



POLITECNICO DI TORINO  
Repository ISTITUZIONALE

Identificazione dinamica sperimentale di edifici strategici sotto sisma

*Original*

Identificazione dinamica sperimentale di edifici strategici sotto sisma / De Stefano A.; Ceravolo R.; Matta E.; Quattrone A.; Zanotti Fragonara L.. - ELETTRONICO. - (2013), pp. 1-9. ((Intervento presentato al convegno ANIDIS 2013 tenutosi a Padova nel 30 Giugno - 4 Luglio.

*Availability:*

This version is available at: 11583/2515130 since:

*Publisher:*

Padova University Press

*Published*

DOI:

*Terms of use:*

openAccess

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

*Publisher copyright*

(Article begins on next page)

# Identificazione dinamica sperimentale di edifici strategici sotto sisma



Alessandro De Stefano, Rosario Ceravolo, Emiliano Matta, Antonino Quattrone, Luca Zanotti  
Fragonara  
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica. C. Duca degli Abruzzi 24, 10129 Torino*

*Keywords: Monitoraggio sismico, Edifici strategici, Identificazione strutturale, Model updating, Edifici in muratura*

## ABSTRACT

Edifici pubblici quali ospedali, scuole, chiese e municipi costituiscono un patrimonio di importanza strategica per la vita di una comunità. La loro gestione richiede un periodico monitoraggio delle condizioni di sicurezza sia a breve che a lungo termine che può oggi essere condotto in modo efficace ed oggettivo mediante sistemi automatici e permanenti di misura delle vibrazioni strutturali. All'occorrenza di un evento sismico, tali sistemi hanno il merito di cogliere l'effettivo comportamento dinamico della struttura, permettendo la calibrazione sperimentale di modelli numerici, utili per una accurata valutazione del livello di sicurezza sismico e per la progettazione di interventi migliorativi. In quest'ottica assume particolare rilievo la rete di monitoraggio dinamico permanente di edifici strategici realizzata dal Dipartimento di Protezione Civile. Quattro di questi edifici sono stati scelti come casi studio allo scopo di analizzarne la risposta acquisita durante il recente evento sismico del Gennaio 2012 in Lunigiana/Garfagnana. Il presente articolo riporta i risultati della caratterizzazione dinamica condotta su uno di essi: il municipio di San Romano in Garfagnana (LU).

## 1 INTRODUZIONE

I numerosi fenomeni di collasso parziale o locale di costruzioni esistenti in muratura, conseguenti ad eventi sismici di media ed elevata entità, evidenziano come il monitoraggio strutturale possa essere considerato strumento di fondamentale importanza nella strategia di conservazione del patrimonio edilizio esistente, soprattutto di quello a carattere storico-monumentale. Mentre nella progettazione di nuove strutture viene fatto ampio uso di modelli che permettono una misura limpida e diretta dell'affidabilità strutturale, le problematiche specifiche delle costruzioni esistenti richiedono l'impiego di modelli accurati e calibrati su base sperimentale a supporto dell'analisi delle condizioni di sicurezza. Tra i mezzi di indagine sperimentale, l'utilizzo di sistemi di monitoraggio

dinamico permanente consente di acquisire informazioni preziose sul comportamento della struttura, anche soggetta all'azione sismica. In caso di eventi sismici questi sistemi consentono di seguire l'evoluzione del comportamento strutturale, consentendo la calibrazione di modelli numerici da utilizzarsi per la valutazione della sicurezza e la progettazione di possibili riabilitativi.

In quest'ottica assume particolare rilievo la costituzione, nell'ambito del Dipartimento di Protezione Civile (DPC), dell'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), una rete di monitoraggio dinamico permanente che coinvolge circa cento strutture di interesse strategico e di differente tipologia. Le finalità dell'OSS è di fornire una rapida valutazione dei danni indotti da un evento sismico alle strutture monitorate e, indirettamente, su quelle della

stessa area, aiutando il DPC nella pianificazione e gestione degli interventi nelle fasi di emergenza. La rete dell'OSS comprende: (i) una rete primaria di 105 edifici strategici pubblici (scuole, ospedali, municipi), 10 ponti ed alcune dighe, tutte strumentate con sistemi di monitoraggio permanente (da 16 a 32 accelerometri ciascuno) e (ii) una rete secondaria, comprendente 300 edifici, equipaggiati con un sistema di monitoraggio ridotto (7 accelerometri ciascuno).

Quattro degli edifici facenti parte alla rete primaria, monitorati durante un terremoto di media intensità, sono stati selezionati come casi studio nell'ambito del progetto di ricerca inter-universitario DPC-ReLUIS 2010-2013. Questo articolo presenta brevemente i quattro casi studio e descrive le procedure utilizzate per effettuare l'analisi modale sperimentale e il model updating di uno di essi: il municipio di San Romano in Garfagnana (LU).

## 2 I QUATTRO CASI STUDIO

Le caratteristiche dei quattro casi studio analizzati, rappresentati in Figura 1, sono sinteticamente riportate in Tabella 1.

Tutti gli edifici sono stati monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) durante l'evento sismico che ha interessato la Lunigiana/Garfagnana in data 27/01/2012, i cui parametri sintetici sono riportati in Tabella 2.

