



# Il ruolo degli effetti di sito sulla risposta strutturale degli edifici nella conca aquilana

Giuseppe Tropeano, Lorenza Evangelista, Anna d'Onofrio, Francesco Silvestri  
*Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale, Università di Napoli Federico II. Via Claudio, 80125 Napoli.*

Paolo Ricci, Gerardo Mario Verderame  
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II. Via Claudio, 80125 Napoli.*

*Keywords: effetti di sito, analisi di risposta sismica, danno strutturale*

## ABSTRACT

Il terremoto de L'Aquila del 6 aprile 2009 è stato significativamente caratterizzato dagli effetti di sito, evidenziati sia dalla variabilità delle registrazioni accelerometriche in zona *near fault* che dalla disuniforme distribuzione del danno rilevato. In particolare, nel quartiere aquilano di Pettino, in corrispondenza di un complesso residenziale composto da sette edifici della stessa tipologia strutturale, è stato osservato un danneggiamento molto diversificato.

La nota riporta i risultati di una serie di analisi di risposta sismica locale 1D, condotte in corrispondenza di alcuni degli edifici del quartiere, per i quali si disponeva di indagini geotecniche di dettaglio, finalizzate a valutare l'influenza degli effetti di sito sulla risposta delle strutture. I risultati delle analisi condotte in condizioni di campo libero hanno mostrato significative amplificazioni del moto proprio in corrispondenza delle frequenze fondamentali del moto di input. Le analisi del sistema sottosuolo-edificio, condotte mediante l'utilizzo di un codice con formulazione a masse concentrate hanno inoltre consentito di verificare l'incidenza dell'interazione inerziale sul moto in superficie, nonché di riprodurre in forma semplificata il meccanismo di piano soffice osservato.

## 1 INTRODUZIONE

I centri urbani della conca de L'Aquila colpiti dal terremoto del 6 Aprile del 2009 sono caratterizzati da un edificato estremamente variabile nella tipologia e spesso in stato di forte degrado. Tale circostanza, comune per altro all'intero territorio nazionale, è ascrivibile principalmente alla stratificazione storica del patrimonio edilizio, fattore che ha reso particolarmente difficoltosa la valutazione degli effetti del sisma in termini di intensità macrosismica.

Il rilievo del danno causato dall'evento principale della sequenza aquilana (Galli & Camassi, 2009) ha mostrato una distribuzione asimmetrica dell'intensità macrosismica rispetto all'epicentro del sisma, caratterizzata da valori che non superano il VI grado MCS nelle zone poste a nord e ad ovest dell'epicentro, mentre a sud-est della città l'intensità raggiunge il IX-X MCS e si

estende per diverse decine di km. L'analisi del danno ha evidenziato che sia gli effetti locali (Lanzo et al., 2010) sia la direttività della sorgente (Chioccarelli & Iervolino, 2010), oltre che la vulnerabilità delle diverse tipologie strutturali, hanno avuto influenza determinante sulla disomogeneità della distribuzione del danneggiamento. In particolare, la variabilità delle caratteristiche geomorfologiche e meccaniche dei terreni ha dato luogo a scenari di danno completamente diversi in centri urbani poco distanti tra loro.

Anche ad una scala di maggior dettaglio, in area epicentrale è stato osservato un danneggiamento diversificato su edifici con tipologia strutturale simile (Verderame et al., 2009).

Un caso di danneggiamento particolarmente interessante è stato osservato nel quartiere residenziale di Pettino, sito nell'area a nord-ovest

de L'Aquila, alle pendici dell'omonimo monte. In corrispondenza del complesso residenziale di via Dante Alighieri, costituito da sette edifici in cemento armato simili per tipologia (Figura 1), cinque edifici hanno riportato danni moderati (D1) ad elementi non strutturali, mentre in due casi è stato osservato il collasso strutturale (D5). Per verificare l'eventuale ruolo degli effetti di sito sulla disuniforme distribuzione del danno (§ 2), in questo lavoro sono stati raccolti tutti i dati disponibili per la caratterizzazione geotecnica di dettaglio del sottosuolo dell'area (§ 3), e sono state quindi condotte analisi 1D di risposta locale in condizioni di campo libero (§ 4), portando in conto anche la non linearità dei terreni presenti. Infine sono state effettuate alcune analisi modellando in maniera semplificata il sistema sottosuolo-struttura (§ 5).

## 2 ANALISI DEL DANNO

Il quartiere di Pettino, ubicato alla periferia nord-ovest della città del L'Aquila, ha mostrato un grado di danneggiamento degli edifici maggiore anche rispetto a quello di altre zone più prossime all'epicentro.

Il rilievo di dettaglio condotto sugli edifici di via Dante Alighieri è riportato in Figura 1.

Lungo tratto di strada di circa 200 m, dove è presente un complesso residenziale composto da sette edifici della stessa tipologia strutturale, si alternano casi di danneggiamento ad elementi non strutturali (D1) a casi di collasso (D5) associati a un meccanismo di tipo taglio-torsione che ha provocato la crisi nei nodi pilastro-trave del primo impalcato e conseguente meccanismo di rottura tipo piano soffice (*soft storey*).

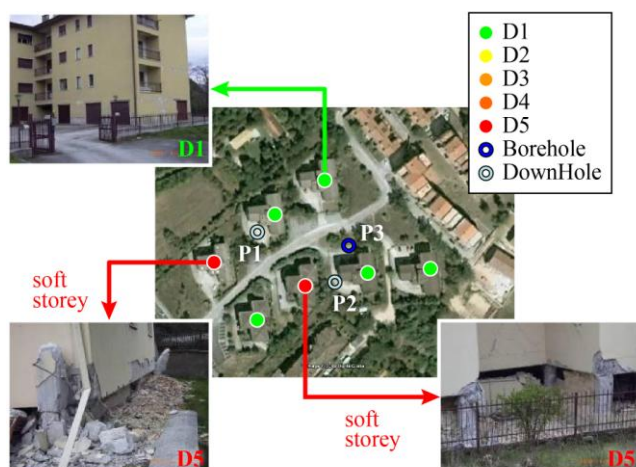


Figura 1. Area di studio: ubicazione delle indagini in sito e distribuzione del danno osservato (Lanzo et al., 2010).

I fabbricati presentano tutti una pianta non regolare a T, ed una distribuzione disomogenea delle tamponature, sia in pianta sia in elevazione. Negli edifici di via Dante Alighieri non è stata riscontrata la crisi flessionale, e la crisi nei nodi non si è avuta secondo le modalità canoniche, ma per taglio – attrito. Ciò è dovuto ad un incremento della richiesta di resistenza causato dalla interazione locale tra le tamponature e gli elementi strutturali, ed alla riduzione della capacità causata da:

- componente verticale del moto non trascurabile (variazione di sforzo assiale);
- ripresa di getto poco curata;
- assenza di opportuni accorgimenti nella progettazione in zona sismica (armatura trasversale inadeguata in nodi e colonne).

