

INFLUENZA DEL SOTTOSUOLO SUL COMPORTAMENTO DINAMICO DEL CAMPANILE DEL CARMINE A NAPOLI

Filomena de Silva

Università di Napoli Federico II

filomena.desilva@unina.it

Francesca Ceroni

Università del Sannio

ceroni@unisannio.it

Stefania Sica

Università del Sannio

stefsica@unisannio.it

Maria Rosaria Pecce

Università del Sannio

pecce@unisannio.it

Francesco Silvestri

Università di Napoli Federico II

francesco.silvestri@unina.it

Sommario

La nota descrive l'identificazione dinamica del campanile del Carmine a Napoli, effettuata attraverso analisi dinamiche su un modello tridimensionale del sistema terreno - fondazione - struttura, tarato sui risultati di dettagliate indagini *in situ*. Sono stati riconosciuti fenomeni di risonanza tra la frequenza fondamentale del terreno e la seconda frequenza di vibrazione della struttura che ne condizionano il comportamento dinamico.

1. Il campanile del Carmine a Napoli

Il campanile del Carmine, simbolo storico e attuale della città di Napoli, è parte dell'antico complesso monumentale, composto da chiesa, monastero, chiostro e congrega del SS. Rosario (Fig. 1a). L'attuale campanile (Fig. 1b) fu costruito nel 1631 sull'originario basamento del XIV secolo a seguito del crollo causato dal terremoto del 1456 ($M_w = 7.22$) con epicentro nel Sannio.

Il rilievo geometrico e materico, condotto attraverso apposite indagini *in situ* (Ceroni et al., 2010), ha evidenziato la variabilità della forma della sezione, dello spessore murario e dei materiali da costruzione lungo la considerevole altezza di 68 m della struttura (cfr. Fig.1). Come recentemente emerso dai risultati di indagini geofisiche e sondaggi inclinati (de Silva et al., 2015), i maschi murari a piano terra (in direzione EW) si allargano di circa 0.60 m a partire dal piano campagna e raggiungono la profondità di 2 m, coincidente con il piano di falda. Le fondazioni del campanile, (Fig. 1c-d), si identificano pertanto con la parte sotterranea dei maschi, come è tipico degli edifici in muratura.

La caratterizzazione dinamica del Campanile è stata effettuata *in situ*, sulla base del rilievo delle vibrazioni indotte da rumore ambientale (Ceroni et al., 2010). Assimilando la torre a un prisma cavo, dotato alla base di molle simulanti l'impedenza dinamica del terreno, sono state condotte analisi modali con il programma SAP 2000 (de Silva et al., 2014) finalizzate all'identificazione dinamica del sistema terreno - fondazione - struttura. La Tabella 1 riporta le frequenze e le corrispondenti forme modali nelle due direzioni ($x \equiv EW$), desunte dalle indagini *in situ* (OMA) e dall'analisi modale (SAP).

Tabella 1. Modi di vibrare sperimentali e numerici del campanile.

Modo	f_i (Hz)				
	1 flessionale x	1 flessionale y	2 flessionale x	2 flessionale y	Torsionale
OMA	0.69	0.76	2.28	2.35	2.76
SAP	0.46	0.46	2	2	/