Per ciascuno di essi, la risposta strutturale acquisita durante il sisma è stata utilizzata per condurre l'identificazione dei parametri modale e la taratura di un modello numerico.

La procedura adottata è esemplificata in questo lavoro per un solo esempio, il Municipio di San Romano in Garfagnana (Figura 1 (a)).

Tabella 1. I quattro edifici oggetto dello studio (descrizione in Figura 1)

	Ed.(a)	Ed. (b)	Ed.(c)	Ed. (d)
Tipologia	Muratura	Telai c.a.	Setti c.a.	Muratura
Anno	1930	1972	1972	1359 (ric.1761)
Vol. [m <sup>3</sup> ]	2990	1687	7726	1764
Alt.[m]	14.8	15.8	16.3	9.5 (torre 23)
N°. sens.	20	16	22	26
pga X [g]	0.023	0.024	0.035	0.035
pga Y [g]	0.018	0.031	0.020	0.053

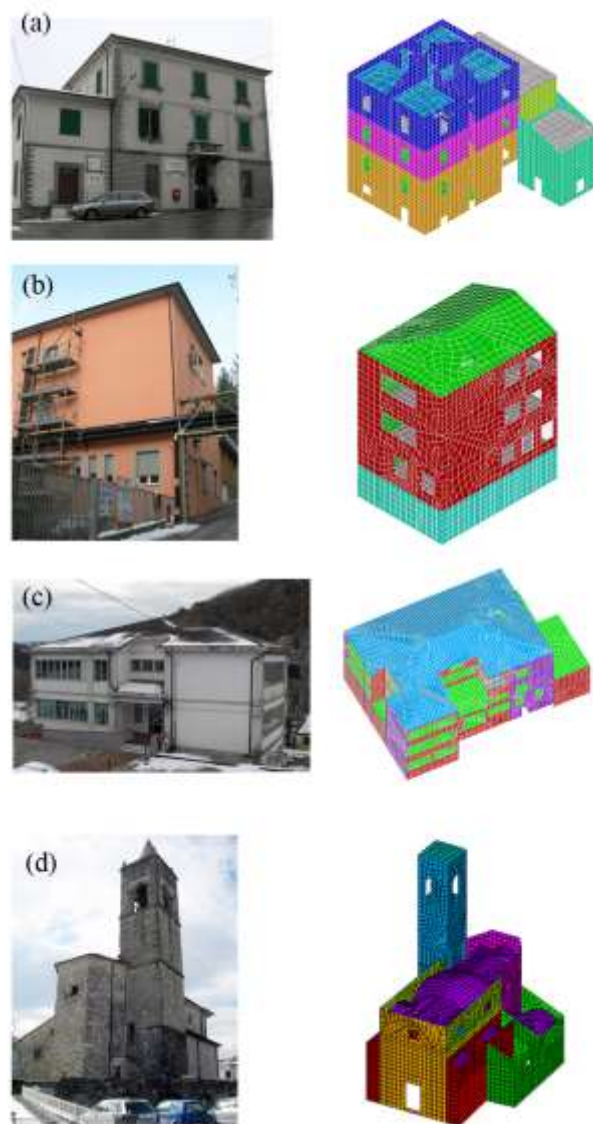


Figura1. I quattro casi studio analizzati: (a) Municipio di San Romano in Garfagnana ; (b) Ospedale di Castelnuovo di Garfagnana; (c) Municipio di Casola in Lunigiana; (d) Chiesa di S. Caterina a Collegnago.

Tabella 2. Parametri sintetici del sisma (INGV)

Epicentro	Tempo UTC	Magnitudo
Lat: 44.483		
Lon:10.033	27/01/2012	5.4
Prof: 60Km	14:53:14	

## 3 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO: IL MUNICIPIO DI SAN ROMANO IN GARFAGNANA

Il comune di San Romano in Garfagnana è situato in zona di sismicità medio-alta (zona 2, Ordinanza PCM 3274 del 20/03/2003).

Il municipio è costituito da un edificio principale e due corpi di fabbrica realizzati in

epoche successive in contiguità con esso (Figura 2).



Figura 2. (a) Il municipio di San Romano in Garfagnana e (b) indicazione in pianta dei corpi di fabbrica.

Il corpo principale (Edificio 1) è costituito da quattro piani fuori terra, ha pianta rettangolare di dimensioni 19.2x11.4 m, con struttura portante in muratura e fondazioni in cemento armato. Costruito negli anni '30, il complesso è stato sottoposto nel 1998 ad interventi di consolidamento volti a conseguire un incremento della capacità portante sia nei confronti dei carichi verticali che dell'azione sismica.

Le fondazioni sono state ampliate ed irrigidite mediante incamiciatura armata in c.a., al fine di favorire una redistribuzione dei carichi uniforme sul terreno. Le murature portanti sono state oggetto di interventi di placcaggio con intonaco armato allo scopo di incrementarne la resistenza al taglio, ed è stata ripristinata la configurazione resistente originaria della struttura ricostruendo i maschi murari originariamente presenti ed eliminati in epoche successive. Sono stati inoltre eseguiti interventi di irrigidimento degli orizzontamenti, migliorandone il collegamento alla muratura perimetrale. Per conferire regolarità

al complesso strutturale è stato realizzato un giunto tecnico tra l'edificio 2 e l'edificio 3, mentre gli edifici 1 e 2 sono stati tra loro solidarizzati mediante interventi di cucitura armata dei muri in aderenza.

