



Studi per la definizione degli input sismici per la verifica di elementi non strutturali situati all'interno di edifici storici

Michele Angiolilli^a, Amedeo Gregori^a, Massimo Fragiaco^a

^a Università degli studi dell'Aquila, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Via Giovanni Gronchi, 67100 L'Aquila, Italy

Keywords: Edificio in muratura esistente; analisi dinamiche; elementi non strutturali; spettri elastici di piano

ABSTRACT

I recenti eventi sismici hanno mostrato come il danneggiamento degli elementi costruttivi non strutturali possa determinare, anche in caso di strutture ideate secondo i moderni criteri di progettazione in zona sismica, perdite sia a livello economico che in termini di vite umane. Per tale motivo, oggi giorno è necessario realizzare elementi non strutturali, quale gli arredi, che garantiscano un riparo sicuro per le persone in caso di evento sismico. Nel presente lavoro, per la valutazione degli spettri elastici di piano sono state eseguite analisi dinamiche lineari attraverso l'integrazione diretta di gruppi di accelerogrammi naturali spettro-compatibili. Il modello strutturale agli elementi finiti preso come riferimento nel caso oggetto di studio è rappresentativo della sede municipale "Palazzo Margherita" sito in L'Aquila. In particolare, tale struttura, realizzata in muratura di pietrame irregolare, è considerata nella condizione antecedente al terremoto del 2009. Al seguito delle analisi svolte sul modello numerico, le accelerazioni misurate sui diversi piani dell'edificio, per i 7 eventi sismici (14 componenti totali), sono state utilizzate per la definizione dello spettro elastico medio di piano da considerare nelle verifiche per gli elementi non strutturali. Un confronto con gli spettri di piano suggeriti dalla attuale normativa EC8, sottolinea come quest'ultima utilizzi un metodo generalmente non conservativo per la quantificazione della domanda sismica.

1 INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici hanno mostrato come il danneggiamento degli elementi non strutturali possa determinare, anche in caso di strutture ideate secondo i moderni criteri di progettazione in zona sismica, perdite sia a livello economico e sia in termini di vite umane (Dhakai 2010). In un recente studio (Miranda e Taghavi 2003) si è messo in evidenza come gli elementi non strutturali rappresentano la quota parte maggiore nei costi sostenuti per la realizzazione di edifici.

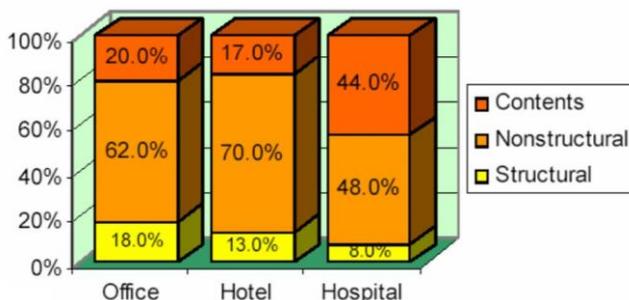


Figura 1. Ripartizione dei costi sostenuti per la costruzione di differenti tipologie di edifici (Miranda e Taghavi 2003).

Ad esempio, negli edifici ospedalieri, il costo sostenuto per la realizzazione di elementi strutturali è pari a soltanto l'8% degli investimenti monetari totali, mentre il 44% e il 48% sono legati rispettivamente ai costi non strutturali e di contenuto (Figura 1). Per tale motivo, oggi giorno è necessario realizzare elementi non strutturali, quale gli arredi, che possano garantire un riparo sicuro per le persone in caso di evento sismico. Nel rispetto di tale principio, è necessario verificare e progettare tali elementi considerando azioni sismiche che portano al collasso strutturale (stato limite ultimo) anziché, come la Normative vigenti nazionali e internazionali impongono, allo stato limite di operatività (stato limite di esercizio).

In ambito progettuale, è prassi comune verificare e/o progettare gli elementi non strutturali attraverso l'utilizzo di spettri di piano che tendono ad essere differenti rispetto a quelli normalmente imposti alla base per le verifiche strutturali dell'intero edificio. Infatti, ai piani più alti della struttura si osserva una diversa risposta dinamica in quanto le frequenze dell'eccitazione sismica risultano filtrate, amplificando la

domanda in accelerazione in specifici intervalli di periodo (Calvi e Sullivan 214, Sullivan et al. 2015).

Nel presente lavoro, per la valutazione degli spettri elastici di piano sono state eseguite analisi dinamiche lineari attraverso l'integrazione diretta di gruppi di accelerogrammi naturali spettro-compatibili. Le accelerazioni misurate, durante l'applicazione dei 7 eventi sismici (14 componenti sismiche totali), sui diversi piani dell'edificio preso in esame, sono state utilizzate per la definizione dello spettro elastico medio di piano da considerare nelle verifiche per gli elementi costruttivi non strutturali. Un confronto con gli spettri di piano suggeriti dalla normativa EC8, sottolineano come quest'ultima utilizzi un metodo semplificato per la predizione degli spettri di piano, che risulta in generale non conservativa per la quantificazione della domanda sismica.

2 DESCRIZIONE CASO STUDIO

L'oggetto di studio del presente lavoro è rappresentativo degli edifici storici in muratura, fortemente danneggiati nel sisma del 6 aprile 2009, presenti nel territorio aquilano. In particolare, l'edificio considerato nelle analisi è la sede comunale "Palazzo Margherita", situato al centro storico della città di L'Aquila. Il palazzo è di forma rettangolare in pianta con dimensioni di circa 40x60m (Figura 2) ed è caratterizzato dalla presenza di un ampio cortile interno. L'ingresso principale si trova sul fronte Ovest, quello in comune con la facciata principale della torre civica (Figura 3).

L'edificio è caratterizzato da tre livelli fuori terra con interpiano di circa 5 metri, per una altezza massima dell'edificio di circa 15.7 metri misurata dalla linea di gronda.