Se da un lato queste strutture presentano evidenti carenze progettuali ed esecutive, dall'altro la risposta degli edifici è stata profondamente condizionata dall'azione verticale, non prevista dalle norme tecniche vigenti all'epoca della progettazione.

## 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il quartiere di Pettino sorge su depositi di conoide dell'omonimo monte, ovvero su ghiaie calcaree da addensate a ben addensate, con stratificazione piano-parallela ed immersione coincidente con quella del pendio. Intercalati alle ghiaie, sono presenti livelli, dello spessore dell'ordine del metro, di brecce calcaree ben cementate e differenti livelli sabbiosi.

A seguito del terremoto, nell'ambito delle indagini per la ricostruzione e per la microzonazione sismica della conca aquilana, in via Dante Alighieri sono stati eseguiti tre sondaggi stratigrafici e due prove geofisiche in foro di tipo *Down-Hole* (DH), fino a una profondità massima di 30m (Figura 1 - 2).

In Figura 2a sono riportati i profili stratigrafici corrispondenti alle prove in foro: uno strato di detrito alterato a granulometria medio fine di oltre 10m di spessore (*debris sand*) poggia su uno strato di detrito più grossolano di spessore confrontabile (*debris gravel*), che sovrasta un limo alluvionale (*alluvial silt*).

I profili di velocità, mostrati nella stessa figura, sono stati ottenuti mediando i risultati delle dromocrone relative alle due prove DH (Chiarini et al., 2011).

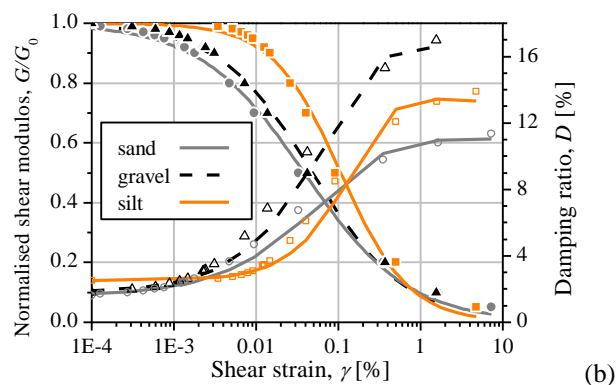
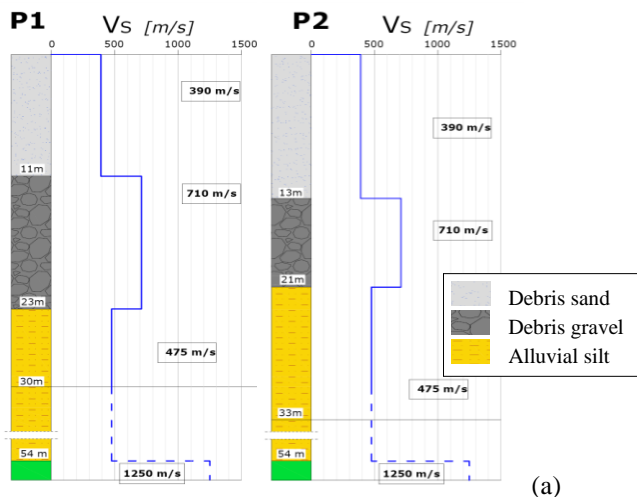


Figura 2. (a) Stratigrafie e profili di velocità delle onde di taglio; (b) curve di riduzione della rigidità a taglio e dello smorzamento (modificato da Chiarini et al., 2011).

Lo strato superficiale di detrito alterato è caratterizzato da velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , di 390 m/s, notevolmente inferiore rispetto a quella misurata nelle ghiaie sottostanti ( $V_s = 710$  m/s). Entrambi i profili sono poi caratterizzati da una inversione di  $V_s$  in corrispondenza dello strato di limo, che presenta un valore medio pari a 474 m/s, notevolmente più bassa rispetto a quella delle ghiaie sovrastanti. In entrambe le prove geofisiche in foro non si è intercettato il substrato roccioso: la profondità del *bedrock* è stata, pertanto, desunta dai risultati di una tomografia sismica profonda effettuata nell'area (Working group MSZ-2, 2010). Tale ipotesi è stata convalidata dal confronto tra la frequenza fondamentale del sottosuolo, valutata eseguendo un'analisi lineare 1D utilizzando il modello di velocità riportato in Figura 2a, e la frequenza sperimentale ottenuta dall'analisi dei rapporti spettrali HVSR dalle misure di microtremori condotte nella stessa area (Working group MSZ-2, 2010).

Il comportamento dei terreni in campo non lineare è stato modellato attraverso le curve di variazione della rigidità normalizzata,  $G/G_0$ , e dello smorzamento,  $D$ , con la deformazione di taglio,  $\gamma$  (Figura 2b), ottenute sperimentalmente

attraverso prove di laboratorio su campioni di terreni simili, prelevati nella valle dell'Aterno (d'Onofrio et al., 2010).

#### 4 EFFETTI DI SITO IN CONDIZIONI DI CAMPO LIBERO

Alla scala dell'edificio, le analisi di risposta del sito sono state eseguite sia con il codice di calcolo 1D lineare equivalente EERA (Bardet et al., 2000), che effettua l'analisi nel dominio delle frequenze, sia con il codice ACST (Ausilio et al., 2008; Tropeano et al., 2011), che utilizza una formulazione a masse concentrate con smorzatori, molle non lineari e dissipatori a scorrimento, ed opera nel dominio del tempo. Per la modellazione dello smorzamento, il codice adotta una formulazione alla Rayleigh con doppia frequenza di controllo. La non linearità dei terreni è descritta mediante la funzione iperbolica modificata (MKZ), mentre lo smorzamento isteretico è espresso mediante i criteri di Masing modificati secondo la recente formulazione proposta da Phillips & Hashash (2009).

Le analisi sono state condotte per entrambi i profili di velocità delle onde di taglio riportati in Figura 2a, al fine di valutare l'effetto della variabilità locale degli spessori dei litotipi rilevati.

L'input sismico utilizzato nelle analisi è stato derivato dalla registrazione del *main shock* della sequenza aquilana acquisita alla stazione AQQ, posta lungo un transetto di stazioni trasversale alla valle, in zona *near fault*.