Le prove condotte sui materiali dal Servizio Sismico Nazionale hanno indicato una resistenza caratteristica degli elementi lapidei di 115.4 MPa e una resistenza caratteristica della muratura di 7.2 MPa.

### 3.1 Il sistema di monitoraggio

Il sistema di monitoraggio adottato è costituito da 20 accelerometri monoassiali di tipo force-balance, di cui 17 installati sulle strutture portanti in elevazione e 3 all'interno di un pozzetto interrato ed assunti come terna accelerometrica di riferimento al suolo. In Figura 3 si riporta in assonometria la disposizione e l'orientamento degli accelerometri.

I sensori sono stati installati sulle strutture portanti in corrispondenza dei solai della prima e seconda elevazione, mentre il locale tecnico è strumentato con un unico accelerometro in direzione parallela al giunto. La centralina di acquisizione è dotata di convertitore AD a 16 bit, ed è collegata ad un ricevitore GPS per la sincronizzazione con il tempo internazionale UTC.

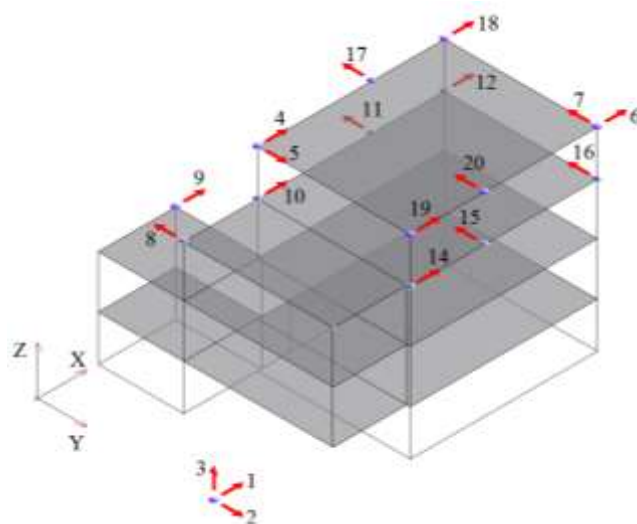


Figura 3. Posizione e orientamento dei sensori.

## 4 IL MODELLO NUMERICO

Sulla base della documentazione fornita dalla Protezione Civile e dal Comune, è stato realizzato un modello numerico preliminare in grado di evidenziare eventuali criticità ed aiutare nell'interpretazione dei segnali acquisiti.

Il modello si compone di elementi di tipo bidimensionale raggruppati in macro-elementi aventi caratteristiche meccaniche e funzioni strutturali comuni. La copertura in legno è stata modellata solo per quanto concerne il contributo inerziale, modellato come massa uniformemente distribuita lungo i cordoli di ripartizione.

Le proprietà meccaniche della muratura sono state inizialmente assegnate sulla base dei risultati delle prove di caratterizzazione, mentre per gli altri materiali sono stati assunti i valori tipici di letteratura. La struttura è stata modellata come incastrata alla base, mentre l'interazione tra terreno e muri di contenimento perimetrali è stata tenuta in conto in via approssimata incrementando inizialmente la rigidità del piano interrato.

Riguardo il giunto tra gli edifici 2 e 3, la mancanza di informazioni progettuali dettagliate e la presenza di un unico sensore sulla struttura non consente, se non in prima approssimazione, di valutarne l'effettiva efficacia. Si è deciso quindi di modellare il giunto strutturale con un materiale di rigidità equivalente.

## 5 ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI

### 5.1 Dati acquisiti e pre-analisi

Come precedentemente detto, i dati sperimentali utilizzati nelle analisi successive si riferiscono al terremoto in Lunigiana/Garfagnana del 27/01/2012 (Tabella 1). Si riportano in Figura 4 e Figura 5 gli accelerogrammi e gli spettri dei segnali acquisiti dalla terna accelerometrica di base. L'evento sismico ha avuto durata di circa 25 s, con contenuto energetico prevalentemente concentrato nella banda di frequenze tra 2 e 7 Hz.

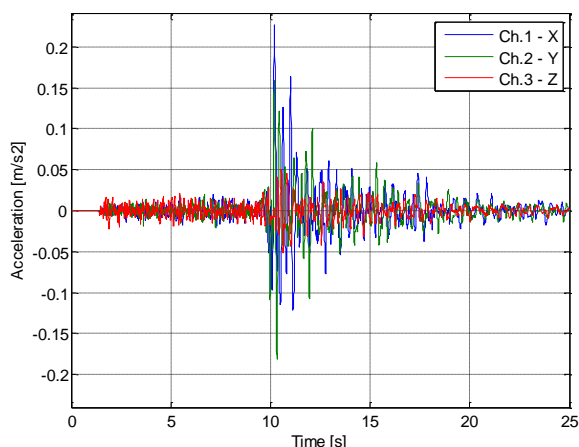


Figura 4. Storici temporali dei segnali sismici registrati dalla terna accelerometrica alla base lungo le tre direzioni di riferimento.