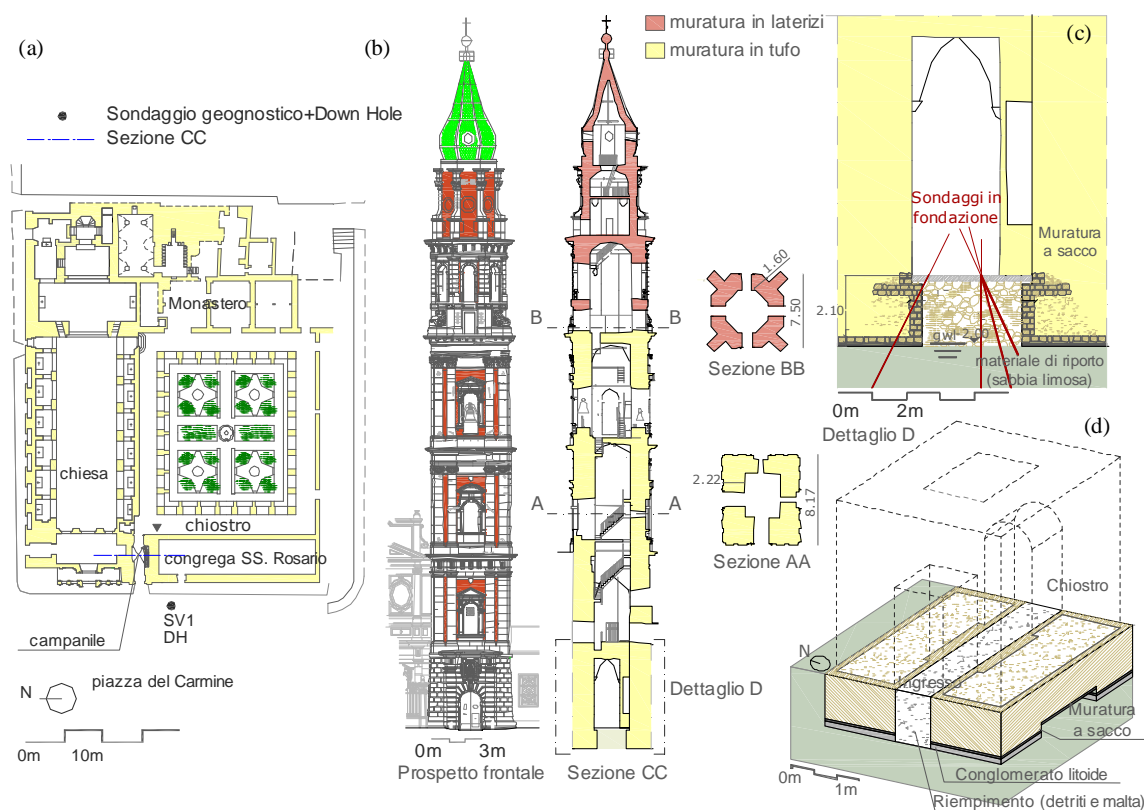


Fig 1. Pianta del complesso del Carmine (a), prospetto e sezione del campanile (b), particolare (c) e modello tridimensionale della fondazione (d).

2. Caratterizzazione dinamica del sottosuolo

Un sondaggio geognostico (SV1 in Figura 1a), effettuato accanto al campanile e profondo 59 m, ha evidenziato la sequenza litologica tipica della zona orientale di Napoli (Fig. 2a). Il sondaggio ha intercettato per i primi 3 m le antiche mura aragonesi, che cingevano il complesso del Carmine.

Il deposito più superficiale, dello spessore di 7 m, è costituito da materiale di riporto (MG), risultante da un riempimento antropico, come evidente dai frequenti scarti edilizi rinvenuti. Fino alla profondità di 31 m si alternano depositi di sabbia marina (MS) e terreni piroclastici (PS), sabbio-limosi (ceneri vulcaniche) con inclusi pumicei più frequenti in profondità. Allo strato più profondo di terreni piroclastici, costituito da pozzolana, segue il Tufo Giallo Napoletano (YT), debolmente cementato, che alla profondità di 52 m, assume il colore verde (GT), pur conservandone le caratteristiche litologiche.

Nel foro di sondaggio è stata eseguita una prova Down Hole per la misura delle velocità delle onde P (V_P) e S (V_S) nei depositi attraversati (Figura 2b). I valori inusuali di V_S riscontrati dal fondo del prescavo fino a 3 m di profondità corrispondono alle mura aragonesi. V_S assume 350 m/s nel terreno di riporto mentre è costante ($V_S = 300$ m/s) negli strati più superficiali di sabbia marina, con alcune irregolarità corrispondenti alle lenti di ceneri vulcaniche. La V_S è costante, con valori intorno a 400 m/s, anche nello strato più profondo di sabbia marina e nel deposito di pozzolana. Il profilo rivela un significativo contrasto d'impedenza al tetto del Tufo Giallo, con valori di V_S crescente da 650 m/s per $z=30$ m fino a 785 m/s in corrispondenza del tetto del Tufo Verde ($z = 53$ m).