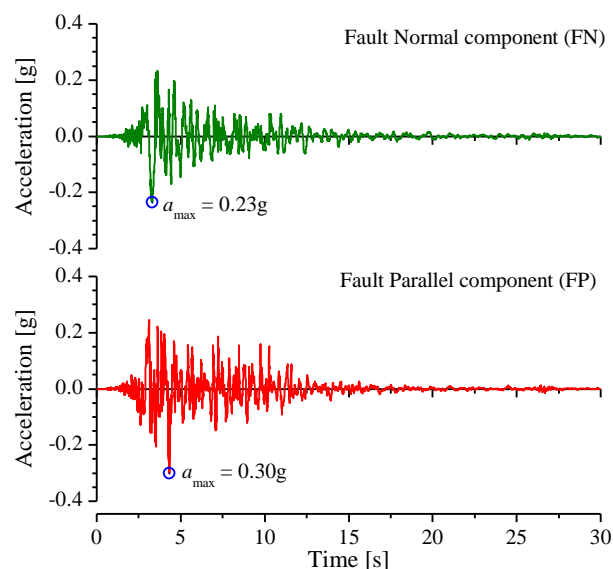


Figura 3. Accelerogrammi dell'evento principale registrato alla stazione AQQ, deconvolte alla profondità del *bedrock* individuato per la stazione e proiettato lungo le direzioni *fault normal* (FN) e *fault parallel* (FP).

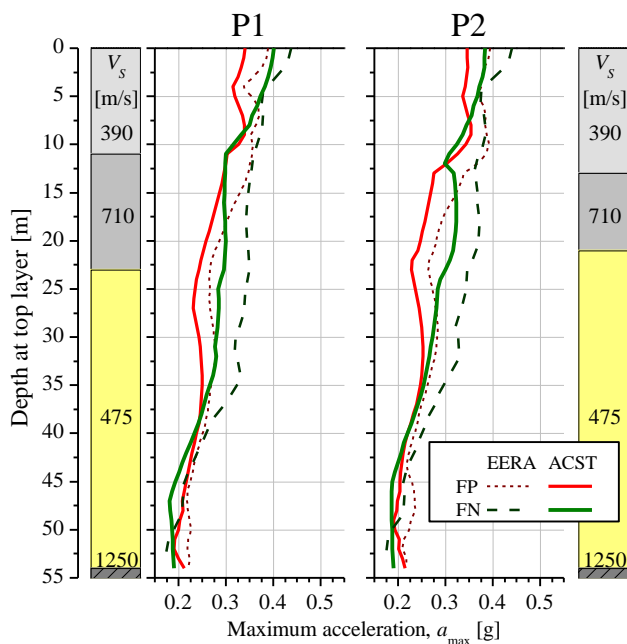


Figura 4. Profili di accelerazione massima da analisi lineari equivalenti (tratteggiati) ed analisi non lineari (continui).

Il segnale registrato in superficie è stato preliminarmente scalato per un fattore di amplificazione topografica, assunto pari a 1.2, e quindi proiettato lungo le direzioni normale (FN - *Fault Normal*) e parallela (FP - *Fault Parallel*) alla faglia che ha generato l'evento. Gli accelerogrammi ottenuti sono stati infine deconvoluti fino al substrato rigido, considerando il profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio ottenuto da una prova *down-hole* eseguita in prossimità della stazione AQQ (ITACA <http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>), secondo cui la stazione è posta su 26 m di calcare alterato.

I risultati delle analisi in condizioni di campo libero sono riportati in Figura 4 in termini di profili di accelerazione massima,  $a_{max}$ , ottenuti con i due differenti codici per entrambe le componenti considerate. Per le due verticali analizzate, P1 e P2, i profili di accelerazione sono risultati simili, essendo il principale contributo all'amplificazione fornito dallo strato superficiale di detrito alterato più deformabile. L'approccio lineare equivalente fornisce valori di  $a_{max}$  maggiori rispetto al codice non lineare, seppure confrontabili. Le analisi condotte con entrambi i codici danno luogo a valori di  $a_{max}$  in superficie maggiori lungo la direzione normale alla faglia, FN.

Nella Tabella 1 si riportano i coefficienti di amplificazione,  $F_{PGA}$ , intesi come rapporto tra la PGA valutata in superficie e quella misurata su suolo rigido, ottenuti lungo le due verticali utilizzando i due diversi codici. Sono, inoltre,

riportati i coefficienti di amplificazione,  $S_s$ , prescritti dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) (DM 14/1/2008) riferiti agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e collasso (SLC), per terreni di classe B ( $V_{s,30} = 360-800$  m/s), a cui sono assimilabili entrambi i profili di sottosuolo. I coefficienti di amplificazione calcolati con entrambe le analisi sono poco superiori a quelli suggeriti dalle NTC, e dimostrano che l'amplificazione locale ottenuta in questo studio non risulta particolarmente gravosa in termini di accelerazione di picco.

Tabella 1. Confronto tra i valori del coefficiente di amplificazione,  $F_{PGA}$ , ottenuti in questo studio e quelli prescritti dal DM 14/1/2008,  $S_s$ , per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e collasso (SLC).

| Input | DH | $F_{PGA}$<br>(EERA) | $F_{PGA}$<br>(ACST) | $S_s$<br>(SLV) | $S_s$<br>(SLC) |
|-------|----|---------------------|---------------------|----------------|----------------|
| FP    | P1 | 1.34                | 1.17                | 1.15           | 1.08           |
|       | P2 | 1.36                | 1.25                |                |                |
| FN    | P1 | 1.54                | 1.21                | 1.15           | 1.08           |
|       | P2 | 1.56                | 1.30                |                |                |

Nelle Figura 5a-b sono mostrate le funzioni di trasferimento non lineari ottenute per i due profili. Le funzioni di amplificazione ottenute con entrambi i codici mostrano un primo picco corrispondente ad una frequenza di circa 1.9Hz, leggermente inferiore rispetto alla frequenza di risonanza,  $f_1$ , dell'intera colonna di terreno