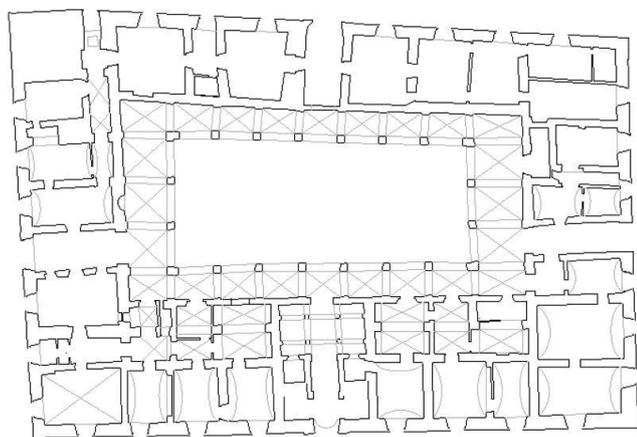


Figura 2. Pianta del piano terra dell'edificio oggetto di studio sito a L'Aquila.

La struttura portante è a setti di muratura portante, realizzata con pietrame disordinato e inserti di laterizio (Figura 4) mentre le colonne del porticato sono in blocchi di pietra con nucleo centrale a sacco. Le strutture voltate di calpestio del primo livello sono portanti, realizzate con elementi lapidei o di laterizio. Al secondo livello, invece, gli orizzontamenti sono in putrelle di ferro e tavole di laterizio, pertanto le volte, in foglio, hanno un ruolo puramente decorativo.

La copertura, lignea, è di tipologia a capanna. È realizzata con possenti travi di legno lamellare, inserite in un intervento di ristrutturazione degli anni 90, ancorate, solo lungo il perimetro della corte interna, ad un cordolo in cemento armato di altezza pari a 1.0m. Come accennato sopra, a lato del Palazzo si trova la torre civica trecentesca, interamente realizzata in muratura in pietra locale, caratterizzata da una pianta rettangolare di 6,46 x 6,26 m. Allo stato attuale dell'evento sismico, la torre era posizionata in adiacenza a Palazzo Margherita, condividendo con esso due pareti, quella a nord-est e quella a nord-ovest, dal livello del piano strada fino alla linea di gronda dell'edificio comunale posta ad un'altezza di circa 15 m da terra. L'altezza totale della torre è di circa 41 m misurati dal piano strada. La torre, cava al suo interno, presenta pareti molto possenti con uno spessore di circa 1,7 m mantenuto pressoché costante dalla base fino in sommità.



Figura 3. Vista frontale di palazzo Margherita e della torre civica posta in sua adiacenza.



Figura 4. Tipologia muraria in pietrame disordinato con inserti di laterizio

3 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda gli accelerogrammi naturali, le normative NTC 2018 ammettono il loro utilizzo a condizione che la loro scelta rappresenti in modo adeguato la sismicità del sito in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Per questo motivo, prima di effettuare la ricerca degli accelerogrammi naturali da utilizzare nelle analisi dinamiche, è necessario individuare lo spettro elastico di riferimento con il quale garantire la compatibilità, nel campo di periodi di interesse, degli accelerogrammi naturali stessi. Per la struttura presa in esame è stata assegnata una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso 2, con corrispondente periodo di riferimento per l'azione sismica di 50 anni. L'analisi è stata condotta nei confronti dello stato limite di collasso (SLC), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 5%. La tipologia di terreno preso in considerazione è caratterizzata da una categoria di sottosuolo A e una categoria topografica *T1*.

Dai dati di pericolosità sismica (Scandone e Stucchi 2000) è possibile individuare le corrispondenti azioni sismiche assumendo il periodo di ritorno T_R pari a 975 anni. Quindi, in funzione della posizione del sito preso in esame (longitudine 13,394 e latitudine 42,366) è possibile definire lo spettro elastico di riferimento, che esprime la risposta in termini di accelerazione della struttura perfettamente elastica in funzione del suo periodo di oscillazione T . Attraverso anche dati di accelerogrammi, si individuano gruppi di registrazioni sismiche che hanno caratteristiche simili a quelle provenienti dai dati di disaggregazione, in modo da garantire la coerenza degli accelerogrammi selezionati con le caratteristiche di sismicità del sito in esame. In particolare, per la selezione delle accelerazioni si è adottato il software REXELite (Eurocode 8, Iervolino et al. 2010, Iervolino et al. 2011). Esso garantisce che la media degli spettri, relativi agli accelerogrammi selezionati, siano spettro-compatibili in un determinato intervallo di periodo e con una certa tolleranza stabilita dall'utente. In seguito, in Tabella 1 sono riportate le storie di accelerazione ottenute da REXELite. In particolare, tali accelerogrammi sono stati ottenuti utilizzando i dati di disaggregazione della pericolosità sismica del sito (Bazzurro e Cornell 1999) e individuati nei range di magnitudo e di distanza epicentrale pari rispettivamente a

5.3÷6.8 e 0÷20km, utilizzando il database *ESM* (Engineering Strong-Motion). Ulteriori parametri impostati per la selezione degli accelerogrammi spettro-compatibili riguardano l'assegnazione di una tolleranza di compatibilità inferiore (pari al 10%) e superiore (pari al 30%) rispetto ad un intervallo di periodi tra 0.15 e 2s dello spettro target (in accordo con le NTC 2018). Si specifica, inoltre, che gli accelerogrammi selezionati non sono stati scalati con i fattori di scala in modo da non alterare l'input sismico originario. Per facilitare l'ottenimento di storie sismiche compatibili con i dati di disaggregazione del sito, per la selezione di accelerogrammi spettro-compatibili con tipologia di sottosuolo A sono state processate registrazioni su stazioni sismiche posizionate su terreni A e B. Tutte le storie sismiche selezionate fanno riferimento a segnali sismici digitali di livello buono/ottimo (sono stati esclusi tutti i segnali analogici).

Tabella 1. Caratteristiche sismiche degli accelerogrammi selezionati, spettro-compatibili con lo spettro di riferimento (Legenda: Cod.=codice evento; Mw=Magnitudo, R=distanza epicentrale)

Num.	Cod.	Stazione	M _w	R[km]
1	TK-2003-0038	Bingol (Turchia)	6.3	11.8
2	EMSC- 20161030_0000029	Norcia	6.5	4.7
3	IT-2009-0009	Gran Sasso	6.1	14.4
4	IT-2009-0009	L'Aquila	6.1	4.9
5	EMSC- 20160824_0000006	Amatrice	6.0	8.5
6	IT-2009-0009	L'Aquila	6.1	5.0
7	IT-2009-0009	L'Aquila	6.1	1.8

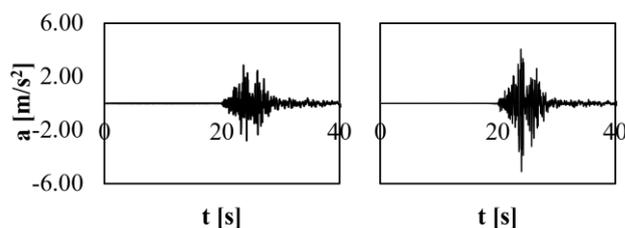


Figura 5. Due componenti dell'accelerogramma n.1.

