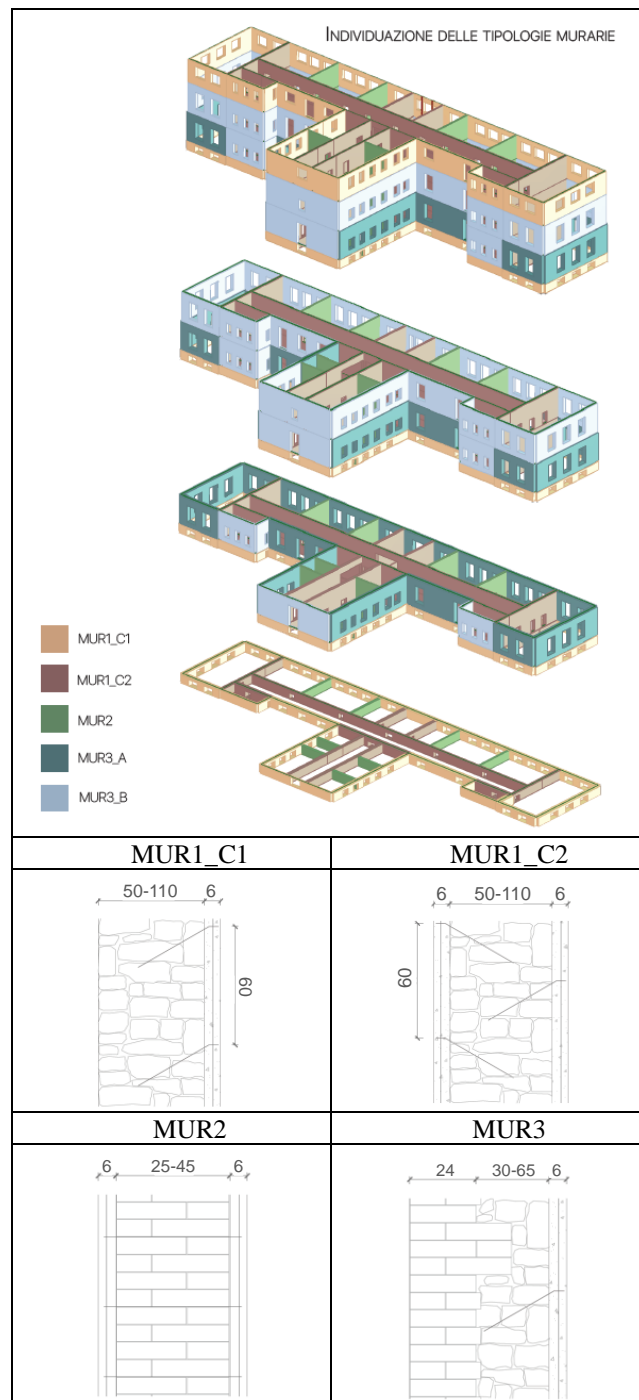


Figura 3. Esploso della struttura con individuazione delle tipologie murarie e sezioni murarie.

2.3 Dati a disposizione dal sistema di monitoraggio permanente dell'OSS

Il Tribunale di Fabriano è stato recentemente interessato dal terremoto che ha colpito il Centro Italia nel 2016/2017 (Figura 4). Sulla struttura, è installato un sistema di monitoraggio permanente dell'OSS (Figura 5), caratterizzato dalla presenza di un accelerometro triassiale alla base e ulteriori 12 accelerometri (biassiali o, in casi limitati, monoassiali) dislocati ai vari piani (quattro per piano per fornire una ricostruzione delle forme modali secondo i corpi di fabbrica principali in cui può essere suddivisa la struttura).

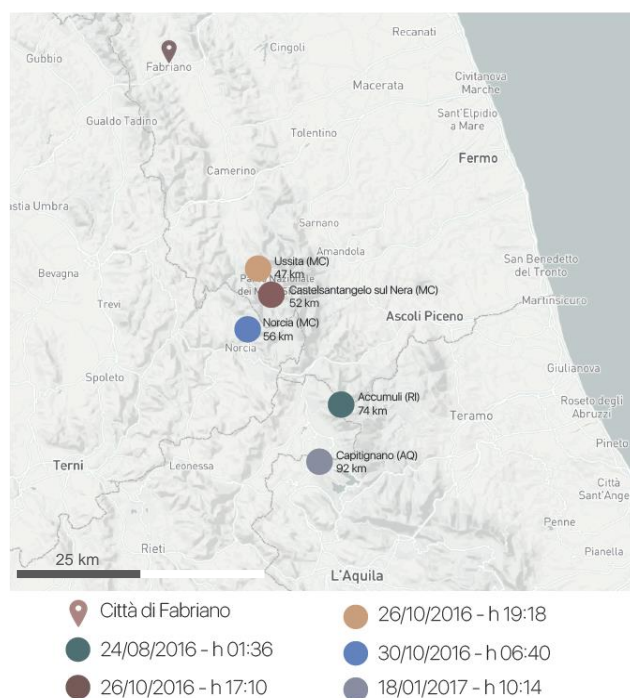


Figura 4. Localizzazione degli epicentri degli eventi principali del terremoto che ha colpito il Centro Italia nel 2016/2017 e della città di Fabriano.