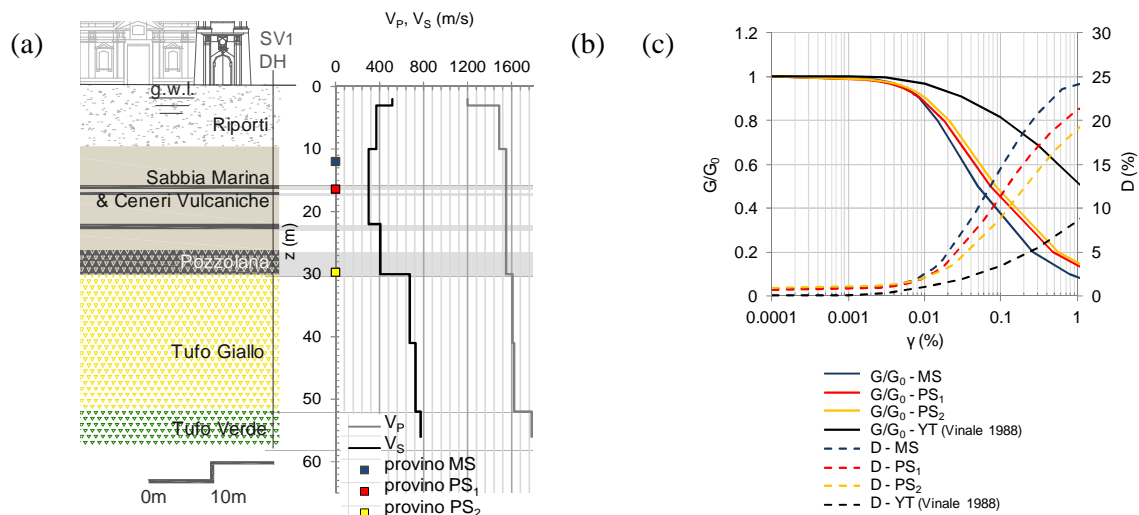


Fig 2. Stratigrafia del sondaggio SV1 (a), profili V_p e V_s ottenuti dalla prova Down Hole (b), modulo di taglio normalizzato rispetto al valore iniziale (G/G_0) e smorzamento (D) al variare della deformazione a taglio γ

Sono state effettuate prove non drenate di Colonna Risonante e Taglio Torsionale Ciclico su tre provini saturi prelevati a 12 m di profondità nella sabbia marina (MS in Figura 2), 16 m e 30 m nei terreni piroclastici (rispettivamente PS1 e PS2 in Figura 2). I provini sono stati sottoposti a consolidazione isotropa alla tensione media efficace litostatica, pari a 70 kPa per MS, 110 kPa e 170 kPa per PS1 e PS2. La Figura 2c riporta, al variare della deformazione di taglio γ , l'andamento del modulo di taglio normalizzato rispetto al valore iniziale, G/G_0 (linea continua), e dello smorzamento, D (linea tratteggiata). A parità di deformazione γ , il decadimento del modulo di taglio e l'incremento dello smorzamento si riducono al crescere della tensione di consolidazione.

3. Identificazione dinamica del sistema terreno-fondazione-struttura

3.1 Modello tridimensionale e analisi effettuate

Simulazioni realistiche del comportamento sismico degli edifici richiedono un modello di calcolo completo di struttura, fondazione e terreno. A tal fine, l'identificazione dinamica del sistema terreno-campanile è stata effettuata attraverso analisi dinamiche, condotte con il programma FLAC 3D (Itasca, 2014) su un modello tridimensionale della torre e della sua fondazione, poggiante sulla stratigrafia di sito (Figura 2a). In questa fase preliminare, la struttura è stata assimilata a un prisma cavo a sezione variabile, assumendo spessori murari e proprietà dei materiali adottati nel precedente modello SAP (de Silva et al., 2014). La fondazione è modellata come una piastra continua di spessore 2 m, completamente interrata.