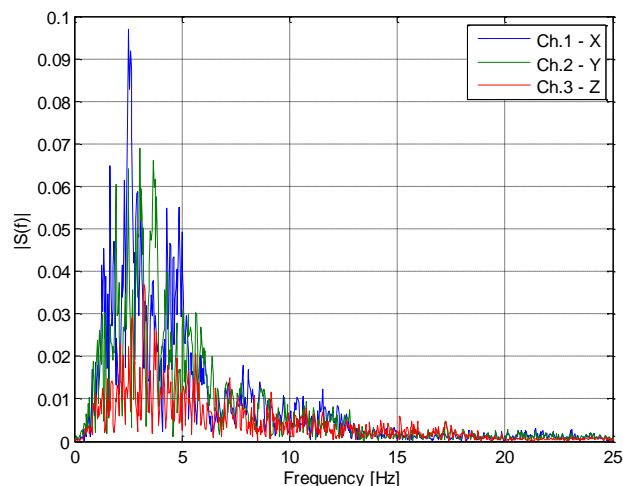


Figura 5. Spettri dei segnali sismici registrati dalla terna accelerometrica alla base lungo le tre direzioni di riferimento.

La caratterizzazione dinamica della struttura a partire da segnali acquisiti durante il sisma pone la necessità di discriminare le componenti naturali della stessa da quelle della forzante.

Nell'ipotesi che i segnali registrati dalla terna accelerometrica alla base possano essere assunti come unico input presente, è possibile individuare in modo agevole le componenti dominanti del sisma, ad esempio attraverso la stima delle funzioni di trasferimento e di coerenza e l'utilizzo ed attraverso le informazioni ricavabili dal modello F.E. preliminare.

### 5.2 Analisi modale sperimentale

La risposta strutturale è stata quindi utilizzata per eseguire la caratterizzazione dinamica della struttura. I parametri modali sono stati identificati attraverso l'applicazione di un algoritmo *output-only*, operante nel dominio del tempo, della famiglia SSI (Stochastic Subspace Identification) (Van Overschee e De Moor, 1996), implementato nel codice SDIT3 realizzato presso il Laboratorio di Dinamica e Sismica del Politecnico di Torino (Ceravolo e Abbiati 2013).

La famiglia dei metodi d'identificazione Stochastic Subspace deriva dalla teoria classica della realizzazione di Ho e Kalman che fu estesa ai sistemi stocastici da Akaike e Aoki. Van Overschee e De Moor hanno raccolto e collegato in modo sistematico contributi provenienti da diverse pubblicazioni relative a discipline disparate: la teoria dei sistemi, la statistica, la teoria dell'ottimizzazione e l'algebra lineare. L'essenza di tutti gli algoritmi della famiglia "subspace" è la loro capacità di risalire alle matrici che descrivono un sistema lineare a partire da sottospazi contenenti le proiezioni di

matrici di dati. La tecnica utilizzata per questa specifica applicazione è il terzo algoritmo derivante dal teorema di Van Overschee e De Moor (1996), noto col nome di “Canonical Variate Analysis” (CVA).

In questa applicazione i segnali utilizzati violano l’ipotesi alla base della formulazione degli algoritmi subspace di poter assumere l’input come rumore bianco stazionario. Questo comporta la comparsa, accanto ai modi propri della struttura, di componenti spurie con frequenze pari a quelle dominanti del sisma.

### 5.3 Procedura di identificazione dinamica

L’algoritmo di identificazione è stato applicato ai segnali incrementando progressivamente l’ordine del modello. Per discriminare i modi spuri numerici dai modi reali della struttura sono stati adottati i seguenti criteri di stabilizzazione:

- Variazione della frequenza tra ordini successivi inferiore al 2%
- Variazione dello smorzamento tra ordini successivi inferiore al 15 %
- Esclusione dei modi con  $\zeta > 0.1$  e  $\zeta < 0$
- MAC (Modal Assurance Criterion)  $> 0.95$

In Figura 6 sono rappresentati i diagrammi di stabilizzazione e di clusterizzazione dei risultati delle identificazioni al variare dell’ordine del sistema.