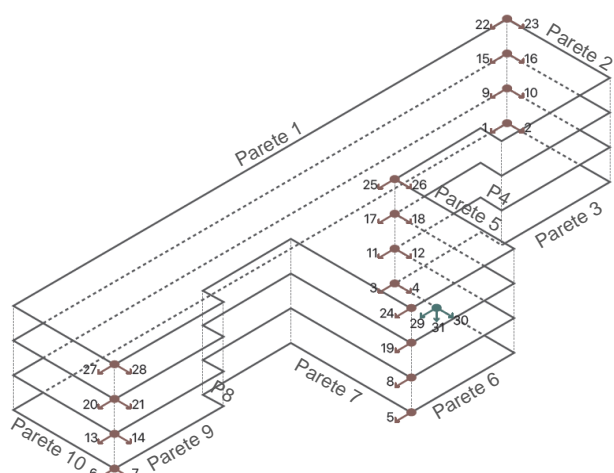


Figura 5. Localizzazione dei sensori del sistema di monitoraggio permanente dell'OSS installato sul Tribunale di Fabriano. In verde l'accelerometro triassiale alla base, in rosso quelli biassiali o monoassiali disposti in quota.

Ai fini della calibrazione ci si è avvalsi di una registrazione di rumore ambientale del 7/12/2016 (§3, §4), mentre ai fini della validazione (§5) di quelle relative all'evento del 26/10/2016 delle ore 19:18 (che ha maggiormente colpito il fabbricato, con una PGA pari a 0.088 g). Queste registrazioni sono state messe a disposizione dall'OSS nell'ambito del già menzionato progetto ReLUISS 2017/2018 - Task 4.1 (Cattari et al. 2019).

3 IDENTIFICAZIONE DINAMICA

Le registrazioni di rumore ambientale sono state preliminarmente utilizzate per la caratterizzazione dinamica della struttura e l'identificazione dei parametri modali (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali), utilizzati successivamente in fase di calibrazione dei modelli numerici.

I segnali accelerometrici, acquisiti con frequenza di campionamento pari a 250Hz e lunghezza di 3600s, sono stati pre-processati applicando un filtro *bandpass* di tipo *Butterworth* di ordine 5 con frequenza di taglio tra 1 e 50 Hz. Successivamente le *time-histories* sono state analizzate con diverse tecniche *output-only*: Frequency Domain Decomposition (FDD) (Brincker et al. 2000) e Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) (Brincker et al. 2001), entrambe basate sulla decomposizione ai valori singolari della matrice di densità spettrale del segnale. E' inoltre stata utilizzata la tecnica parametrica, sempre nel dominio delle frequenze, poly-reference Least Squares Complex Frequency Domain (pLSCF) (Peeters e Van der Auweraer 2005).

I modi strutturali, depurati da quelli spuri che non presentavano un significato fisico, sono stati individuati in corrispondenza dei picchi (massimi) della matrice di densità spettrale (PSD), come rappresentato in Figura 6.

Sono stati identificati i primi 8 modi di vibrare della struttura nel range di frequenze fra 3 e 8 Hz, riportati in Tabella 1 e Figura 7.

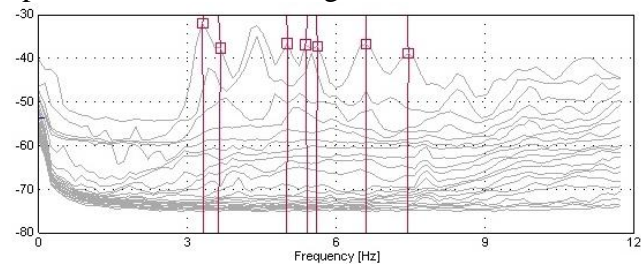


Figura 6. Decomposizione ai valori singolari della matrice di densità spettrale (PSD) – tecnica EFDD.

Il primo modo, con frequenza pari a 3.30 Hz, è di tipo flessionale in direzione Y (lungo la direzione di minore inerzia della struttura). Il secondo modo di vibrare, alla frequenza di 3.45 Hz, è di tipo torsionale. Il terzo modo, a frequenza pari a 4.45 Hz, è flessionale in direzione X, ortogonale al primo modo nella direzione di maggiore inerzia della struttura.

Tabella 1. Parametri modali estratti dalla registrazioni di rumore ambientale utilizzando diverse tecniche nel dominio delle frequenze.