La stratigrafia inserita nel modello si estende fino al tetto del Tufo Verde, assunto come *bedrock*. Ogni deposito è assimilato a uno o più strati orizzontali caratterizzati dai valori di V_s medi nello strato risultanti della DH. Per simulare il comportamento non lineare e dissipativo del terreno, sono state introdotte curve G/G_0 - γ e D - γ desunte da letteratura per il tufo giallo e le curve sperimentali di Figura 2c per gli altri terreni, associando il deposito MG al provino MS e le alternanze MS-PS ai provini PS1 e PS2, coerentemente con la profondità di prelievo. Ad ogni strato è stato inoltre assegnata una curva di smorzamento alla Rayleigh con fattore di smorzamento in corrispondenza della frequenza dominante dell'input pari al valore minimo D_0 risultante dalle prove di taglio torsionale ciclico.

Sono state condotte tre analisi dinamiche, sottoponendo il modello a un segnale artificiale lungo x della durata di 5 s, assimilabile a rumore ambientale, con spettro di risposta piatto nell'intervallo di frequenza da 0.2 a 25 Hz, scalato a tre valori della massima accelerazione al *bedrock* (PGA), cioè $PGA=0.0003g$ (WEAK), $PGA=0.03g$ (MEDIUM), $PGA=0.3g$ (STRONG), allo scopo di evidenziare l'influenza del comportamento non lineare del terreno sulla risposta dinamica del sistema.

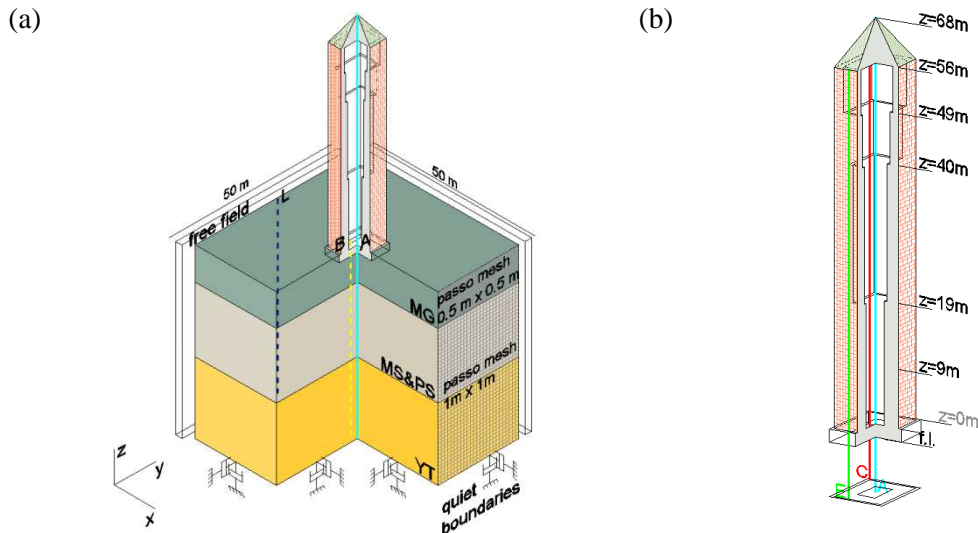


Fig 3. Modello tridimensionale di struttura, fondazione e terreno (a), verticali di controllo lungo la torre (b).