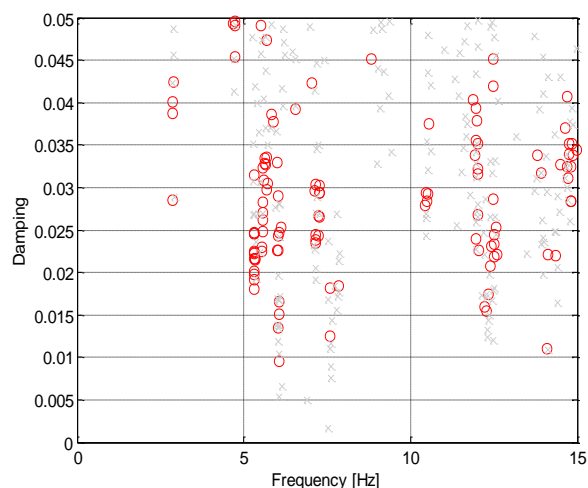
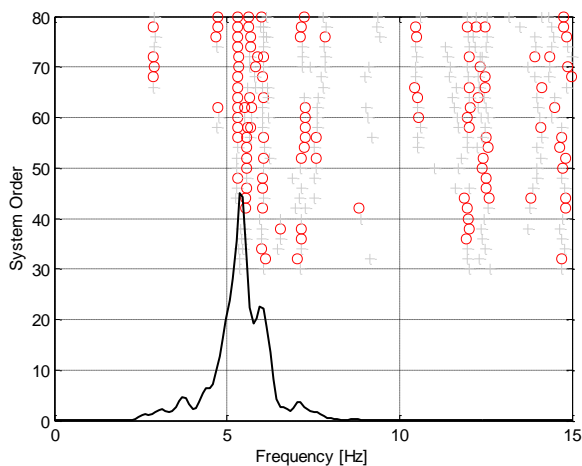


Figura 6. Diagrammi di stabilizzazione e clustering frequenze – smorzamenti. x – modo non stabile o – modo stabile.

Le frequenze dominanti del sisma, che appaiono nel diagramma di stabilizzazione, sono state successivamente individuate ed escluse dalle successive fasi di taratura del modello.

Si riportano in Tabella 3 le frequenze modali e i relativi smorzamenti viscosi equivalenti identificati.

Tabella 3. Frequenze modali e coefficienti di smorzamento identificati con SSI.

Modo	f [Hz]	$\zeta$ [-]	Tipo
1	5.32	0.018	I Fles. Y
2	6.08	0.018	I Fles. X
3	7.17	0.029	I Tors.
4	11.98	0.036	Locale
5	15.65	0.015	II Tors.

Le Figure 7 - 10 descrivono le prime 4 forme modali identificate. Si noti che l’edificio 3 non risulti coinvolto nei primi tre modi globali della struttura, mentre risulta essere predominante nel quarto modo. Questo sembra suggerire una scarsa partecipazione del locale tecnico alla dinamica globale della struttura e, quindi, una sostanziale efficacia del giunto strutturale tra gli edifici 2 e 3. La validazione di tale ipotesi attraverso l’analisi del comportamento dinamico, tuttavia, richiede il monitoraggio di tale corpo anche in direzione ortogonale al giunto stesso, attualmente non presente.

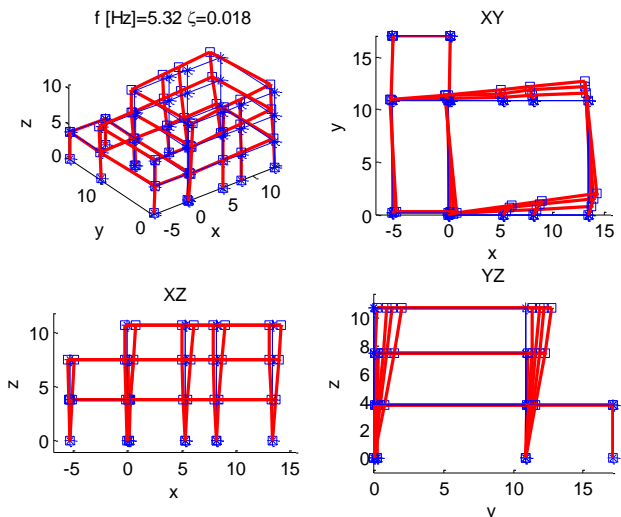


Figura 7. Modo 1 – I Flessionale direzione Y.

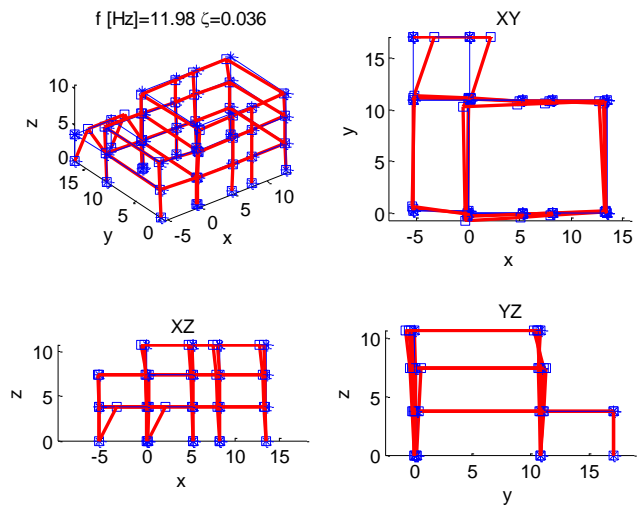


Figura 10. Modo 4 – Modo locale Edificio 3.