Modi	FDD	EFDD		pLSCF		MAC
	f [Hz]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	(EFDD-pLSCF)
1	3.32	3.32	2.69	3.30	0.90	0.99
2	3.62	3.62	3.24	3.45	0.97	0.91
3	4.49	-	-	4.45	2.03	0.98
4	4.98	5.00	1.83	4.99	1.06	0.97
5	5.41	5.42	1.63	5.41	1.01	0.99
6	5.59	5.58	2.23	5.59	1.25	0.99
7	6.64	6.59	2.95	6.66	1.17	0.73
8	7.50	7.42	2.68	7.45	1.80	0.98

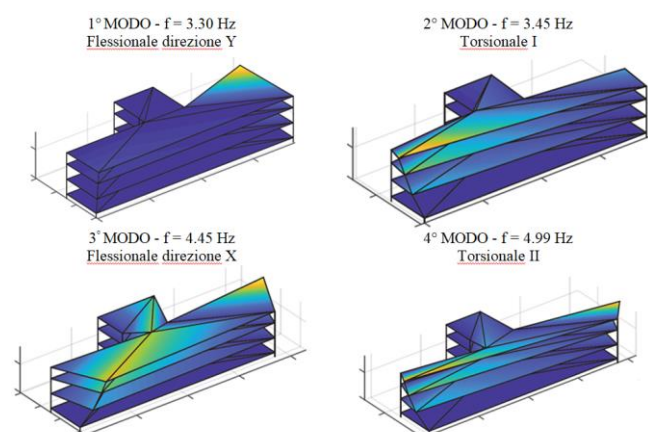


Figure 7. Forme modali identificate, relative ai primi 4 modi di vibrare della struttura (algoritmo utilizzato: pLSCF).

4 CALIBRAZIONE DEL MODELLO IN CAMPO ELASTICO

4.1 Definizione del modello numerico iniziale e criteri adottati per la calibrazione

Il caso studio è stato modellato attraverso l'approccio a telaio equivalente usando il software 3Muri (Lagomarsino et al. 2013, Stadata s.r.l) nel quale è implementato un legame costitutivo multilineare (Cattari e Lagomarsino 2013) finalizzato a descrivere la risposta in campo nonlineare (monotona e ciclica) dei

pannelli murari e utili per l'esecuzione delle analisi dinamiche nonlineari svolte ai fini della calibrazione. In accordo con i principi di modellazione a telaio equivalente, ogni parete resistente in muratura viene suddivisa in elementi strutturali verticali (maschi murari) e orizzontali (fasce di piano), considerati porzioni deformabili in cui si concentra la risposta non lineare, e collegati attraverso porzioni di dimensione finita (nodi) assunte rigide e resistenti. La Figura 8 mostra a titolo di esempio l'idealizzazione in telaio di due pareti tipo, che evidenziano una disposizione piuttosto regolare delle aperture sulla struttura.



Figure 8. Mesh strutturali delle pareti 2 e 3 (si veda per la numerazione la Figura 5): in arancione i maschi, in verde le fasce e in azzurro i nodi rigidi.

Nonostante i dati accurati a disposizione, il processo di modellazione è affetto da numerose incertezze, sia di natura aleatoria (associate ad esempio all'incompleta conoscenza dei parametri che caratterizzano le varie tipologie murarie presenti) sia di natura epistemica (associate ad esempio ad incertezze derivanti dall'incompleta conoscenza sui dettagli costruttivi) come meglio discusso al §4.2.

La calibrazione del modello in fase elastica è stata eseguita attraverso una tecnica di *model updating* manuale indirizzata grazie all'esecuzione di progressive analisi di sensitività. Questa procedura è stata preferita rispetto all'adozione di approcci di ottimizzazione automatica (Rainieri e Fabbrocino 2010, Rainieri et al. 2011) al fine di avere un maggiore controllo delle ripercussioni fisiche sul comportamento strutturale delle variazioni associate a ciascuna delle variabili incerte assunte. Come target per la calibrazione si è fatto riferimento ai risultati dell'identificazione dinamica illustrati al §3. In particolare, il confronto tra risultati numerici e sperimentali è presentato al §4.3 in termini di periodi (errore percentuale) e forme modali (secondo la matrice dei MAC, Allemange e Brown 1982).

Considerato il significativo numero di incertezze (§4.2), la calibrazione è stata operata secondo le seguenti fasi:

- 1) esecuzione di un'analisi di sensitività semplificata (“*star design with central point approach*”) per le variabili aleatorie, limitando il numero di analisi a $2N+1$ (con N : numero di variabili considerate, pari a 10 nel caso in esame). L'analisi di sensitività richiede di definire per ogni variabile incerta un intervallo di variazione plausibile come discusso al §4.2. Inoltre, in questa prima fase, è stata investigata l'influenza di alcune incertezze di natura epistemica adottando modelli alternativi (due o più) per ciascuna delle opzioni plausibili considerate. In questo caso le analisi sono condotte facendo riferimento ai valori medi delle variabili aleatorie. Questa fase ha il solo scopo di definire quali incertezze contino maggiormente sulla caratterizzazione della risposta dinamica della struttura e indirizzare poi gli affinamenti successivi del modello.
- 2) Esecuzione di un'analisi fattoriale completa su un modello intermedio definito sulla base delle evidenze emerse dalla fase 1). Sono state eseguite 2^M analisi, dove M sono le sole variabili aleatorie risultate significative dalla fase 1) ($M < N$). Tale analisi ha lo scopo di orientare le scelte sulle variazioni (riduzione o incremento rispetto al valore medio definito nella fase 1)) delle variabili aleatorie da adottare per ottimizzare il fitting.
- 3) Definizione del modello strutturale di riferimento finale, variando i parametri identificati nella fase 1) secondo le modalità definite nella fase 2).