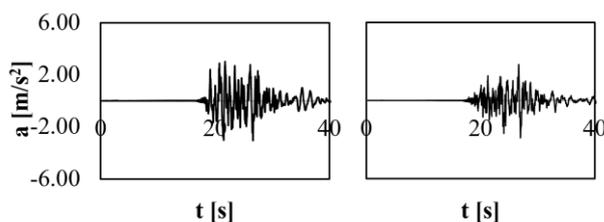


Figura 6. Due componenti dell'accelerogramma n.2.

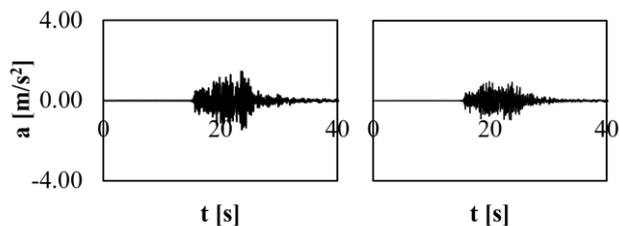


Figura 7. Due componenti dell'accelerogramma n.3.

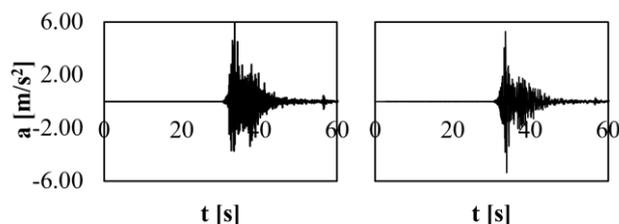


Figura 8. Due componenti dell'accelerogramma n.4.

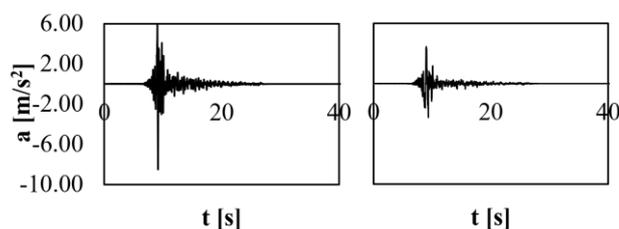


Figura 9. Due componenti dell'accelerogramma n.5.

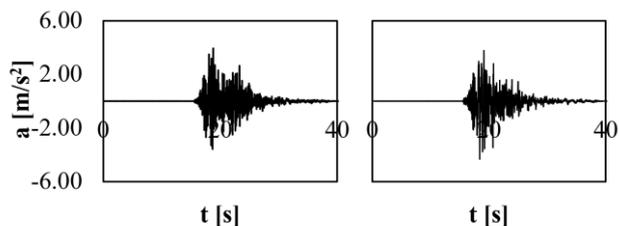


Figura 10. Due componenti dell'accelerogramma n.6.

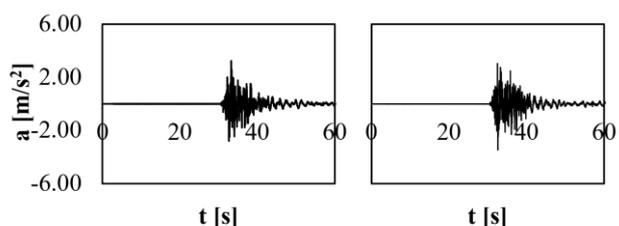


Figura 11. Due componenti dell'accelerogramma n.7.

4 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

L'edificio oggetto di studio nel presente lavoro è stato modellato attraverso il software commerciale MIDAS FEA (MIDAS 2013). La scelta è ricaduta su tale software in quanto esso consente di modellare gli elementi strutturali attraverso solidi tridimensionali.

Infatti, per via della forte variazione delle sezioni geometriche delle murature (tipica degli edifici storici in muratura con pietrame disordinato), una modellazione tridimensionale dell'edificio consente di evitare le semplificazioni che generalmente si assumono in una modellazione bidimensionale, dovendo in essa specificare uno spessore equivalente per ciascun elemento murario. Inoltre, nella modellazione bidimensionale si associa alle murature un comportamento resistente nel solo piano, attraverso l'adozione di elementi shell con spessore equivalente, trascurando la variazione della distribuzione degli sforzi all'interno del maschio murario. Tuttavia, tale variazione è tutt'altro che uniforme per via dei grandi spessori caratterizzanti le murature portanti (nel caso analizzato si hanno spessori murari che raggiungono 1.8m).

In definitiva, la scelta di adottare un modello con elementi tridimensionali, se pur con un notevole maggior carico computazionale, evita l'introduzione di ulteriori incertezze nel modello numerico che determinerebbero risultati poco affidabili.

Nello specifico, è stata adottata una mesh tetraedrica di dimensione pari ad almeno 0.6m, avendo cura di far coincidere tutti i nodi della mesh attraverso operazione di sottrazione e addizione dei volumi (boolean operations). Inoltre, a seguito di uno studio materico eseguito nella fase di indagine preliminare, sono stati adottati 5 differenti proprietà dei materiali, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 2.

Tabella 2. Analisi dei carichi.

Materiale	Peso	E [MPa]	G [MPa]
Muratura (edificio)	19 kN/m ³	725	242
Solaio	35 kN/m ²	20000	8300
Cordolo in c.a.	25 kN/m ³	20000	8300
Copertura lignea	7 kN/m ³	100	45
Muratura (torre)	20 kN/m ³	2400	860

Per la definizione delle masse sismiche dovute ai carichi accidentali agenti sui solai di calpestio, è stato applicato un carico $Q=0.9\text{kN/m}^2$ (utilizzando con coefficiente di combinazione pari a 0.3 in riferimento alla categoria B2 di Normativa: uffici aperti al pubblico). Invece, per tener conto del carico dovuto alle scale si è applicato un carico $Q=2.4\text{kN/m}^2$ (utilizzando un coefficiente di combinazione pari a 0.6, in riferimento alla categoria C2 di Normativa).