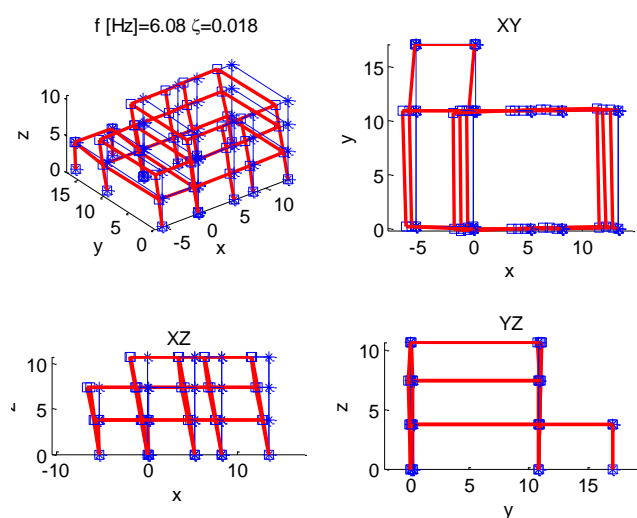


Figura 8. Modo 2 – I Flessionale direzione X.

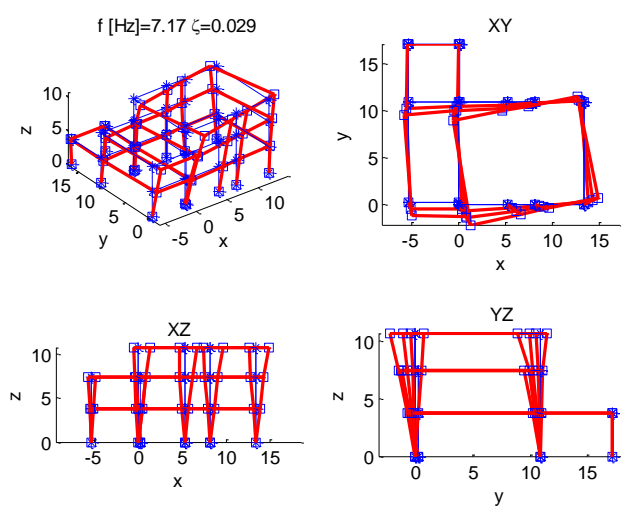


Figura 9. Modo 3 – I torsionale.

## 6 MODEL UPDATING

Il modello numerico descritto al §4 è stato successivamente tarato sulla base dei risultati dell'analisi modale sperimentale. La procedura di *model updating* è stata effettuata con un metodo di tipo indiretto, basato sulla minimizzazione di una funzione obiettivo attraverso la variazione delle proprietà meccaniche dei materiali assegnate agli elementi principali della struttura.

### 6.1 Discretizzazione del modello F.E.

Il modello numerico è stato inizialmente realizzato adottando 17 materiali lineari, omogenei ed isotropi, individuati sulla base della tipologia strutturale e dell'epoca di realizzazione. Al fine di ridurre il numero di variabili da tarare, sono stati esclusi dalla analisi di sensibilità quei parametri per i quali è lecito attendersi una minore dispersione ed una influenza sul comportamento dinamico globale trascurabile.

Il modello è stato quindi suddiviso in 6 zone omogenee, rappresentate in Figura 11. Il giunto strutturale tra gli edifici 2 e 3, facente parte di tale suddivisione, è stato tarato manualmente adottando un valore di modulo elastico pari a 0.10 GPa, in modo che la sequenza dei modi analitici corrispondesse a quella identificata.

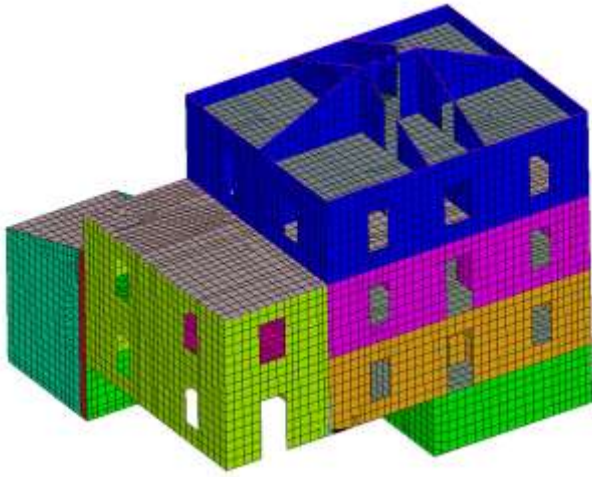


Figura 11. Modello F.E. discretizzato in zone strutturali omogenee. In grigio le zone escluse dall'analisi di sensitività.

### 6.2 Funzione di costo e analisi di sensitività

L'analisi di sensitività è stata condotta sui moduli elastici e dei coefficienti di Poisson legati alla muratura dell'edificio, ritenendo plausibile che possa esservi una variazione significativa dei parametri meccanici a seguito delle diverse epoche di costruzione.