4.2 Definizione delle incertezze

Nel seguito sono elencate le incertezze epistemiche e aleatorie investigate nelle fasi 1) e 2). Per le incertezze epistemiche (enumerare come Y_j , con $j=1...N$) sono stati considerati i seguenti fattori con le relative opzioni alternative:

- Effetto flangia (Y_1). Con tale aspetto si intendono gli effetti di redistribuzione delle azioni, in particolare associate allo sforzo normale agente nei maschi murari, derivante dall'accoppiamento simulato tra

elementi incidenti (quali ad esempio cantonali o incroci a T in corrispondenza di pareti di spina interne). Tale accoppiamento è evidentemente funzione in primo luogo della qualità dell'ammorsamento tra le pareti, che nel caso specifico del Tribunale di Fabriano, è atteso sia efficace in virtù del sistematico intervento di chiodatura armata eseguito all'intersezione tra pareti (Figura 2). Nei modelli a telaio equivalente, tale effetto può essere simulato numericamente in diversi modi tipicamente attraverso: a) link rigidi o condensazione del grado di libertà associato alla componente verticale nei nodi di intersezione, soluzioni che portano ad un perfetto accoppiamento quale che sia la dimensione dei pannelli incidenti; b) travi di collegamento tra i nodi di rigidità opportuna. Nel caso in esame è stato adottato l'approccio b). In tale caso l'aspetto cruciale diventa quindi la corretta calibrazione di tale rigidità al fine di simulare l'effetto prodotto dalla effettiva quota parte dei pannelli che incide sulla redistribuzione.

- Ruolo del piano seminterrato (Y_2). Sono state analizzate due opzioni: a) modellazione della sola parte fuori terra; b) modellazione di tutto il livello, ossia trascurando il vincolo offerto dal terreno.
- Efficacia del giunto sismico (Y_3). Sono state analizzate tre opzioni: giunto sismico efficace (pertanto corpo scala non modellato); giunto sismico inefficace; situazione intermedia (considerata attraverso la modellazione di solai di rigidità equivalente per simulare il collegamento parziale tra l'edificio e il corpo scala);
- Ruolo della rigidità dei solai (Y_4). La rigidità dei solai è stata trattata come incertezza epistemica trattandola attraverso modelli alternativi. Questa scelta è giustificata dal fatto che sono stati esplorati valori molti diversi tra loro, anche di svariati ordini di grandezza mirati a valutare l'incertezza non solo nelle proprietà meccaniche del materiale dei componenti strutturali ma anche nella qualità ed efficacia del collegamento tra il solaio e le pareti verticali.

Per le incertezze aleatorie (enumerate come X_i , con $i=1...N$) sono stati invece considerati i parametri meccanici delle murature, in termini di moduli E e G delle varie murature che compongono la struttura, distinguendo tra maschi e fasce. La Tabella 2 mostra gli intervalli di variazione dei parametri meccanici assunti nella fase 1) dell'analisi di sensitività. In particolare, l'intervallo di variazione è stato stabilito avvalendosi dei dati proposti nella Circolare Esplicativa delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2009 (Circ.n.617 2/2/2009), assumendo come valore minimo quello minimo proposto per tipologie murarie corrispondenti a quelle presenti nella struttura e come massimo il massimo dell'intervallo di base amplificato tramite due coefficienti migliorativi, introdotti per tener conto della presenza di malta di buone caratteristiche e dell'intervento con intonaco armato. In quest'ultimo caso è stata differenziata la presenza di tale intervento solo su uno o su entrambi i paramenti murari graduando il coefficiente correttivo (da 1.2 a 1.5).

Tabella 2. Intervallo di variazione assunto per le variabili aleatorie nella fase 1).

X_i		Fase 1) - 2N+1 analisi			
		E [N/mm ²]		G [N/mm ²]	
		$X_{i,min}$	$X_{i,max}$	$X_{i,min}$	$X_{i,max}$
Maschi	$X_1=MUR1_C1$	1500	3089	500	1030
	$X_2=MUR1_C2$	1500	3861	500	1287
	$X_3=MUR2$	1200	4050	400	1350
	$X_4=MUR3_A$	1412	3006	471	1002
	$X_5=MUR3_B$	1372	2969	457	990
Fasce	$X_6=MUR1_F$	1500	2574	500	858
	$X_7=MUR1_C1_F$	1500	3089	500	1030
	$X_8=MUR1_C2_F$	1500	3861	500	1287
	$X_9=MUR2_F$	1200	4050	400	1350
	$X_{10}=MUR3_F$	1200	2700	400	900

4.3 Calibrazione del modello

La Tabella 3 sintetizza le variabili epistemiche considerate nell'analisi di sensitività, ciascuna con i diversi modelli alternativi. In particolare, a valle della fase 1), le ipotesi assunte nel modello finale sono evidenziate in grigio (per maggiori dettagli, si veda Alfano 2019). Per la verità è da osservare che la sensibilità all'incertezza Y_3 è risultata piuttosto modesta, quella al fattore Y_2 moderata mentre piuttosto significativa quella alle altre due che hanno evidenziato rilevanti variazioni nelle forme modali. L'alternativa c nel caso delle variabili Y_1 e Y_4 è stata esplorata proprio per investigare parametricamente questo

aspetto piuttosto che perché ritenuta realmente plausibile per il caso in esame.