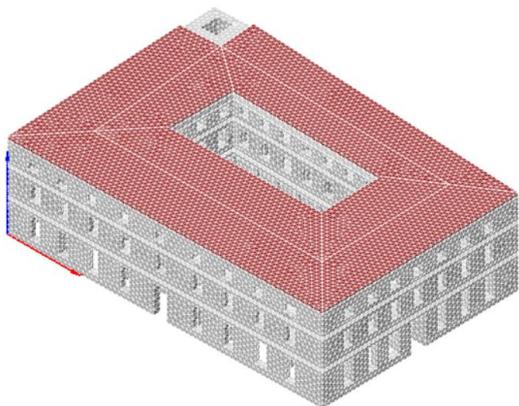


Figura 12. Vista del modello numerico A, in cui risulta assente la modellazione della torre civica (considerata solo in termini di massa concentrata e applicata in corrispondenza del piano di copertura).

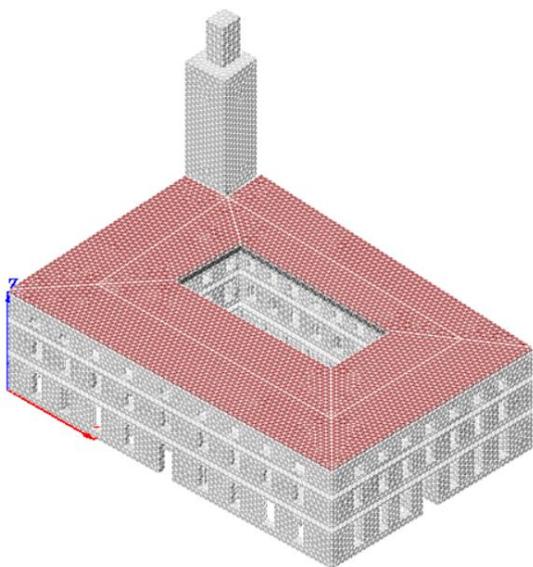


Figura 13. Vista del modello numerico B, in cui risulta modellata anche la torre civica.

Inoltre, sia i solai di piano sia la copertura sono stati modellati come solidi piani a cui sono stati assegnati i vincoli relativi all'ipotesi di piano rigido. La scelta di modellare le strutture voltate di calpestio del primo livello come solidi equivalenti (piano intradosso posto a livello della sezione alle reni degli archi delle volte) non ha portato alcuna modifica al comportamento globale della struttura, come verificato in alcune analisi preliminari. Come di seguito dettagliatamente descritto, in una fase iniziale sono stati considerati due modelli numerici con lo scopo di investigare l'influenza della torre civica sul comportamento dinamico globale dell'edificio. In particolare, sono stati considerati due modelli numerici: modello A (senza torre, Figura 12) e modello B (con torre, Figura 13). In dettaglio, il modello A è caratterizzato soltanto dal peso proprio della torre civica, calcolato pari a circa 13600kN, senza contributi in termini di rigidità fornita dalla torre stessa.

L'analisi modale consente di descrivere il comportamento dinamico di un modello strutturale in termini di frequenze proprie, modi di vibrazione e fattori di partecipazione modali. L'analisi modale è fondata sull'ipotesi di comportamento lineare elastico della struttura, per cui a rigore i risultati possono essere considerati validi solo per piccole ampiezze di oscillazione, ed in assenza di fonti di non linearità quali diffusi stati di danneggiamento.

Come anticipato in precedenza, con lo scopo di investigare l'influenza della torre civica sul comportamento dinamico globale dell'edificio, sono stati considerati due modelli numerici: modello A (senza torre, Figura 12) e modello B (con torre, Figura 13).

Dai risultati dell'analisi modale (Tabella 3) si evince che il modello A (senza torre) presenta una buona regolarità del comportamento dinamico avendo, nei primi 2 modi di vibrare, delle componenti traslazionali predominanti in direzione Y e X, rispettivamente.

Relativamente al modello B (con torre), dai risultati dell'analisi modale (Tabella 4) si evince che i primi due modi di vibrare, pur avendo poca massa partecipante coinvolta, sono fortemente caratterizzati da moti rotazionali. Inoltre, la terza e la quarta forma modale del modello B sono molto simili ai primi due modi del modello A (vedi Figure 14-17) anche se con minor massa partecipante coinvolta, essendo questa impegnata nei primi due modi. Questo risultato sottolinea come la presenza della torre civica nel modello numerico determini un'aggiunta di moti locali, alterando lievemente anche il comportamento dinamico globale dell'intera struttura in termini di massa partecipante relativa ai moti traslazionali (circa il 15% in meno nel modello B). Tuttavia, nel proseguo delle analisi sarà considerato il solo modello A per evitare di avere risultati dinamici influenzati da moti locali.

Tabella 3. Risultati dell'analisi modale del Modello A (senza torre) in termini di periodo T e Masse partecipanti M_x e M_y , rispettivamente nelle direzioni x e y.

N. modo	T [s]	M_x [%]	M_y [%]
1	0,255	3,4	64,5
2	0,240	71,2	3,9
3	0,218	0,6	6,4
4	0,153	0,1	0,1

Tabella 4. Risultati dell'analisi modale del Modello B (con torre) in termini di periodo T e Masse partecipanti Mx e My, rispettivamente nelle direzioni x e y

N. modo	T [s]	Mx [%]	My [%]
1	0,428	7,5	7,5
2	0,402	8,5	9,0
3	0,254	4,6	52,4
4	0,242	56,0	3,8

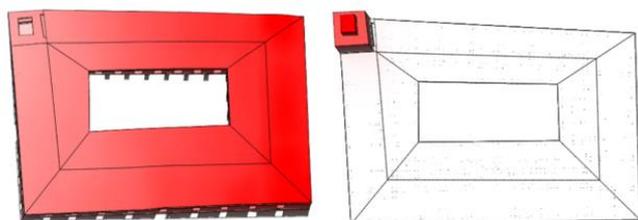


Figura 14. Primo modo di vibrare dei modelli A (senza torre, a sinistra) e B (con torre, a destra).