3.2 Risposta dinamica del terreno

Considerando le verticali A e B sotto la fondazione e la verticale L (Figura 3) rappresentativa delle condizioni *free field*, la Figura 4 riporta, per i tre input considerati, i profili della massima deformazione tangenziale nel piano xz, γ_{xz} , e della massima accelerazione in direzione x, a_x . Per l'input di ampiezza minima (Figura 4a), i valori di γ_{xz} inferiori a 0.001% denotano un comportamento lineare in tutto il volume di terreno indagato. Al crescere dell'ampiezza dell'input (Figura 4b) gli strati MG e MS&PS superano la soglia di linearità, con valori delle deformazioni tangenziali massime pari a $\gamma_{xz}=0.01\%$ a 20 m di profondità e a $\gamma_{xz}=0.006\%$ in corrispondenza del piano di posa (f.l. in Figura 4). Per l'input più elevato (Figura 4c) tutti i terreni manifestano comportamento non lineare; in particolare, al piano di fondazione si raggiunge il valore $\gamma_{xz}=0.5\%$. In corrispondenza delle verticali A e B si riscontra un significativo aumento sia di a_x sia di γ_{xz} rispetto alla verticale *free-field* L, effetto riconducibile all'interazione con la struttura. Tale interazione si estingue entro una profondità di 5 m al di sotto del piano di posa del campanile, che all'incirca coincide con la semilarghezza della base.

La Figura 5 riporta, per le stesse verticali, le funzioni di amplificazione dell'accelerazione tra *bedrock* e profondità del piano di fondazione, per i tre input. Al crescere dell'input, l'amplificazione si riduce, poiché cresce lo smorzamento mobilitato e le frequenze della sequenza litologica decrescono; in particolare, la prima si riduce da 2.4 Hz a 2.3 Hz (cfr. Figura 5 a, b) raggiungendo 1.7 Hz (Figura 5 c) quando il comportamento del terreno è fortemente non lineare. La presenza della struttura non modifica le frequenze naturali del terreno, ma influisce sull'amplificazione, eccetto che per la prima frequenza, come evidente dal confronto tra la funzione lungo la verticale L e quelle risultanti in A e B.

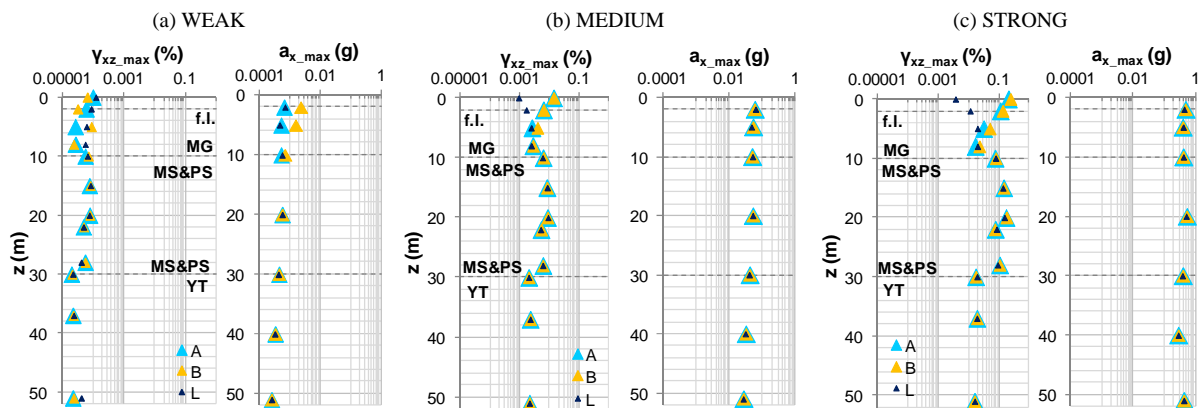


Fig 4. Profili di deformazione tangenziale nel piano xz e accelerazione lungo x per le analisi effettuate.