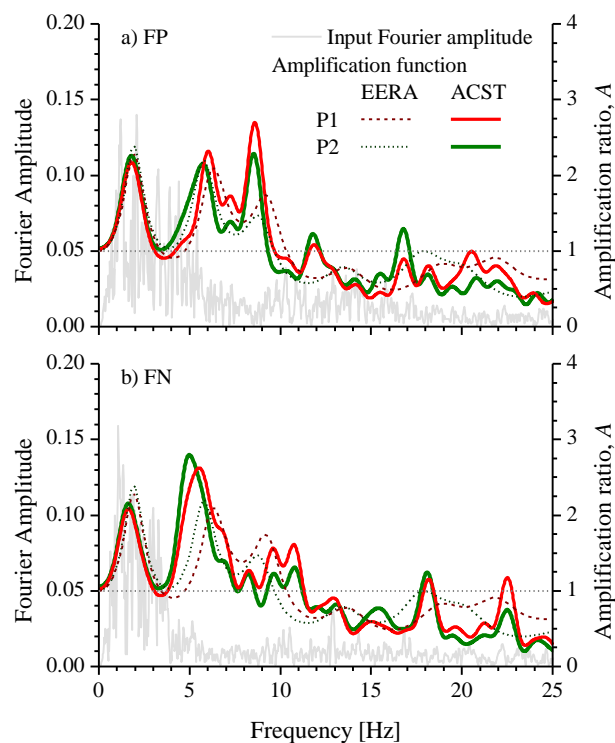


Figura 5. Funzioni di amplificazione ottenute con i codici EERA e ACST per le componenti del moto (a) FP e (b) FN.

calcolata in condizioni lineari ( $f_{1,P1} = 2.36\text{Hz}$ ;  $f_{1,P2} = 2.26\text{Hz}$ ). Il secondo picco è associabile invece alla frequenza fondamentale dei primi due strati di terreno ( $\sim 6\text{Hz}$ ), ed il terzo a quella dello strato più superficiale ( $\sim 9\text{Hz}$ ); entrambe sono prossime a quelle valutate in condizioni lineari.

Nelle stesse figure sono riportati anche gli spettri di Fourier delle due diverse componenti del moto di input. La frequenza dominante, intesa come frequenza corrispondente al picco dello spettro di Fourier, è pari a 2.75 Hz per la componente FP e 1.07 Hz per la FN. Quest'ultima è circa pari alla frequenza dell'impulso che caratterizza l'effetto di direttività presente nella componente FN (Chiccarelli, 2011). La frequenza del primo picco di amplificazione, per entrambe le componenti, ricade nell'intervallo in cui è contenuta la frequenza dominante del segnale; appare pertanto evidente un effetto di risonanza in corrispondenza della prima frequenza, mentre il secondo ed il terzo picco della funzione di amplificazione sono caratterizzati da valori di frequenza cui è associato un contenuto energetico poco significativo del segnale di input.

La non-linearità del comportamento dei materiali ha, come ci si attende, un effetto di riduzione delle frequenze fondamentali rispetto a quelle valutate adottando un modello lineare; tale effetto si coglie in maniera evidente dai risultati delle analisi effettuate con il codice ACST.

A tal proposito, è bene rilevare che nelle analisi non lineari si dovrebbe avere una variazione nel tempo delle frequenze di risonanza dovuta alla riduzione della rigidità del terreno. A rigore, pertanto, la funzione di trasferimento, ottenuta rapportando lo spettro di Fourier del segnale in input a quello in superficie, non fornisce un'indicazione completa sulla frequenza fondamentale del terreno.

In Figura 6 sono riportati, per le due componenti, gli spettri di risposta in superficie con smorzamento 5%, confrontati con quelli dei segnali in input e quelli suggeriti dalla NTC per un terreno di classe B, con riferimento agli stati limite SLV e SLC. Per entrambe le componenti, gli spettri di risposta calcolati, mostrano una significativa amplificazione per periodi inferiori a 1s. L'accelerazione spettrale massima, attinta sulla componente FP intorno ad un periodo di circa 0.5s, evidenzia il fenomeno di risonanza delle verticali P1 e P2 in corrispondenza di una frequenza di circa 2 Hz, mentre per la

componente FN si rileva un picco significativo anche in corrispondenza dei periodi compresi tra 0.25 e 0.35s, già evidente nello spettro del segnale di input e che corrisponde grossomodo al periodo fondamentale di un edificio ordinario di 2 piani. Gli spettri di normativa sottostimano le accelerazioni spettrali nell'intervallo di periodi compreso tra 0.6s e 1s, che è quello in corrispondenza del quale è contenuta la gran parte dell'energia del segnale di input.

Il confronto tra i risultati ottenuti con EERA e quelli con ACST mostra un sostanziale accordo, se si eccettua la risposta alle alte frequenze ovvero per periodi  $< 0.1\text{s}$ . Ciò è attribuibile alla differente formulazione dello smorzamento iniziale utilizzato dai due codici.

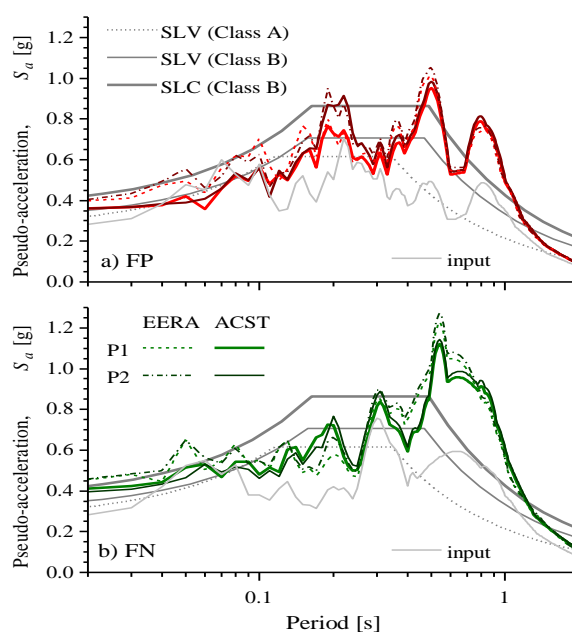


Figura 6. Confronto tra gli spettri di risposta di pseudoaccelerazione di Normativa, gli spettri di input e quelli calcolati in superficie con i codici di calcolo EERA e ACST, per i profili P1 e P2 e per le componenti del moto FP (a) e FN (b) considerati in questo studio.

## 5 ANALISI DEL SISTEMA TERRENO-STRUTTURA

La valutazione semplificata del comportamento dinamico del sistema costituito dal sottosuolo e dalla struttura in elevazione è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo ACST, in cui la struttura è stata modellata come un mezzo continuo equivalente alla stregua dei terreni sottostanti. Nella formulazione adottata, la struttura è stata modellata come un telaio piano *shear type*, in cui l'impalcato e le travi sono considerate come infinitamente rigide, e forniscono solo un contributo inerziale all'azione sui pilastri.