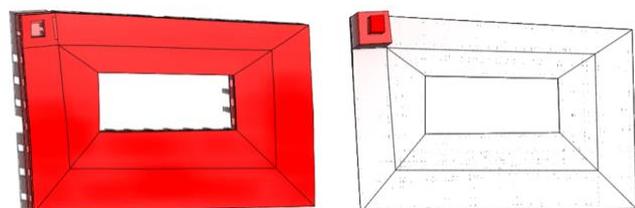


Figura 15. Secondo modo di vibrare dei modelli A (senza torre, a sinistra) e B (con torre, a destra).

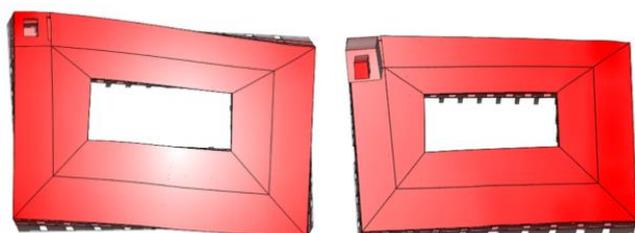


Figura 16. Terzo modo di vibrare dei modelli A (senza torre, a sinistra) e B (con torre, a destra).

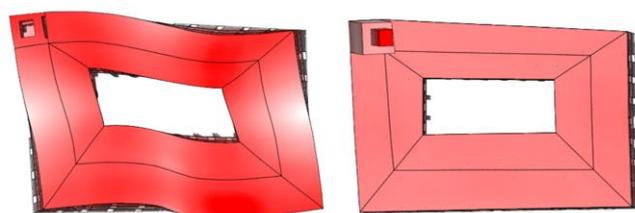


Figura 17. Quarto modo di vibrare dei modelli A (senza torre, a sinistra) e B (con torre, a destra).

6 RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE (TIME HISTORY)

Nelle successive analisi dinamiche è stata valutata la risposta sismica dell'edificio attraverso l'integrazione diretta delle 14 storie sismiche selezionate nel cap. 3.

I risultati proposti in questo lavoro fanno riferimento soltanto alle analisi dinamiche

eseguite in direzione y, che rappresenta la direzione lungo la quale l'edificio presenta maggiori criticità nel comportamento sismico.

Dopo un'analisi di sensitività sull'influenza dei risultati in funzione della posizione del punto di controllo, si è deciso di rappresentare i risultati delle analisi scegliendo i punti di controllo coincidenti con i centri di massa di ciascun piano dell'edificio.

Nel seguito (Figure 18-24) sono riportati i risultati delle analisi dinamiche lineari (time history) espresse in termini di accelerazioni misurate per ciascun piano dell'edificio. In particolare, si può osservare una diversa risposta dinamica per i diversi piani (L1=Livello primo, L2=livello secondo, L3=Livello terzo) rispetto alle accelerazioni imposte alla base (G=fondazione). Questo è dovuto al fatto che le frequenze dell'eccitazione sismica risultano filtrate, aumentando i valori delle accelerazioni al crescere dell'altezza dell'edificio.

Nel grafico di Figura 25 sono rappresentati i valori assoluti dei massimi picchi delle accelerazioni $a_{g,max}$, registrate nelle analisi dinamiche, espresse in funzione dell'altezza del piano H misurato rispetto al livello di fondazione. In particolare, si evidenzia un'amplificazione della domanda sismica al crescere dell'altezza del piano misurato rispetto al livello di fondazione e in modo significativo tra i due primi livelli dell'edificio. Tra secondo e terzo livello, invece, l'amplificazione risulta meno significativa. Infatti, dall'analisi dei risultati esposti nel grafico di Figura 25 si evince come l'amplificazione della domanda sismica sul primo livello dell'edificio risulta incrementata mediamente di circa 3 volte rispetto alla massima accelerazione imposta alla base. Analogamente, l'amplificazione delle accelerazioni misurate sul secondo e terzo livello di calpestio risulta incrementata mediamente di circa 4.5 e 5 volte rispettivamente rispetto all'accelerazione imposta alla base.

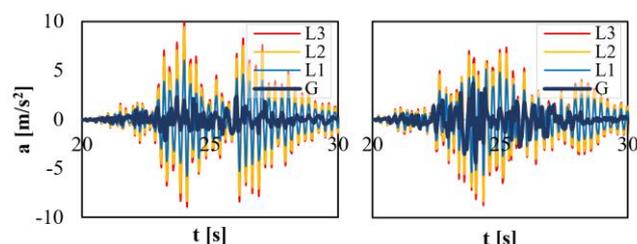


Figura 18. Risposte sismiche misurate per i diversi piani di calpestio (L1= primo livello, L2= secondo livello e L3= terzo livello, G=fondazione) ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.1.

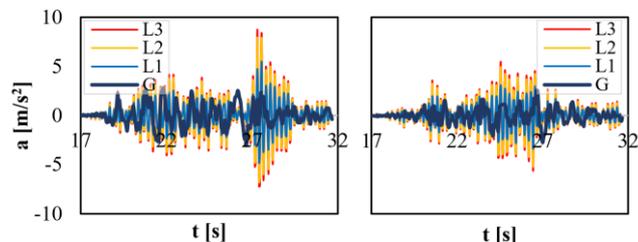


Figura 19. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.2.

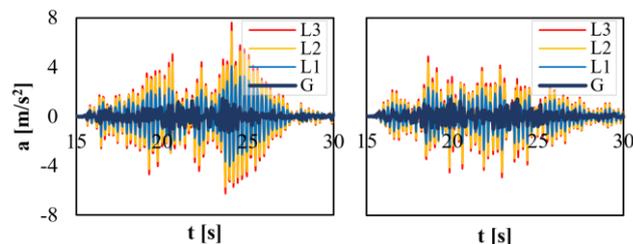


Figura 20. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.3.

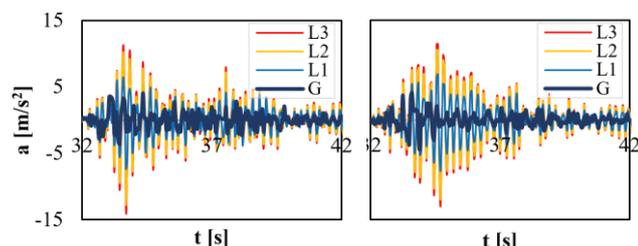


Figura 21. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.4.