La funzione di errore adottata per la taratura del modello e per l'analisi di sensitività  $\varepsilon$  è definita in (1):

$$\varepsilon(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^m \left[ \alpha_i \left( \frac{f_{ai} - f_{ei}}{f_{ei}} \right)^2 + \beta_i \left( \frac{1 - \sqrt{MAC_i}}{MAC_i} \right) \right] \quad (1)$$

Dove:

- $f_{ai}$  :  $i$ -sima frequenza analitica
- $f_{ei}$  :  $i$ -sima frequenza sperimentale
- $\alpha_i$  : è il fattore di peso delle frequenze modali .
- $\beta_i$  : è il fattore di peso delle forme modali.
- $MAC_i$  : è il Modal Assurance Criterion calcolato tra l'  $i$ -esimo modo identificato ed il corrispondente modo analitico (Moller e Friberg, 1998)

L'analisi di sensitività effettuata è basata sull'indice di sensitività locale definito dalla seguente formula (Saltelli, 2000):

$$\hat{S}_i = \frac{\ln(y) - \ln(y_b)}{\ln(x_i) - \ln(x_{ib})} \quad (1)$$

Dove:

- $y_b$ : il valore di riferimento dell' output del modello (in questo caso il valore della funzione di costo  $\varepsilon$ ).

- $x_{ib}$ : è l' $i$ -esimo input o parametro del modello (in questo caso i valori di moduli elastici e coefficienti di Poisson delle 6 zone individuate).
- $x_i$  e  $y$ : sono rispettivamente i valori di input e output per una variazione del 5% dell' $i$ -esimo parametro.

I valori relativi degli indici di sensitività ottenuti sono indicati nel grafico in Figura 12. Si noti come risulti essere preponderante l'influenza del modulo elastico al piano inferiori.

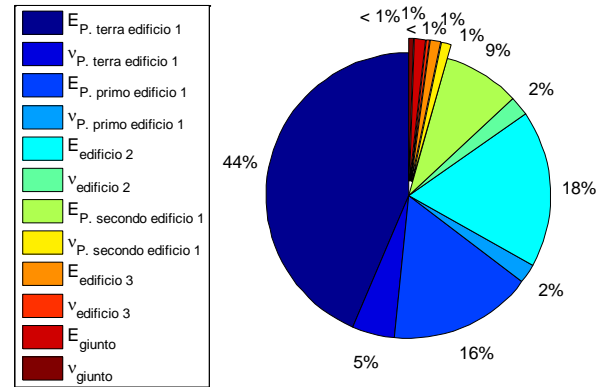


Figura 12. Indice di sensitività relativo.

Sulla base di quanto emerso dall'analisi di sensitività, si è deciso di effettuare il model updating sui quattro parametri più importanti, riportati in Tabella 4 insieme ai rispettivi valori di inizializzazione.

La procedura di model updating è consistita nella minimizzazione della funzione di errore di Eq. 1, utilizzando un algoritmo genetico inizializzato con una popolazione di 300 elementi e un numero di generazioni pari a 15.

I pesi delle frequenze  $\alpha_i$  e delle forme modali  $\beta_i$  sono stati desunti da valori tipici di lettura (Merce et al., 2007) e fissati, rispettivamente, pari a 0.8 e 0.2.

Tabella 4. Parametri tarati. Seconda colonna: valori nominali. Terza colonna: valori tarati

Zona	$E_{in}$ [GPa]	$E_{up}$ [GPa]
1) Muratura lv.0 Edificio 1	1.5	1.84
2) Muratura lv.1 Edificio 1	1.5	1.60
3) Muratura lv.2 Edificio 1	1.5	1.03
4) Muratura Edificio 2	1.5	0.78

Tabella 5. Frequenze tarate, errori in frequenza e MAC tra modi identificati e tarati

Modo	Frequenza [Hz]	$\Delta f$ [%]	MAC
1	5.39	1.3%	93%
2	5.76	-5.3%	91%
3	7.56	5.4%	82%
4	11.73	-2.1%	82%



Si riporta in Tabella 5 la soluzione ottima ottenuta. Il modello tarato mostra un buon accordo con le frequenze e le forme modali identificate, con errori in termini di frequenza inferiori al 6% e MAC tra le forme identificate e quelle del modello tarato superiore all'80%.

Si riportano in Figura 13 le prime 4 forme modali del modello tarato.