In Figura 7 è riportato lo schema a masse concentrate del modello messo a punto in questo studio, in cui massa e rigidità delle fondazioni superficiali sono inglobate in quelle del primo strato di terreno, in mancanza di informazioni sul dettaglio delle fondazioni. È stato analizzato un telaio tipo che può essere considerato mediamente significativo della tipologia strutturale che contraddistingue gli edifici dell'area di Pettino. Il telaio è composto da tre impalcati, di interpiano di 3m, e da 8 pilastri di sezione 0.3x0.5m con modulo elastico,  $E$ , pari a 27000 MPa (Verderame et al., 2011). I valori della rigidità di piano sono stati ricavati dai diagrammi forza-spostamento di piano ('curve di capacità'), ottenuti da analisi di *pushover* (Figura 8a). In particolare la rigidità iniziale,  $G_0$ , è la pendenza del tratto iniziale della curva di capacità interpretata in termini di legame tensio-deformativo, ovvero dividendo le forze di piano per l'area di impronta del telaio ( $A_t = 8.4m^2$ ) ed approssimando la deformazione tangenziale al rapporto tra gli spostamenti relativi di piano e l'altezza di interpiano. Ne risulta per il primo piano un modulo di taglio iniziale,  $G_{0,1}$ , pari a 86MPa, mentre per i piani tamponati il modulo iniziale è risultato pari a 985MPa.

Dalle stesse curve si è ottenuta un'indicazione per la definizione della curva di decadimento della rigidità normalizzata in funzione della deformazione di taglio, secondo il modello iperbolico modificato (MKZ) implementato in ACST (Figura 8c). La funzione ottenuta per il primo impalcato interpola in maniera soddisfacente i punti della curva di capacità.

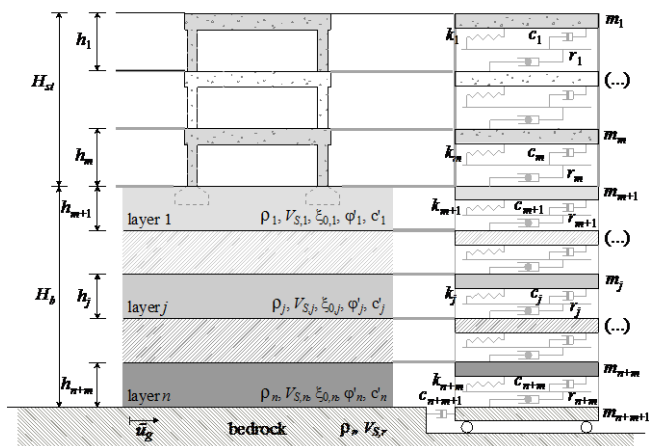


Figura 7. Schema di calcolo del modello a masse concentrate in presenza di una struttura in elevazione, implementato nel codice di calcolo ACST.

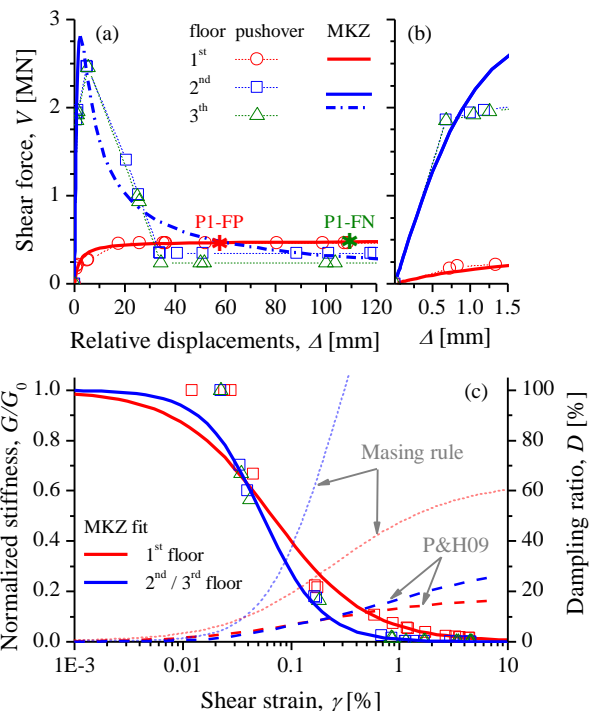


Figura 8. (a) Curve di capacità di piano, (b) particolare delle curve di capacità per l'intervallo di spostamento relativo in cui il comportamento della struttura è lineare, (c) interpolazione della riduzione della rigidità di piano con il modello iperbolico modificato (MKZ) e stima dello smorzamento isteretico utilizzando i criteri di Masing e la formulazione di Phillips & Hashash (2009) (P&H09).

Per il secondo ed il terzo impalcato si è considerata un'unica curva che descrive correttamente la fase pre-picco ma in maniera non altrettanto adeguata quella di *softening* (linea tratto-punto in Figura 8a). Lo sviluppo di tale fase, inoltre, non è contemplato nei criteri di Masing implementati in ACST, a meno di non definire un'adeguata legge di decadimento della rigidità iniziale. Pertanto, la curva può essere considerata valida nella fase monotona crescente ovvero nell'ipotesi che i due impalcati non raggiungano le condizioni di picco, ipotesi poi verificata dai risultati delle analisi (vedi Tabella 2).

Nella modellazione della struttura non è stato considerato il contributo dello smorzamento viscoso. La funzione che descrive lo smorzamento isteretico è stata definita, in maniera teorica, dalla curva di decadimento del modulo normalizzato utilizzando la formulazione di Phillips & Hashash (2009), indicata come 'P&H09' nella Figura 8c, e ipotizzando, in assenza di alcuna informazione in merito, uno smorzamento medio di 5% nell'intervallo di deformazioni comprese tra 0.001% e 10%. Tale ipotesi si è resa necessaria poiché il valore dello smorzamento ottenuto applicando solamente i

criteri di Masing risulta eccessivamente elevato (cfr. Figura 8c).

La possibilità che si raggiunga la condizione di rottura è stata modellata introducendo uno smorzatore a scorrimento plastico per ciascuno strato in cui è stato suddiviso il terreno e per ciascun impalcato della struttura. La tensione limite di rottura è data da:

- criterio di rottura di Mohr-Coulomb per i terreni; descritto attraverso parametri di attrito e coesione,  $\varphi'$  e  $c'$  compatibili con la curva tensione-deformazione descritta dal modello MKZ;
- valore di tensione corrispondente al massimo delle curve di capacità di piano (Figura 8a) per la struttura.

I risultati delle analisi sono riportati nella Figura 9 (indicati con SSI) in termini di profili di accelerazione massima calcolati per entrambe le verticali di indagine e per le due componenti del moto considerate. Nella stessa figura sono riportati i valori dell'accelerazione di picco ottenuti per la condizione *free field* (FF - linee tratteggiate). Si osserva una sensibile riduzione del moto nel primo strato di terreno rispetto alla condizione *free field* per entrambi i profili, in particolare per la componente FN.