Tabella 3. Variabili epistemiche considerate nell'analisi di sensitività con le rispettive ipotesi alternative di modellazione.

Y_j	Opzione m		
	a	b	c
Y_1 = effetto flangia	Perfetto accoppiamento cinematico	Trave equivalente calibrata	Ammorsamento scadente
Y_2 = ruolo del seminterrato	Modellazione della sola parte fuori terra	Modellazione di tutto il livello	
Y_3 = efficacia del giunto sismico	Giunto sismico efficace	Giunto sismico inefficace	Situazione intermedia
Y_4 = rigidezza dei solai	Valori iniziali	Solai infinitamente rigidi	Solai flessibili

Per quanto riguarda invece le variabili aleatorie, dalla fase 1) dell'analisi di sensitività è emerso come la risposta dinamica sia più sensibile alle differenze tra le tre macro-tipologie murarie rispetto che a quelle individuate all'interno delle sotto-categorie. Sulla base di questo risultato, nella fase 2), si è deciso di ridurre le variabili aleatorie prima individuate a tre gruppi (MUR1, MUR2 e MUR3), in ciascuna delle quali sono state riunite le tipologie murarie caratterizzate dallo stesso materiale. All'interno di ciascun gruppo le variabili sono state trattate come correlate ponendole quindi nell'analisi fattoriale completa alternativamente tutte sul minimo o sul massimo contemporaneamente. La Figura 9 riporta i risultati dell'analisi fattoriale completa in termini di errore percentuale rispetto al target sperimentale sul primo modo, da cui si evince come si ottengano risultati migliori quando si utilizzano i valori massimi degli intervalli di variazione per tutte le tipologie murarie (analisi n°1).

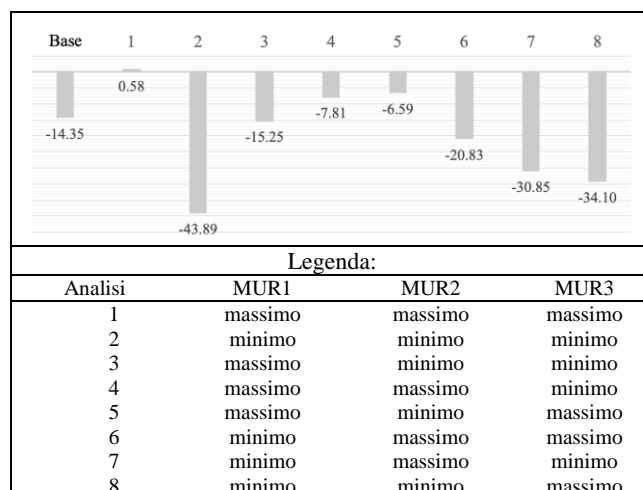


Figura 9. Errori percentuali risultanti dall'analisi fattoriale completa eseguita nella fase 2).

Tabella 4. Intervallo di variazione delle variabili aleatorie.

Tipologie murarie	Modello A [N/mm ²]		Modello B [N/mm ²]		
	E	G	E	G	
Maschi	MUR1_C1	2903	968	3089	1030
	MUR1_C2	3629	1210	3089	1030
	MUR2	4050	1350	4050	1350
	MUR3_A	2976	992	1412	471
	MUR3_B	2939	980	2969	990
Fasce	MUR1_F	2420	807	2574	858
	MUR1_C1_F	2903	968	3089	1030
	MUR1_C2_F	3629	1210	3089	1030
	MUR2_F	4050	1350	4050	1350
	MUR3_F	2700	900	2700	900

termini di periodi naturali; il modello B, che massimizza il fitting in termini di forme modali. La Tabella 4 illustra i parametri meccanici assunti nei modelli individuati al termine della calibrazione, mentre la Figura 10 ne riporta i risultati in termini di errore percentuale sul primo modo (a) e matrice dei MAC (b-c).

5 VALIDAZIONE DEL MODELLO CALBRATO IN CAMPO NONLINEARE

Tramite il modello così calibrato sono state eseguite analisi dinamiche nonlineari ai fini della validazione dello stesso. A tale scopo sono stati adottati come input le registrazioni alla base dell'edificio messe a disposizione dall'OSS relative all'evento del 26/10/2016 delle ore 19:18. Nelle analisi, sono stati assunti: il legame costitutivo multilineare descritto in Cattari e Lagomarsino (2013) per descrivere la risposta nonlineare dei pannelli murari; uno smorzamento alla Rayleigh imponendo un valore viscoso pari al 3% nell'intervallo di periodi definito da quello elastico assunto come media dei primi due modi flessionali e uno secante convenzionale computato assumendo una duttilità pari a 4.