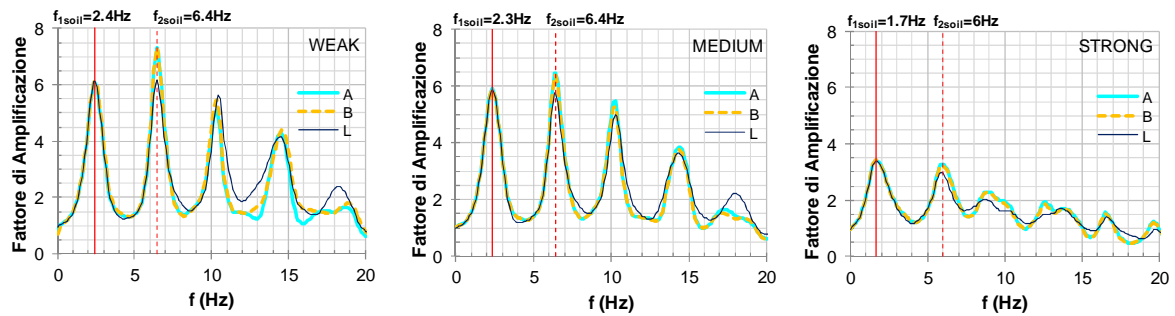


Fig 5. Funzioni di amplificazione per i tre input.

3.2 Effetti comportamento dinamico del terreno sulla risposta della struttura

Per ognuno degli input, la risposta dinamica della struttura è stata valutata confrontando, nel dominio del tempo e delle frequenze, gli spostamenti alla base (f.l.) con quelli a diverse quote della torre lungo le verticali A, C ed E indicate in Figura 3b. La Figura 6a riporta, per il caso WEAK, le storie temporali degli spostamenti flessionali in direzione x (u_{fx}) alle quote di controllo lungo la verticale A in asse alla torre. La deformata della struttura non è costante durante l'oscillazione. Lungo l'altezza del campanile gli spostamenti sono in fase tra 0 e 2s e tra 3s e 4s, mentre lo spostamento corrispondente a $z=9\text{m}$ è in opposizione di fase, rispetto alle quote più elevate, da 4.5 s in poi.

La variabilità della deformata strutturale è evidente in Figura 7, dove sono riportati i *contours* degli spostamenti lungo x (a) e le deformate agli istanti di tempo $t=3.87\text{s}$ (b) e $t=5.40\text{s}$ (c), corrispondenti al massimo spostamento totale (u_{ss}), coincidente con il flessionale, e al minimo totale ($t_{\max u_{ss}}$ e $t_{\min u_{ss}}$ in Fig.6a). Per $t=3.87\text{s}$ la struttura manifesta il suo primo modo di vibrare, mentre per $t=5.40\text{s}$ il secondo.