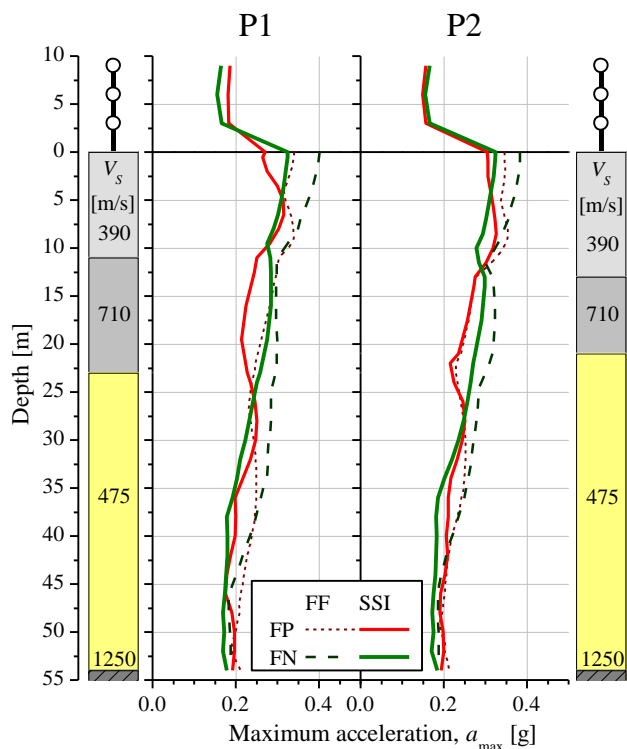


Figura 9. Confronto tra i profili di accelerazione massima ottenuti in condizioni di *free field* (FF) e quelli calcolati in presenza della struttura (SSI) per i profili P1 e P2 e per le componenti del moto FP e FN.

Per quanto riguarda la risposta della struttura in elevazione, si rileva una sensibile riduzione delle accelerazioni massime valutate in corrispondenza degli impalcati in tutte le analisi. Tale effetto è ascrivibile ai valori elevati della deformazione che si ottengono per il primo livello dell'edificio, come mostrato nei profili delle deformazioni di taglio massime in Figura 10. Ad esempio, per il profilo P1, le deformazioni massime sono risultate pari a circa 1.92% per la componente FP e 3.72% per la componente FN, corrispondenti a uno spostamento massimo del primo impalcato rispetto al moto del terreno di fondazione pari a circa 5.7cm e 10.9cm rispettivamente. Nella Tabella 2 sono riassunti i valori massimi degli spostamenti relativi di piano e delle forze di taglio ad essi associati, ottenuti per tutte le analisi effettuate.

Tabella 2. Valori dello spostamento massimo relativo e della forza di taglio di piano ottenuti per le diverse analisi effettuate in questo studio.

| Piano | Spostamenti relativi [mm] |      |       |       | Forze di taglio, V [kN] |     |     |     |
|-------|---------------------------|------|-------|-------|-------------------------|-----|-----|-----|
|       | FP                        |      | FN    |       | FP                      |     | FN  |     |
|       | P1                        | P2   | P1    | P2    | P1                      | P2  | P1  | P2  |
| 1     | 57.7                      | 55.8 | 109.4 | 111.7 | 467                     | 467 | 476 | 476 |
| 2     | 0.10                      | 0.12 | 0.12  | 0.12  | 287                     | 319 | 332 | 334 |
| 3     | 0.03                      | 0.06 | 0.06  | 0.06  | 98                      | 165 | 174 | 175 |

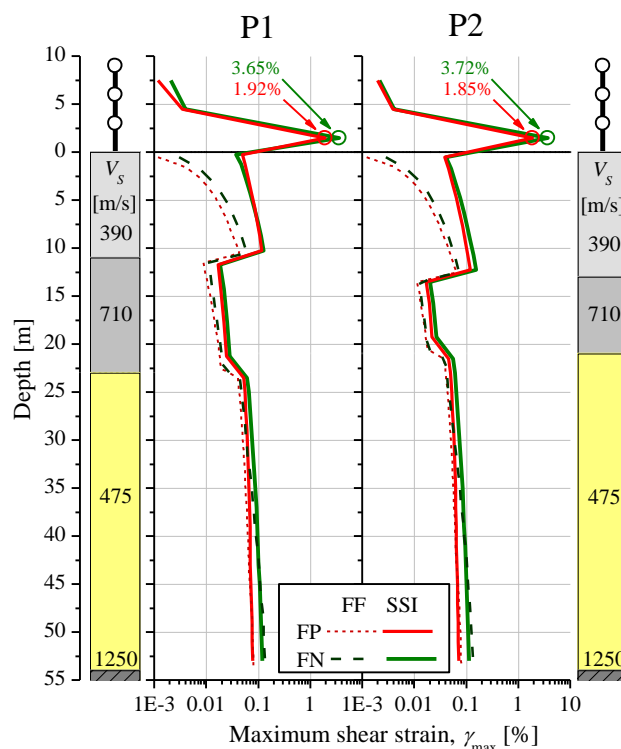


Figura 10. Confronto tra i profili di deformazione di taglio massima ottenuti in condizioni di *free field* (FF) e quelli calcolati in presenza della struttura (SSI) per i profili P1 e P2 e per le componenti del moto FP e FN.

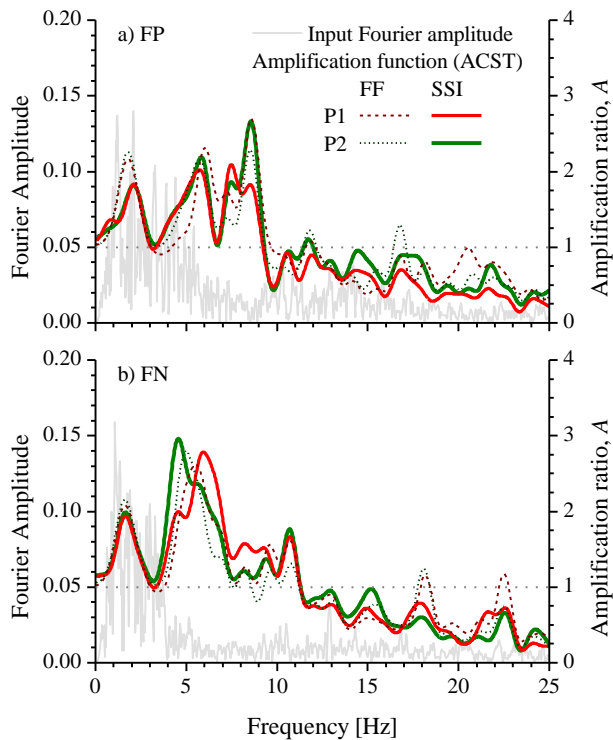


Figura 11. Confronto tra le funzioni di amplificazione ottenute in condizioni di *free field* (FF) e quelle calcolate in presenza della struttura (SSI) per i profili P1 e P2 e per le componenti del moto FP (a) e FN (b).