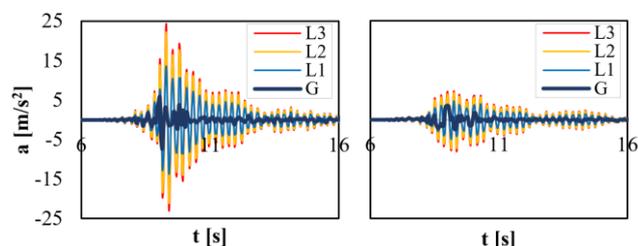


Figura 22. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.5.

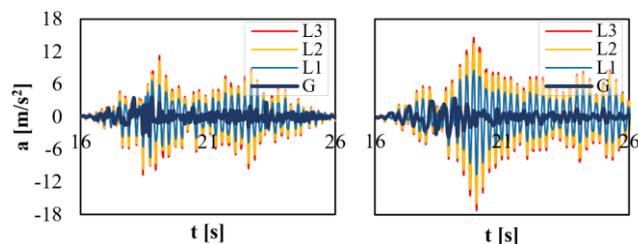


Figura 23. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.6.

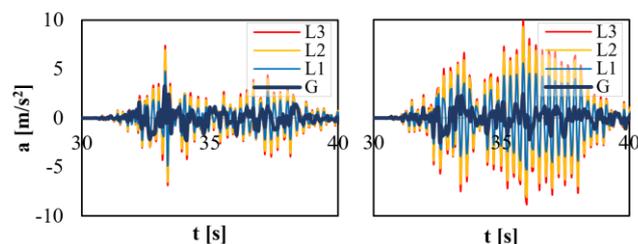


Figura 24. Risposte sismiche misurate per i diversi piani ottenute per le 2 componenti dell'accelerogramma n.7.

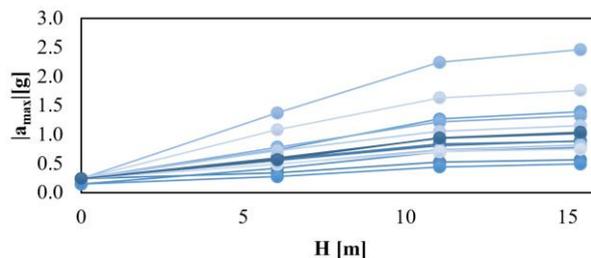


Figura 25. Valori assoluti delle accelerazioni massime $a_{g,max}$, misurate per le 14 componenti sismiche applicate in direzione y dell'edificio, espresse in funzione dell'altezza del piano H misurata dal livello della fondazione.

Ciascun'accelerazione di piano misurata nelle analisi dinamiche (rappresentata nelle Figure 19-24) è, quindi, stata utilizzata per la definizione degli spettri elastici di piano, attraverso l'utilizzo del software SeismoSignal (Antoniou et al. 2008). Tali spettri rappresentano la domanda sismica da utilizzare per la verifica/progettazione degli elementi non strutturali. In particolare, tali spettri sono riportati nelle Figure 26-30 e sono calcolati come media degli spettri di piano ottenuti per le 14 componenti sismiche.

La definizione degli spettri elastici di piano necessari alla progettazione degli elementi non strutturali, il livello di smorzamento viscoso ζ (damping) associato agli elementi non strutturali (arredi, impianti ed altro) rappresenta un parametro fondamentale per la valutazione dei livelli di accelerazione effettivamente attesi su questi elementi. Per questo motivo, nelle Figure 26-30 sono rappresentati gli spettri elastici di piano calcolati al variare dei valori assunti per lo smorzamento viscoso ξ degli elementi non strutturali e rispettivamente pari ai valori di 0%, 2%, 5%, 10% e 20%. In tali grafici si evidenzia la riduzione della domanda sismica per gli elementi non strutturali all'aumentare della capacità di smorzamento viscoso, che rappresenta una proprietà intrinseca degli elementi non strutturali stessi.

Vale la pena osservare che alcuni valori di accelerazione spettrale particolarmente alti in Figura 26 (dell'ordine della decina di g) trovano giustificazione sia nella natura lineare delle analisi svolte che nell'assunzione di smorzamenti viscosi nulli irrealistici.

Inoltre, in tali grafici è proposto un confronto con gli spettri di piano proposti dal codice internazionale (Eurocode 8) per la verifica di elementi non strutturali. In particolare, in tale formulazione, la domanda di accelerazione $S_{a,j}$ del piano j -simo agente su un elemento non strutturale di un edificio pluripiano può essere ricavata dalla equazione (1):

$$S_{a,j} = a_g \cdot S \frac{3(1+z_j/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \geq a_g \cdot S \quad (1)$$

dove a_g è l'accelerazione al suolo (espressa in g) per un sito roccioso, S è il fattore di correzione funzione delle condizioni di suolo, z_j è la quota dell'elemento non strutturale (posto al piano j -simo) misurata dal piano terra, H è l'altezza totale dell'edificio, T_a il periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale, T_1 è il periodo associato al primo modo di vibrazione dell'edificio lungo la direzione di eccitazione.

Dai grafici presenti nelle Figure 26-30 è possibile osservare un'amplificazione della domanda sismica in uno specifico intervallo di periodo corrispondente al periodo del modo fondamentale dell'edificio analizzato ($T_1 = 0.255$ s). Tale amplificazione, dovuta dagli effetti di risonanza che si generano tra edificio ed elementi non strutturali, risulta maggiore rispetto a quella proposta in EC8 e calcolata con la (1). In particolare, l'inadeguatezza della formulazione proposta in EC8 è particolarmente evidente quando si considerano bassi livelli di smorzamento viscoso ζ_a . Basti notare che, infatti, in (1) non è tenuto conto in alcun modo dell'effetto di ζ_a sull'amplificazione della domanda sismica.

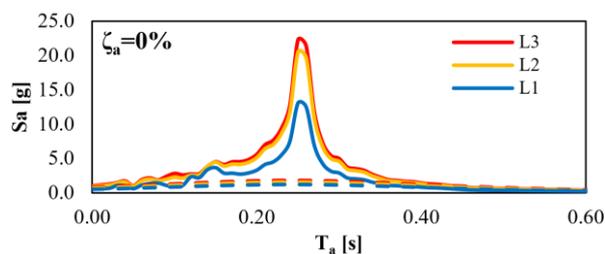


Figure 26. Spettro elastico medio di progetto per gli elementi non strutturali (linee continue) calcolati per un valore di smorzamento viscoso nullo. Con le linee tratteggiate sono rappresentati gli spettri elastici proposti dalla normativa EC8 attraverso la formula (1).