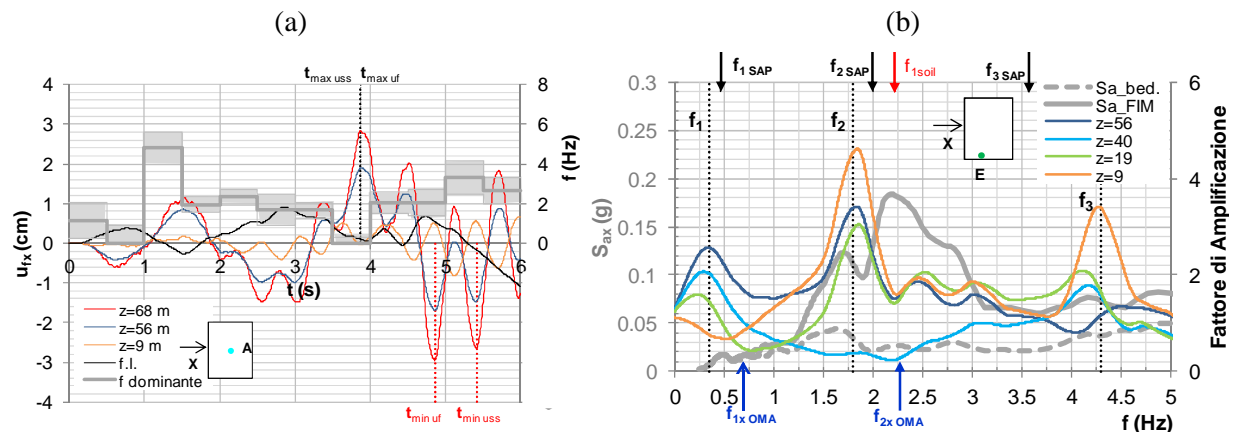


Fig 6. Storie temporali degli spostamenti flessionali lungo la verticale A (a). In grigio la frequenza principale del segnale nel tempo. Confronto (b) tra gli spettri di accelerazione al bedrock ed al piano di fondazione (linee grigie) e funzioni di amplificazione lungo la verticale E della torre alle quote indicate in Figura 4b.

Per lo stesso caso d'analisi la Figura 6b riporta le funzioni di amplificazione lungo la verticale E, ottenute dal rapporto tra le trasformate di Fourier dello spostamento u_{ss} alla quota di controllo e quella al piano di fondazione. I picchi più significativi delle funzioni ricadono intorno a $f_1=0.4\text{Hz}$, $f_2=1.8\text{Hz}$ e $f_3=4.3\text{Hz}$, con amplificazione massima a $f_2=1.8\text{Hz}$. Si noti che $f=1.8\text{Hz}$ è contenuta nell'intervallo di frequenze in cui è massima l'amplificazione del terreno, come risulta evidente dal confronto tra lo spettro di risposta dell'accelerazione al *bedrock* (linea grigia tratteggiata in Fig.6b) ed al piano di fondazione (linea grigia continua in Fig.6b). Per $f=0.4\text{Hz}$ i valori delle funzioni di amplificazione sono crescenti al crescere della quota di controllo, identificando la prima forma modale flessionale. Per $f_2=1.8\text{Hz}$ il fattore di amplificazione decresce e poi aumenta di nuovo con la quota di controllo, raggiungendo il minimo per $z=40\text{m}$, corrispondente al flessione della seconda forma modale flessionale (cfr. Figura 7c). Le prime due frequenze di risonanza, risultanti dal modello completo di terreno, fondazione e struttura, sono prossime a quelle ottenute *in situ* (OMA in Fig.6b) e dal modello semplificato (SAP in Fig.6b) e sono associate alle stesse forme modali (cfr. Tabella 1).

Per indagare un'eventuale corrispondenza tra la variabilità nel tempo del contenuto in frequenza del segnale e della deformata della struttura, è stata calcolata la frequenza dominante dell'accelerogramma al piano di fondazione, suddiviso in finestre dell'ampiezza di 0.5s. In Figura 6a è rappresentato l'andamento nel tempo della frequenza dominante (linea grigia continua) con il suo intorno (area grigia), quasi sempre comprendente la frequenza fondamentale di risonanza del terreno ($f_{1\text{ soil}}=2.3\text{Hz}$). Si noti che, quando la frequenza dell'input è significativamente superiore a 2.5Hz ($1\text{s} < t < 1.5\text{s}$ in Fig.6a) o inferiore a 1.5Hz ($0.5\text{s} < t < 1\text{s}$ e $3.5\text{s} < t < 4\text{s}$) la deformata strutturale è conforme al primo modo di vibrare (cfr. Fig.7b), caratterizzato da $f_1=0.4\text{Hz}$. Quando, invece, il contenuto in frequenza del segnale è prevalente tra $f=1.5\text{Hz}$ e $f=2.5\text{Hz}$, come accade per quasi tutta la durata del segnale, gli spostamenti della torre lungo l'altezza non sono in fase, cioè la struttura vibra con il secondo modo (cfr. Fig.7c), caratterizzato da frequenza $f_2=1.8\text{Hz}$, prossima alla frequenza fondamentale del terreno.