I parametri meccanici di resistenza sono stati definiti assumendo quelli di riferimento proposti nella Circolare Esplicativa delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2009 (Circ.n.617 2/02/2009), ponendosi sui valori massimi dell'intervallo di base cui sono stati applicati i coefficienti migliorativi già introdotti al §4.2. I parametri atti a definire la risposta isteretica sono stati definiti in analogia a quanto adottato in recenti ricerche sviluppate all'interno del progetto ReLUI RINTC (Iervolino et al. 2018, Cattari et al. 2018b, RINTC Workgroup 2018). Come criteri di resistenza sono stati adottati quelli proposti nella suddetta Circolare, descrivendo la modalità di danno per taglio diagonale attraverso il criterio proposto in Turnsek e Sheppard (1980). Nel caso delle fasce di piano, anche se non è stata accertata la presenza di sistematici cordoli di piano, è stato comunque considerato un contributo di resistenza a trazione equivalente in virtù del sistematico intervento tramite intonaco armato.

La Figura 11 presenta i risultati della validazione in termini di confronto tra l'accelerazione sperimentale registrata dai sensori 22 e 23 dell'ultimo livello (identificati in Figura 5) con quelle numeriche ottenute dai modelli A e B. Dal confronto emerge una ottima

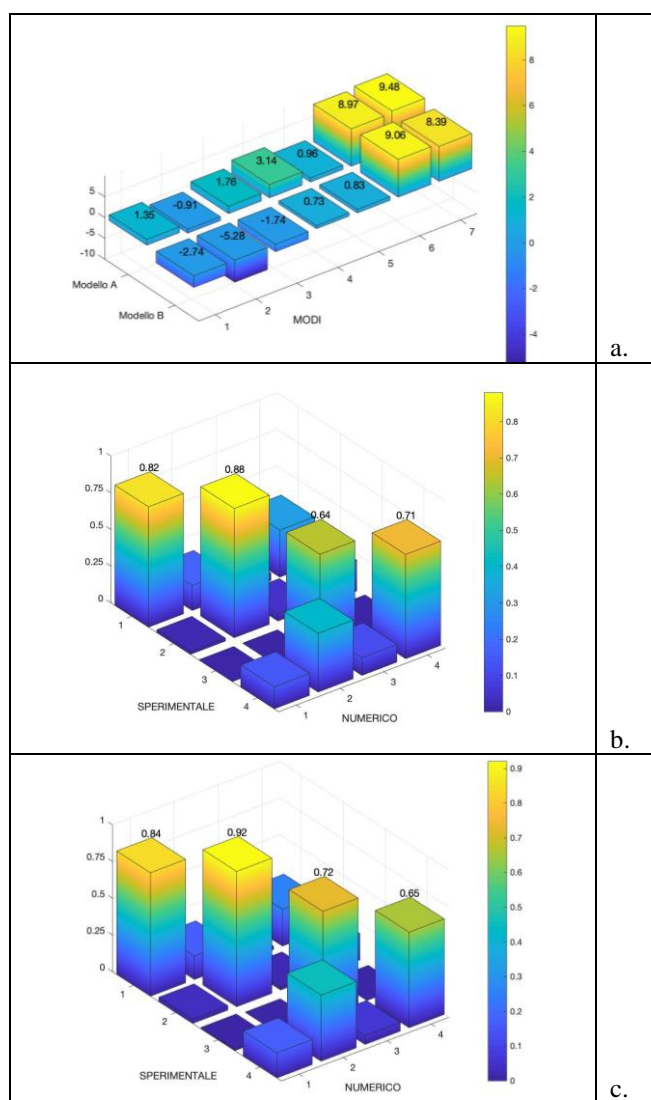


Figura 10. Errori percentuali (a) e MAC dei modelli post-calibrazione A (b) e B (c).

Nella fase 3) dell'analisi di sensitività partendo dal valore massimo di ciascun gruppo di tipologie murarie i parametri meccanici sono stati un poco ridotti per massimizzare il fitting con i risultati disponibili dall'identificazione dinamica sui vari modi. In particolare, sono stati così definiti due modelli: il modello A, che massimizza il fitting in

corrispondenza tra risultati numerici e sperimentali, mostrando anche come non ci siano sostanziali differenze in campo nonlineare tra i due modelli calibrati. La Figura 12 mostra invece il medesimo confronto, ma in termini di spettri di piano riportato a titolo di esempio per il solo modello B.

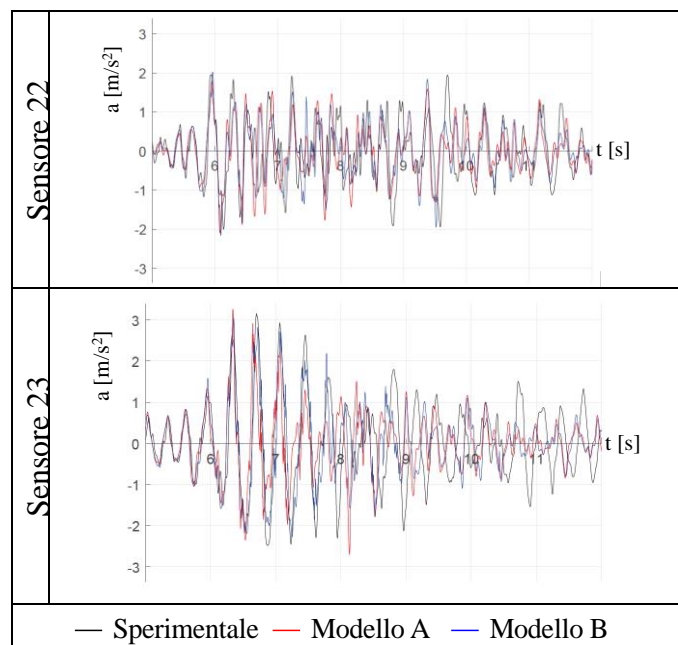


Figura 11. Confronto in termini di accelerazione tra sperimentale, modello A e modello B.