Si noti che gli spostamenti attinti in corrispondenza del primo piano nella direzione FN sono sistematicamente circa il doppio di quelli nella direzione FP.

Per entrambe le componenti, l'effetto della presenza della struttura si traduce in una riduzione dell'ampiezza del moto sia in superficie sia in profondità a causa del fenomeno di interazione inerziale con la struttura in elevazione alla quale viene trasmessa un'ampiezza inferiore a quella calcolata con l'analisi *free-field*.

In generale, per tutte le analisi effettuate, la riduzione del moto in superficie osservato nelle analisi SSI può essere imputata all'aumento delle deformazioni nel banco di terreno più superficiale come mostrato nella Figura 10.

Nella Figura 11 si riporta il confronto tra le funzioni di amplificazione calcolate sulla superficie della colonna di terreno sia per il caso *free field* (linee tratteggiate) sia in presenza della struttura (linee continue). Negli stessi grafici si riporta lo spettro di Fourier della componente FP (Figura 11a) e FN (Figura 11b) rispettivamente. Per la componente FP, il confronto mostra una minore amplificazione in corrispondenza della prima frequenza del deposito e, per il profilo P2, una maggiore amplificazione della terza frequenza intorno a 8.5Hz. Per la componente

FN, rimane prevalente l'amplificazione della seconda frequenza fondamentale intorno ai 5 Hz rilevata anche nelle analisi in condizione *free field* nel caso del profilo P2 (linea verde), mentre per il profilo P1 si osserva un terzo picco di amplificazione in corrispondenza di una frequenza di 6.5 Hz. Per entrambe le componenti si osserva infine una de-amplificazione per frequenze superiori a 12 Hz.

Complessivamente, tuttavia, le frequenze fondamentali non risultano significativamente diverse rispetto a quelle calcolate nelle analisi in assenza della struttura. Ciò si deve principalmente all'elevata riduzione di rigidezza del primo impalcato, che si attinge già nella prima fase del moto, e che quindi contribuisce a ridurre gli effetti inerziali della risposta della struttura sul terreno sottostante durante la fase più energetica dello scuotimento.

In Figura 12 sono confrontati gli spettri di risposta del moto sismico in superficie in presenza della struttura (SSI - linee continue) e in condizioni di campo libero (FF - linee a tratti). L'effetto di interazione inerziale tra la struttura ed il terreno è principalmente di riduzione dell'ampiezza del moto, in particolare agli alti periodi; per la componente FN, tale riduzione risulta sistematica anche per periodi inferiori a 0.2s.

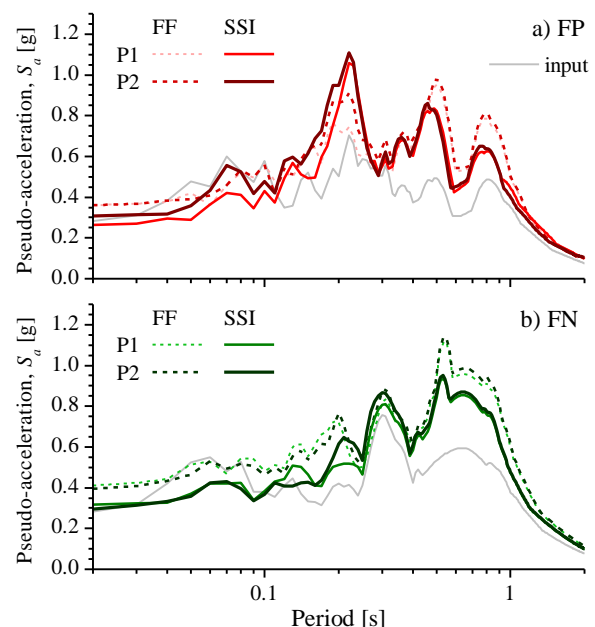


Figura 12. Confronto tra gli spettri di input e quelli calcolati in superficie in condizione *free field* (FF) e in presenza della struttura (SSI) per i profili P1 e P2 e per le componenti del moto FP (a) e FN (b).



## 6 CONCLUSIONI

L'obiettivo del presente lavoro è stato quello di verificare l'eventuale influenza degli effetti di sito sul danneggiamento osservato in seguito all'evento del 6 aprile 2009 nell'area residenziale del quartiere di Pettino (l'Aquila).

Il lavoro riporta i risultati di una serie di analisi di risposta locale effettuate con il codice di calcolo ACST con formulazione a masse concentrate (Ausilio et al., 2008; Tropeano et al., 2011), che effettua un'analisi non lineare nel dominio del tempo e implementa un modello di tipo *stick-slip* per la verifica ed, eventualmente, il calcolo degli spostamenti permanenti indotti dalla presenza di potenziali discontinuità nei terreni e nella struttura.

I risultati delle analisi condotte in condizioni di campo libero hanno mostrato significative amplificazioni in corrispondenza delle frequenze fondamentali del moto di input. Gli effetti di amplificazione sono stati relativamente più gravi per la componente normale alla direzione della faglia (FN) rispetto alla componente parallela (FP). La variabilità del rapporto stratigrafico tra i litotipi, rilevata in corrispondenza delle due verticali d'indagine, sembra invece abbia avuto un ruolo secondario nella definizione dell'azione sismica in superficie.

Nelle analisi di interazione terreno-struttura, si è considerato un telaio mediamente significativo della tipologia strutturale degli edifici presenti nell'area indagata, composto da tre piani di cui il primo non tamponato. A tal fine, i valori di rigidità, le rispettive le leggi di decadimento con la deformazione a taglio, e le caratteristiche di resistenza sono state valutate dalle 'curve di capacità' di piano ottenute da analisi *pushover*. I risultati mostrano chiaramente la formazione di un meccanismo di piano soffice al primo livello del telaio, con un accumulo di deformazioni tali da smorzare il moto e le azioni attinte agli impalcati superiori. Tale meccanismo è quasi esclusivamente associato al comportamento meccanico degli elementi del primo livello ovvero alla più bassa rigidità e resistenza del primo piano dell'edificio.

A parità di caratteristiche della struttura, gli spostamenti relativi massimi del primo impalcato sono notevolmente differenti per le due direzioni prese in considerazione. Nonostante le notevoli semplificazioni adottate in questo tipo di modellazione, tale risultato è compatibile con il

meccanismo torsionale osservato sugli edifici esistenti.