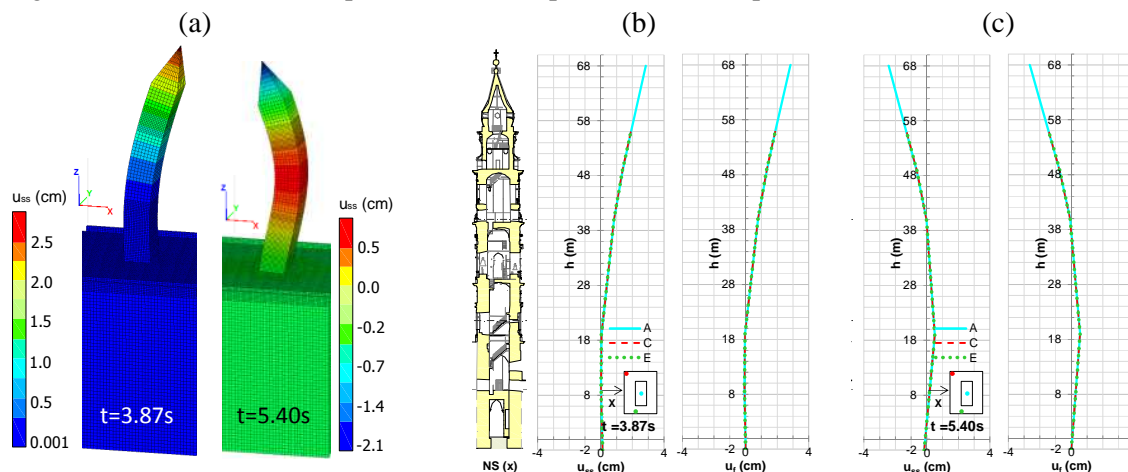


Fig 7. Contours degli spostamenti (a) e deformate della struttura a $t=3.87\text{s}$ e $t=5.40\text{s}$ (b).

4. Conclusioni

Per il caso studio del campanile del Carmine le frequenze del sistema terreno - fondazione - struttura ottenute dal modello FLAC 3D sono prossime a quelle sperimentali e numeriche individuate negli studi precedenti. Anche se per brevità non sono stati riportati i risultati di tutte le analisi effettuate, l'escursione in campo non lineare del terreno non modifica sensibilmente le frequenze della struttura. Dalle analisi numeriche effettuate è emerso un fenomeno di risonanza tra la frequenza fondamentale del terreno e la frequenza del secondo modo di vibrare del campanile, che ne condiziona la deformata. Ciò ha un risvolto applicativo importante, rendendo inapplicabile di fatto l'approssimazione, comune nella pratica ingegneristica, della risposta dinamica della struttura al primo modo di vibrare. Elaborazioni dei risultati più approfondite nel dominio tempo-frequenza consentiranno di evidenziare ulteriormente la corrispondenza tra la variabilità nel tempo del contenuto in frequenza dell'input in fondazione e della deformata della struttura. Per completare l'identificazione dinamica, sono in corso ulteriori analisi su un modello di torre e di fondazione con geometria più aderente alla realtà, per cogliere eventuali effetti torsionali indotti dall'asimmetria della fondazione.

Bibliografia

- Ceroni F., Pecce M., Manfredi G. (2010). Seismic Assessment of the Bell Tower of Santa Maria del Carmine: problems and solutions. *Journal of Earthquake Engineering*. 14 (1): 30-56.
- de Silva F., Ceroni F., Sica S., Pecce M.R., Silvestri F. (2014). "L'interazione terreno-struttura sotto azione sismica: il caso di studio del Campanile del Carmine a Napoli". *Atti del XXV Convegno Nazionale Geotecnica "La geotecnica nella difesa del territorio e delle infrastrutture dalle calamità naturali"*. Vol. 2 pp.109-116.
- de Silva F., Ceroni F., Sica S., Pecce M. R., Silvestri F. (2015). "Effects of soil-foundation-structure interaction on the seismic behaviour of monumental towers: the case study of the Carmine Bell Tower in Naples", *RIG*, edizione speciale "Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia dei monumenti e dei siti storici", in stampa.