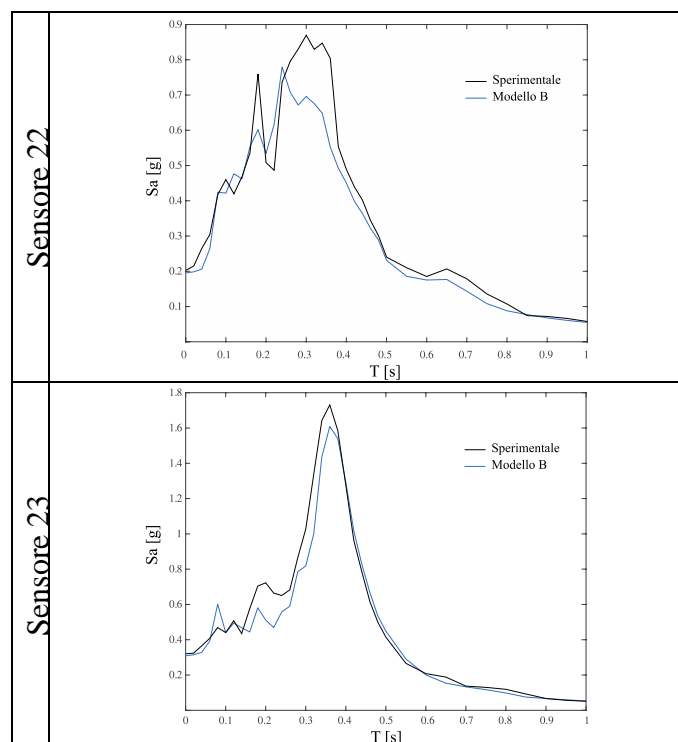


Figura 12. Confronto in termini di spettri di piano in accelerazione tra sperimentale e modello B.

Analoghi risultati sono stati ottenuti anche per gli altri sensori (Alfano 2019).

6 CONCLUSIONI

Il presente articolo presenta la validazione numerica del modello a telaio equivalente del Tribunale di Fabriano, edificio monitorato dall'OSS e recentemente colpito dal terremoto che ha interessato il Centro Italia nel 2016/2017. Il modello è stato dapprima calibrato in fase elastica, grazie ai dati di identificazione dinamica elaborati a partire da alcune registrazioni di rumore ambientale fornite dall'OSS.

Il confronto tra la risposta sismica simulata numericamente e quella realmente occorsa ha consentito inoltre di verificare l'affidabilità del modello, quanto meno in una fase iniziale della risposta non avendo esibito la struttura danni significativi a seguito del terremoto.

RINGRAZIAMENTI

L'attività di ricerca è stata svolta grazie ai finanziamenti del progetto ReLUIS 2019 WP6-*Monitoraggio e Dati Satellitari* (Coord. Proff. F. Ponso e M. Savoia) e ReLUIS 2018 – Task 4.1 *Linea Muratura* (Coord. Proff. F. Da Porto, G. Magenes e S. Lagomarsino).

BIBLIOGRAFIA

- Alfano, S., 2019. Calibrazione di modelli per la valutazione della sicurezza sismica da dati di monitoraggio permanente: il caso del Tribunale di Fabriano, tesi di laurea, Università degli Studi di Genova (Relatore: S. Cattari, Correlatore: A. Brunelli)
- Allemange, R.J, Brown, D.L, 1982. A correlation coefficient for modal vector analysis. *1st international modal analysis conference*. November 8–10, Orlando, FL.
- Brincker, R., Zhang, L., Andersen, P., 2000. Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. *IMAC 18, International Modal Analysis Conference*. San Antonio, USA.
- Brincker, R., Ventura, C., Andersen, P., 2001. Damping estimation by frequency domain decomposition. *IMAC 19, International Modal Analysis Conference*. Kissimmee, FL, USA.
- Cattari, S., Brunelli, A., Degli Abbati, S., Ottonelli, D., Sivori, D., Spacone, E., Camata, G., Marano, C., Magenes, G., Toninelli, P., Graziotti, F., Penna, A., Modena, C., da Porto, F., Lorenzoni, F., Calabria, A., Ceravolo, R., Lenticchia, E., Miraglia, G., 2018a. Report di sintesi sulle attività svolte sugli edifici monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture e danneggiati durante la sequenza sismica del Centro Italia 2016-2017, *Prodotto nell'ambito della Linea Strutture in Muratura del progetto DPC-ReLUIS (Task 4.1)*, Report scientifico.
- Cattari, S., Camilletti, D., Lagomarsino, S., Bracchi, S., Rota, M., Penna, A., 2018b. Masonry Italian Code-