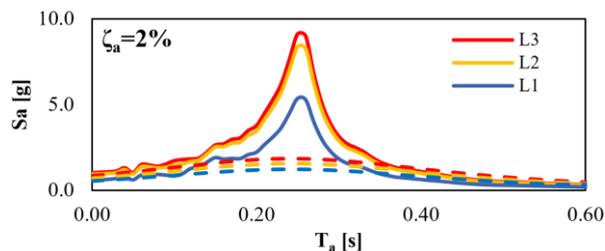


Figure 27. Spettro elastico medio di progetto per gli elementi non strutturali (linee continue) calcolati per un valore di smorzamento viscoso $\zeta_a=2\%$. Con le linee tratteggiate sono rappresentati gli spettri proposti in EC8.

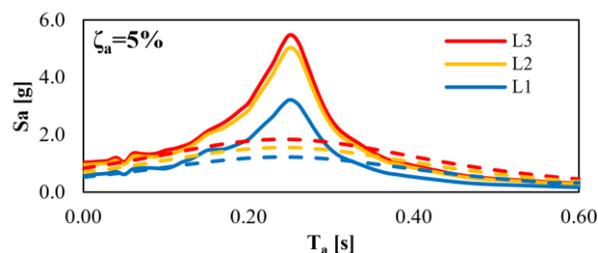


Figure 28. Spettro elastico medio di progetto degli elementi non strutturali (linee continue) calcolati per un valore di smorzamento viscoso $\zeta_a=5\%$. Con le linee tratteggiate sono rappresentati gli spettri elastici proposti in EC8.

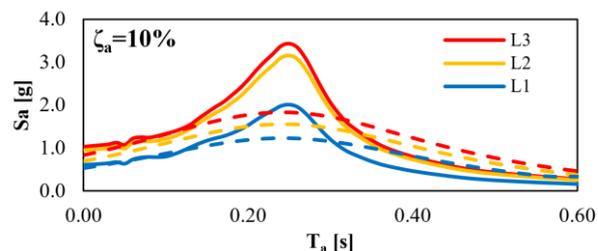


Figure 29. Spettro elastico medio di progetto degli elementi non strutturali (linee continue) calcolati per un valore di smorzamento viscoso $\zeta_a=10\%$. Con le linee tratteggiate sono rappresentati gli spettri elastici proposti in EC8.

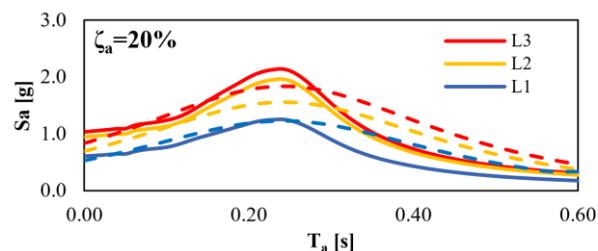


Figure 30. Spettro elastico medio di progetto degli elementi non strutturali (linee continue) calcolati per un valore di smorzamento viscoso $\zeta_a=20\%$. Con le linee tratteggiate sono rappresentati gli spettri elastici proposti in EC8.

Tuttavia, il prossimo aggiornamento delle EC8 prevede una modifica sostanziale della formulazione attuale (1) per la determinazione degli spettri elastici di piano da considerare nella verifica/progettazione degli elementi non strutturali. In particolare, la nuova proposta normativa è definita dalla formulazione (2):

$$S_{a,j} = \frac{PFA_j}{|(Ta/T_1)^2 - 1|} + \sqrt{1 + \left[\left(\frac{Ta}{T_1} \right)^2 \frac{S_{e,a}}{S_{ep,1}} q_D \right]^2} \quad (2)$$

dove PFA_j è l'accelerazione di picco al piano j -simo calcolato dalla (3), $S_{ep,1}$ è il valore spettrale riferito al periodo T_1 e allo smorzamento della struttura ζ_1 , mentre q_d è il fattore di struttura (assunto unitario).

$$PFA_j = \Gamma_1 \left(\frac{z_j}{H} \right) \frac{S_{ep,1}}{q_D} \quad (3)$$

dove Γ_1 è il fattore di partecipazione del modo fondamentale calcolato dalla (4) in cui k è un fattore di modifica della prima forma modale dipendente dalla risposta strutturale (posto pari a 1) e N è il numero delle storie sismiche considerate.

$$\Gamma_1 = \frac{2k+1}{k+1} \frac{2N}{2N+1} \quad (4)$$

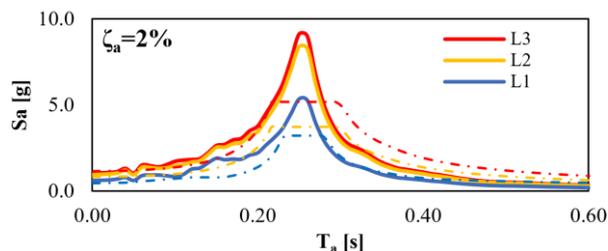


Figura 27. Caso con $\zeta_a=2\%$. Confronto tra gli spettri elastici di piano calcolati con le analisi dinamiche (linee continue) e quelli ottenuti con la formulazione (2) proposta nel prossimo aggiornamento della EC8 (linee tratteggiate).

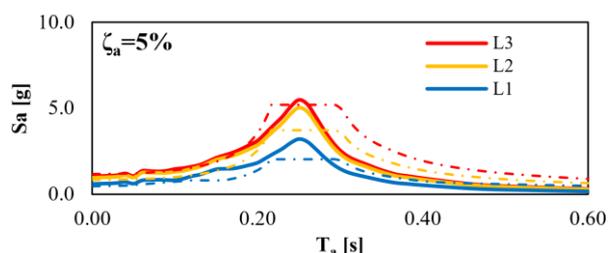


Figura 28. Caso con $\zeta_a=5\%$. Confronto tra spettri elastici di piano calcolati con le analisi dinamiche (linee continue) e quelli ottenuti con la formulazione (2) (linee tratteggiate).