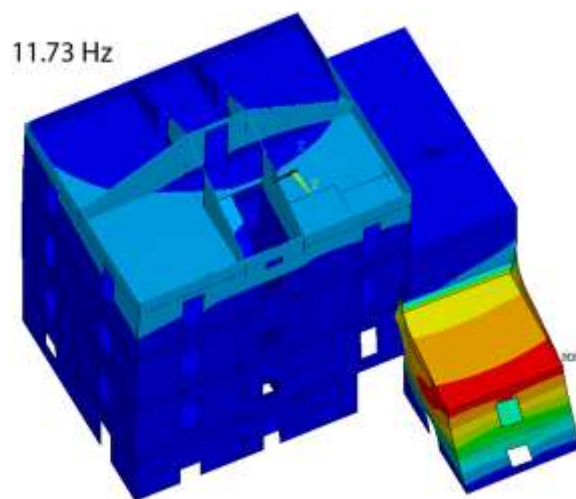
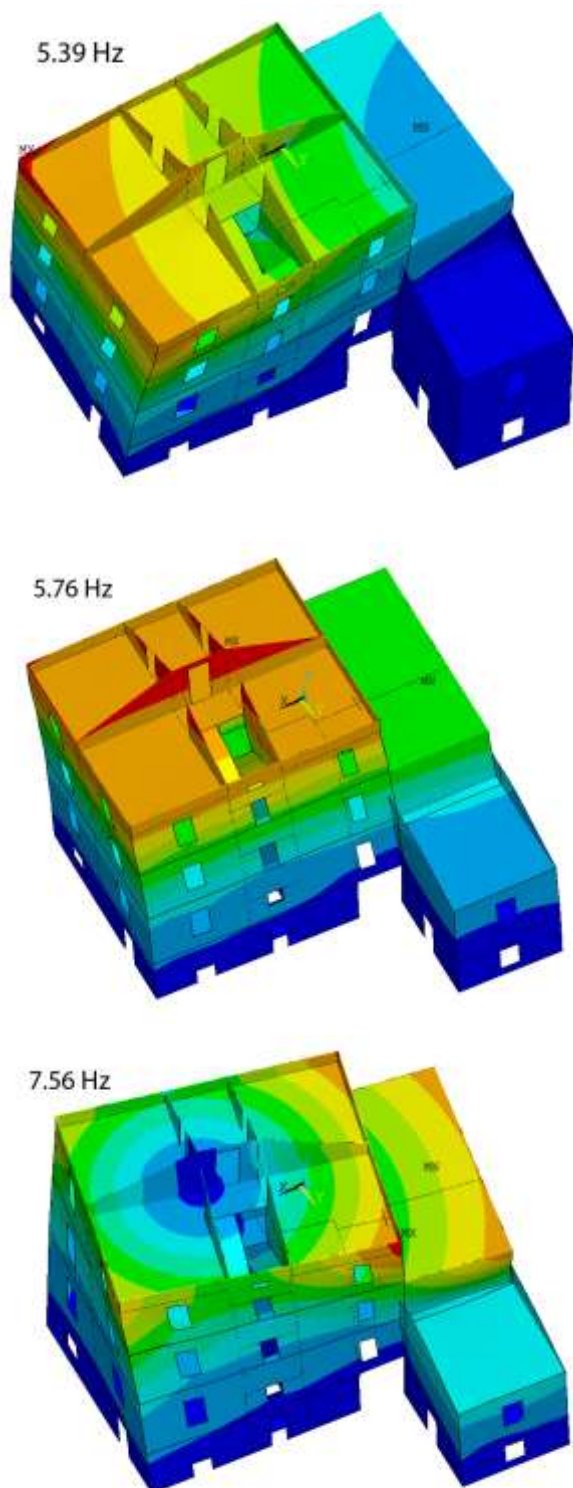


Figura 13. Forme modali dei primi quattro modi di vibrare.

## CONCLUSIONI

In questo lavoro si riportano i risultati della caratterizzazione dinamica di uno degli edifici strategici scelti come casi studio facenti parte della rete di monitoraggio permanente dell'Osservatorio Sismico delle Strutture.

In particolare, questo studio mostra come sia possibile applicare in modo efficace tecniche di identificazione convenzionali *output-only*, formulate per input stazionari, anche in presenza di eventi sismici di intensità medio - bassa.

Lo studio evidenzia come l'utilizzo congiunto dei dati sperimentali e di un modello numerico possa fornire indicazioni utili ai fini di un miglioramento del sistema di monitoraggio installato, ad esempio in termini di posizionamento dei sensori, in modo da massimizzare le informazioni sul comportamento dinamico della struttura. Il modello numerico, tarato sulla base dei parametri modali identificati, può inoltre costituire uno strumento utile per la stima della sicurezza strutturale nei confronti dell'azione sismica e per la proposizione di eventuali interventi di adeguamento sismico mirati.

La procedura adottata sarà replicata su una più ampia casistica nel prossimo futuro.

## RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata effettuata nell'ambito delle attività del programma Dipartimento di Protezione Civile - ReLUIS 2010-2013 – Linea di ricerca n. 1 “Sviluppo di tecnologie di monitoraggio e gestione del rischio sismico”.

## EFERENCES

<http://www.protezionecivile.gov.it>

- Ceravolo, R., Abbiati, G., 2012. Time Domain Identification of Structures: a Comparative Analysis. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*. 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000503.
- Peeters, B., DeRoeck, G., 1999. Reference-based Stochastic Subspace Identification for Output-only Modal Analysis. *Mech. Sys. Sig. Proc.* **13**, 855-878.
- Van Overschee, P., De Moor, B., 1996. Subspace Identification for Linear Systems: Theory – Implementation – Applications. *Kluwer Academic Press Dordrecht (The Netherlands)*.
- Larimore, W.E., 1990. Canonical Variate Analysis in Identification, Filtering, and Adaptive Control. *Proc, 29th Conference on Decision and Control*, Hawaii, 596-604.
- Friswell, M.I., J.E. Mottershead, 1995. Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. *Kluwer Academic Publishers*.
- Moller, P.W., Friberg O., 1998. Updating large finite element models in structural dynamics, *AIAA Journal*, **36** (10), 1861-1868
- Merce, R.N., G.N. Doz, J.L. Vital de Brito, J.H. Macdonald and M.I. Friswell, 2007. Finite element model updating of a suspension bridge. *Desing and Optimization Symposium*. Florida, USA.
- Saltelli, A., Chan, K., Scott, E.M., 2000. Sensitivity Analysis. Wiley, Chirchester (UK).