- Conforming Buildings. Part 2: Nonlinear Modelling and Time-History Analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, Taylor and Francis, **22**(sup2), 2010-2040, DOI: 10.1080/13632469.2018.1541030.
- Cattari, S., Degli Abbatì, S., Ottonelli, D., Marano, C., Camata, G., Spacone, E., da Porto, F., Modena, C., Lorenzoni, F., Magenes, G., Penna, A., Graziotti, F., Ceravolo, R., Miraglia, G., Lenticchia, E., Fiorini, N., Spina, D., 2019. Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake. *Convegno COMPDYN 2019 "7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering"*. 24 – 26 giugno, Creta, Grecia.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., 2013. *Masonry structures*, in Developments in the field of displacement based seismic assessment. Edited by T. Sullivan and G.M. Calvi, Ed. IUSS Press (PAVIA) and EUCENTRE, pp. 151-200.
- Cavalagli, N., Comanducci, G., Ubertini, F., 2018. Earthquake-Induced Damage Detection in a Monumental Masonry Bell-Tower Using Long-Term Dynamic Monitoring Data, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(1), 96-119.
- Circolare Esplicativa 617, 2009. *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.Ll.Pp. No. 617 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.
- Dolce, M., Nicoletti, M., De Sortis, A., Marchesini, S., Spina, D., Talanas, F., 2017. Osservatorio Sismico delle Strutture: the Italian structural seismic monitoring network, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**, 621-641.
- Gattulli, V., Lepidi, M., Potenza, F., 2016. Dynamic testing and health monitoring of historic and modern civil structures in Italy. *Structural Monitoring and Maintenance*, **3**(1), 71-90.
- Guéguen, P., Gallipoli, M.R., Navarro, M., et al, 2014. Testing buildings using ambient vibrations for earthquake engineering: a european review. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 24-29.
- Iervolino, I., Spillatura, A., Bazzurro, P., 2018. Seismic Reliability of Code-Conforming Italian Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(sup2), 5-27, DOI: 10.1080/13632469.2018.1540372.
- Karatzetzou, A., Negulescu, C., Manakou, M. et al., 2015. Ambient vibration measurements on monuments in the Medieval City of Rhodes, Greece, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(1), 331-345.
- 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.
- Lorenzoni, F., Casarin, F., Modena, C., Caldon, M., Islami, K., da Porto, F., 2013. Structural health monitoring of the Roman Arena of Verona, Italy, *J Civil Struct Health Monit* **3**: 227. <https://doi.org/10.1007/s13349-013-0065-0>.
- Masciotta, M.G., Ramos L.F., Lourenço P.B., 2017. The importance of structural monitoring as a diagnosis and control tool in the restoration process of heritage structures: A case study in Portugal, *Journal of Cultural Heritage*, **27**, 36-47, ISSN 1296-2074, <https://doi.org/10.1016/j.culher.2017.04.003>.
- Modena, C., Lorenzoni, F., Caldon, M., da Porto, F., 2016. Structural health monitoring: a tool for managing risks in sub-standard conditions, *J Civil Struct Health Monit* **6**: 365 (<https://doi.org/10.1007/s13349-016-0176-5>).
- Michel, C., Guéguen, P., Bard, P.Y., 2008. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **28**(8), 593-604.
- NTC 2008. Norme Tecniche delle Costruzioni, Decreto Ministeriale 14/1/2008. "Norme tecniche per le costruzioni". Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n.29 del 4/2/2008.
- Peeters, B., Van der Auweraer, H., 2005. POLYMAX: a revolution in operational modal analysis. *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, in *IOMAC 2005*, Brincker & Moller (eds.), Copenhagen, Denmark, pp. 41-51.
- Rainieri, C., Fabbrocino, G., 2010. Automated output-only dynamic identification of civil engineering structures, *Mech Syst Signal Process*, **24**:678-695.
- Rainieri, C., Fabbrocino, G., Cosenza, E., 2011. Near real-time tracking of dynamic properties for standalone structural health monitoring systems, *Mech Syst Signal Process*, **25**, 3010-3026.
- RINTC Workgroup, 2018. Results of the 2015-2017 Implicit seismic risk of code-conforming structures in Italy (RINTC) project. ReLUIIS report, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIIS), Naples, Italy, available at <http://www.reluis.it/>.
- Turnšek, V., Sheppard, P., 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proc. int. research conference on earthquake engineering*, Skopje, Japan (p. 517-573).
- Ubertini, F., Cavalagli, N., Kita, A., Comanducci, G., 2018. Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 central Italy seismic sequence by long-term SHM, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16**(2), 775-801.
- Ubertini, F., Comanducci, G., Cavalagli, N., Pisello, A.L., Materazzi, A.L., Cotana, F., 2017. Environmental effects on natural frequencies of the San Pietro bell tower in Perugia, Italy, and their removal for structural performance assessment, *Mechanical Systems and Signal Processing*, **82**, 307-322 (<https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2016.05.025>).