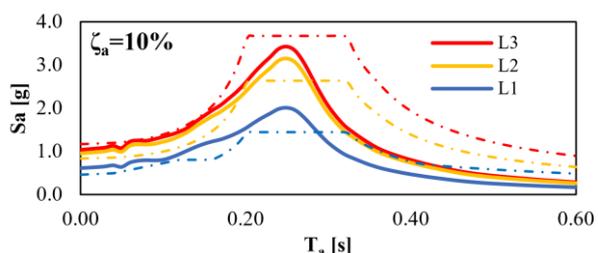


Figura 29. Caso con $\zeta_a=10\%$. Confronto tra spettri elastici di piano calcolati con le analisi dinamiche (linee continue) e quelli ottenuti con la formulazione (2) (linee tratteggiate).

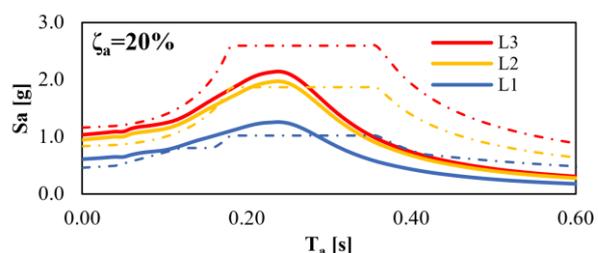


Figura 30. Caso con $\zeta_a=20\%$. Confronto tra spettri elastici di piano calcolati con le analisi dinamiche (linee continue) e quelli ottenuti con la formulazione (2) (linee tratteggiate).

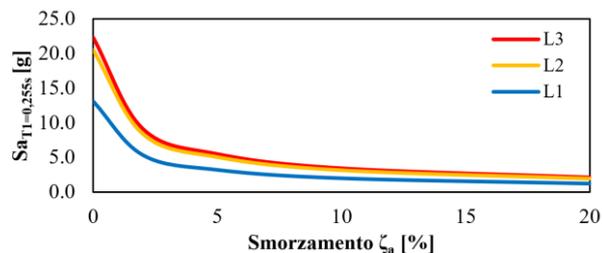


Figura 31. Valori delle accelerazioni spettrali S_a , calcolate per il periodo fondamentale della struttura $T_1=0.255s$, al variare dei valori di ζ_a assunti per gli elementi non strutturali.

Come osservato nelle Figure 27-30, l'aggiornamento della formulazione proposta nella Normativa EC8, passando dalla (1) alla (2), determina una quantificazione della domanda sismica più conservativa, seppur scaturisca, almeno per il caso preso in esame, ancora una netta sottostima nel caso di smorzamenti viscosi ζ_a pari al 2% (Figura 27).

Infine, assumendo in via cautelativa che il periodo fondamentale degli elementi non strutturali T_a corrisponda a quello principale dell'edificio T_1 , leggendo i valori dell'accelerazione spettrale S_{aj} in corrispondenza di T_1 dalle Figure 26-30, è possibile ottenere il grafico di Figura 31. Da esso è possibile osservare come con smorzamenti pari al 5%, normalmente assunto come valore di riferimento, si hanno riduzioni di circa il 460% rispetto al caso teorico di smorzamento viscoso nullo.

7 CONCLUSIONI

La necessità di progettare elementi non strutturali che possano garantire un riparo sicuro per le persone in caso di evento sismico è, oggi giorno, una problematica da affrontare. Infatti, i recenti eventi sismici hanno mostrato come il danneggiamento di elementi possa determinare consistenti perdite sia a livello economico e sia in termini di vite umane.

Nel presente lavoro, sono state eseguite analisi dinamiche lineari attraverso l'integrazione diretta di un gruppo di 7 accelerogrammi naturali spettro-compatibili, con lo scopo di determinare gli spettri di piano medi da utilizzare per la verifica degli elementi strutturali. Nello specifico, si è fatto riferimento ad un edificio storico sito in L'Aquila nello stato antecedente al forte terremoto del 2009 che ne ha portato ad ingenti danni strutturali.

Un confronto con gli spettri di piano suggeriti attualmente dalla normativa EC8 ha messo in

evidenza la necessità di fare riferimento a nuovi metodi maggiormente conservativi per la valutazione della domanda sismica per gli elementi non strutturali. Tuttavia, la nuova formulazione proposta, in forma non ancora definitiva, per l'aggiornamento della EC8 consente di stimare molto più cautelativamente la domanda sismica per la verifica/progettazione degli elementi non strutturali. Infatti, essa consente di meglio stimare l'incremento delle accelerazioni dovuti ai fenomeni di risonanza che avvengono tra la struttura e gli elementi non strutturali.

REFERENCES

- Antoniou, S., Pinho, R., Bianchi, F., 2008. SeismoSignal. *Version 3.2. 0*.
- Bazzurro, P., Cornell, C., 1999. Disaggregation of seismic hazard. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **89**(2), 501-520.
- Calvi, P., Sullivan, T., 2014. Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems. *Earthquakes and Structures*, **6**(7), 17-38.
- Dhakal, R., P., 2010. Damage to Non-structural Components and Contents in the 2010 Darfield earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **43**(4), 404.
- Eurocode, C. E. N., 2003. 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part, 1.1, EN 1998-1.
- Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., 2010. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **8**(2), 339-362.
- Iervolino, I., Galasso, C., Paolucci, R., Pacor, F., 2011, Engineering ground motion record selection in the Italian ACcelerometric Archive. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **9**(6):1761-1778.
- Midas, F. E. A., 2013. Nonlinear and detail FE analysis system for civil structures.
- Miranda, E., Taghavi, S., 2003. Estimation of seismic demands on acceleration-sensitive nonstructural components in critical facilities. In *Proceedings of the seminar on seismic design, performance, and retrofit of nonstructural components in critical facilities*, ATC (Vol. 292).
- NTC, L. G., 2018. Norme tecniche per le costruzioni. Italian Technical Norms for Constructions.
- Scandone, P., Stucchi, M., 2000. La zonazione sismogenetica ZS4 come strumento per la valutazione della pericolosità sismica. Le ricerche del GNDT nel campo della pericolosità sismica (1996–1999), 3-14.
- Sullivan, T., Calvi, P. M., Bolognini, D., 2015. Valutazione degli spettri di piano per la progettazione sismica di elementi non strutturali. *Progettazione Sismica*, (3).
- Taghavi, S., Miranda, E., 2006. Seismic demand assessment on acceleration-sensitive building nonstructural components. In *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA*.