L'analisi più dettagliata del moto sismico in superficie ha permesso di evidenziare che le frequenze fondamentali della colonna di terreno, valutate attraverso le funzioni di trasferimento non lineari ottenute a ritroso dalle analisi nel dominio del tempo, non risultano significativamente differenti rispetto a quelle ottenute in condizioni *free field*. Tale effetto è da legarsi nuovamente al meccanismo di piano soffice che, generando una disconnessione del sistema, tende a mitigare l'effetto di interazione inerziale principalmente nell'intervallo di tempo in cui si concentra la maggior parte dell'energia del sisma.

Infine, per verificare il ruolo delle tamponature sono state condotte alcune analisi considerando il telaio completamente tamponato. Nella Figura 12 sono riportati i profili di accelerazione e di deformazione massima, ottenuti in corrispondenza del profilo P1.

L'irrigidimento della struttura in elevazione comporta un incremento delle accelerazioni sugli impalcati, ed una riduzione significativa del moto all'interno del terreno. Di contro, le deformazioni massime attinte in corrispondenza del primo impalcato tamponato si riducono di oltre un ordine di grandezza, mentre quelle attinte nel detrito alterato aumentano.

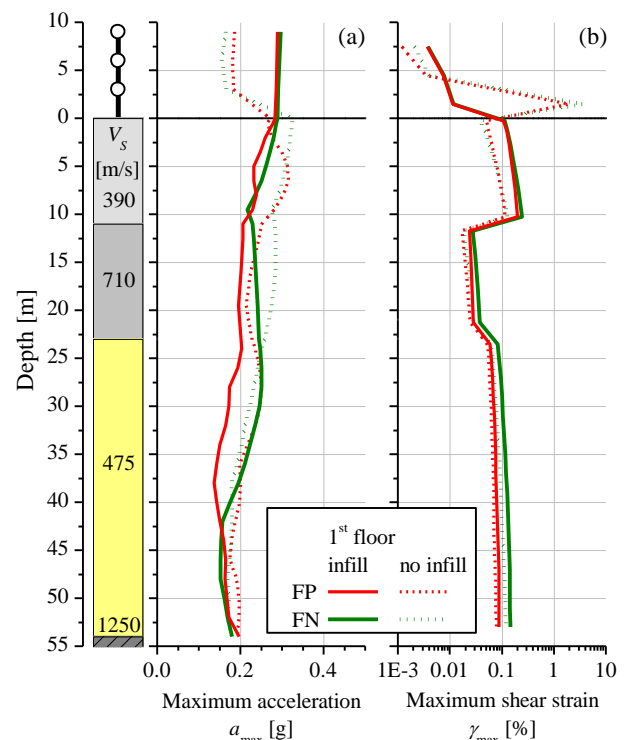


Figura 13. Confronto tra i profili dei massimi dell'accelerazione (a) e di deformazione (b) nel caso di assenza (linee discontinue) e presenza (linee continue) della tamponatura al primo livello della struttura.

Le analisi effettuate in questo studio potranno essere migliorate introducendo un modello più appropriato per descrivere il comportamento degli elementi strutturali. Inoltre, sarebbe opportuno portare in conto l'effetto delle fondazioni sull'analisi d'interazione, il che non è stato possibile in assenza di un'adeguata descrizione della tipologia e delle caratteristiche strutturali di queste ultime.

## 7 RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro si colloca nell'ambito del progetto speciale RS2 relativo alla convenzione di ricerca ReLUIS – Dipartimento di Protezione Civile 2011-2013. Si ringrazia il Prof. Iunio Iervolino, coordinatore del progetto. Si ringraziano inoltre l'ing. Chiarini, per la definizione del modello geotecnico e l'ing. Chioccarelli per le preziose informazioni di dettaglio sull'input sismico.

## BIBLIOGRAFIA

- Ausilio E., Costanzo A., Silvestri F., Tropeano G., 2008. Prediction of seismic slope displacements by dynamic stick-slip analyses. In Santini A. and Moraci N., editors, 2008 *Seismic Engineering Conference: Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake*, 1020, 475–484. Reggio Calabria (Italy), 8-11 Luglio 2008. (ISBN 978-0-7354-0542-4, book).
- Bardet J.P., Ichii K., Lin C.H., 2000. EERA a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits. Univ. of Southern California, Dep. of Civil Eng.
- Chiarini M., d'Onofrio A., Evangelista L., Penna A., Silvestri F., 2011. The role of site effects and near-source seismic actions on ground and buildings response at some sites across the Aterno river valley (Italy). *5<sup>th</sup> Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering* – 10-13 Gennaio 2011 – Santiago- Chile.
- Chioccarelli E., Iervolino I., 2010. Near-source seismic demand and pulse-like records: A discussion for L'Aquila earthquake, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(9), 1039–1062. DM 14/1/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. S.O. n. 30 - *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 20-4/2/2008.
- Chioccarelli E., 2011. Comunicazione personale.
- d'Onofrio A., Evangelista L., Landolfi L., Silvestri F., Boiero D., Foti S., Maraschini M., Comina C., Santucci de Magistris F., 2010. Geotechnical characterization of the C.A.S.E. project sites. *Proc. Master MICA Innovazione nella Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture: valutazione e Adeguamento in Zona Sismica*, Università di Roma 3 19-20 Aprile, Roma, Italia.
- Galli P., Camassi R. (eds.), 2009. Report on the effects of the Aquilano earthquake of 6 April 2009, [http://www.mi.ingv.it/eq/090406/quest\\_eng.html](http://www.mi.ingv.it/eq/090406/quest_eng.html).

- Lanzo G., Di Capua G., Kayen R., Kieffer S., Button E., Biscontin G., Scasserra G., Tommasi P., Pagliaroli A., Silvestri F., d'Onofrio A., Violante C., Simonelli A., Puglia R., Mylonakis G., Athanasopoulos G., Vlahakis V., Stewart J., 2010. Seismological and geotechnical aspects of the Mw=6.3 L'Aquila earthquake in central Italy on 6 April 2009. *International Journal of Geotechnical Engineering case histories*, 1(4), 206-339.
- Tropeano G., Ausilio A., Costanzo A., 2011. Non-linear coupled approach for the evaluation of seismic slope displacements. *5<sup>th</sup> Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering* – 10-13 Gennaio 2011 – Santiago- Chile.
- Verderame G.M., Iervolino I., Ricci P., 2009. Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of april 2009, V1.20 <http://www.reluis.it>
- Verderame G.M., De Luca F., Ricci P., Manfredi, G., 2011. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40, 925–944.
- Working Group ITACA, 2008. Data Base of the Italian Strong Motion Data, <http://itaca.mi.ingv.it>.
- Working group MSZ-2, 2010. Progetto DPC-CNR "Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana – Macroarea 2, L'Aquila ovest (Cansatessa-Pettino-Coppito).