



Modellazione di una pila da ponte nell'ambito di un "Blind Prediction Contest"

Federica Bianchi, Romain Sousa

EUCENTRE, European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering. Via Ferrata 1, 27100 Pavia.

Rui Pinho

Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia. Via Ferrata 1, 27100 Pavia.

Keywords: struttura in cemento armato, risposta sismica, analisi nonlineare, elementi a fibre, tavola vibrante

ABSTRACT

Nel presente lavoro vengono descritte le strategie di modellazione impiegate per la previsione della risposta nonlineare dinamica di una pila da ponte a scala reale in cemento armato soggetta a sei accelerogrammi di crescente intensità. Il prototipo della struttura, una colonna a sezione circolare con diametro pari a 1.22 m, di altezza pari a 7.32 m misurata dal piano di fondazione e che sorregge all'estremità un blocco in cemento armato di 230 tonnellate, è stato testato sulla "NEES @ UC San Diego Large High Performance Outdoor Shake Table" in occasione del recente "Concrete Column Blind Prediction Contest 2010". Al termine della competizione sono state messe a disposizione dei partecipanti le misurazioni sperimentali necessarie per procedere con il confronto con i risultati numerici della previsione. Da tale confronto è emerso che, grazie alle strategie adottate in fase di modellazione e grazie all'utilizzo di un appropriato software di calcolo agli elementi finiti (a plasticità diffusa, cioè con elementi a fibre), è stato possibile stimare in modo sufficientemente accurato il comportamento della struttura in esame.

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito di un progetto riguardante la validazione a larga scala del comportamento sismico di pile da ponte, nel 2010 il "Pacific Earthquake Engineering Research Center" (PEER) e il "Network for Earthquake Engineering Simulation" (NEES) hanno indetto e sponsorizzato un "Blind Prediction Contest" che ha visto la partecipazione di più di 40 gruppi di lavoro suddivisi in due categorie (professionisti e ricercatori), tra cui gli autori del presente articolo.

L'obiettivo principale della competizione era quello di predire le caratteristiche generali di risposta di una pila da ponte a scala reale in cemento armato svolgendo una serie di analisi numeriche "alla cieca".

Il prototipo della colonna in esame è stato quindi testato, nel settembre 2010, sulla "NEES @ UC San Diego Large High Performance Outdoor Shake Table" applicando, con intensità crescente, una serie composta da sei

accelerogrammi derivati da registrazioni di terremoti reali.

Una volta indetto il concorso, il comitato organizzatore ha messo a disposizione di tutti i partecipanti i dati progettuali più significativi, tra cui la geometria del provino, le proprietà meccaniche dei materiali, i dettagli d'armatura e gli input sismici, al fine della creazione del modello numerico.

Sulla base delle informazioni così ottenute è stato possibile creare il modello della pila oggetto di studio, grazie anche all'ausilio di un appropriato software di calcolo agli elementi finiti. Inoltre sono state affrontate numerose strategie di modellazione, quali l'utilizzo di differenti tipi di elementi, la definizione di una "mesh" adeguata e l'impiego di appropriati legami costitutivi per i materiali, al fine di ottenere una corretta rappresentazione della strutturale reale.

Dopo una prima analisi numerica (dinamica nonlineare), volta a stabilire il criterio di rottura

della colonna (pre-test), è stata svolta un seconda analisi dinamica nonlineare (post-test) tramite l'utilizzo delle reali registrazioni determinate durante la prima fase della sperimentazione.

I risultati numerici così ottenuti sono stati confrontati con le misurazioni sperimentali, al fine di valutare l'accuratezza della previsione della risposta nonlineare raggiunta grazie alle strategie di modellazione adottate.

2 DESCRIZIONE DEL PROTOTIPO

2.1 Geometria e materiali

Come già anticipato, il prototipo della struttura in oggetto è rappresentato da una pila da ponte a scala reale in cemento armato (Figura 1) (NEES@UCSD 2010), costruita seguendo le attuali regole progettuali predisposte dal "Californian Department of Transportation" (Caltrans).

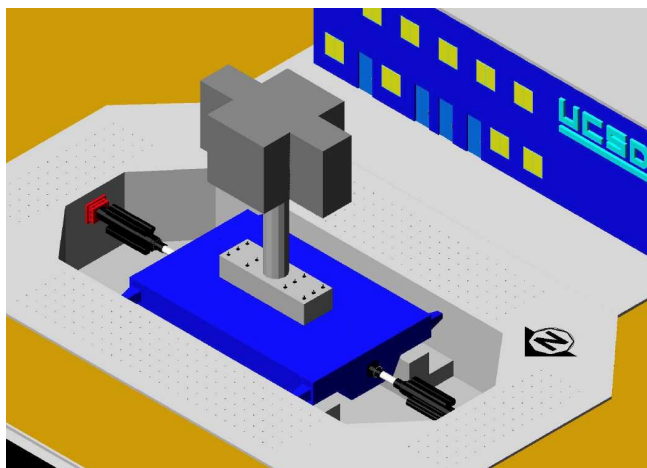


Figura 1. Pila da ponte a scala reale in cemento armato testata sulla "NEES @ UC San Diego Large High Performance Outdoor Shake Table" (NEES@UCSD 2010).

Il corpo della pila, di altezza pari a 7.32 m misurata dal piano di fondazione, è stato realizzato a sezione circolare e con diametro pari a 1.22 m, come mostrato in Figura 2.

In corrispondenza dell'estremità libera della colonna è stato costruito un blocco di cemento armato di 230 tonnellate, dalle dimensioni indicate in Figura 2, realizzato con lo scopo di generare le forze inerziali sufficienti a mobilitare la capacità della colonna stessa.

Inoltre, per limitare eccessivi movimenti laterali e per evitare un'eventuale caduta del blocco di calcestruzzo, intorno alla pila sono state erette due torri metalliche di contenimento.

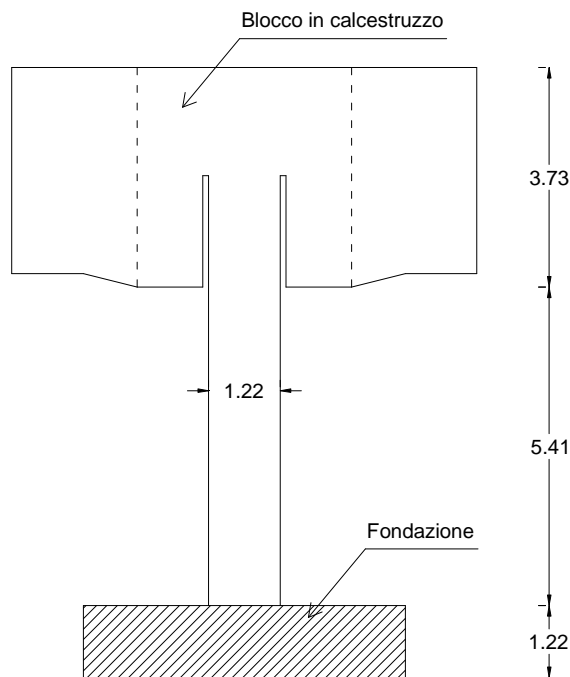


Figura 2. Vista del prototipo della pila e misure principali (in metri).

Per quanto riguarda i materiali, nella costruzione della pila è stato impiegato un calcestruzzo normale con resistenza cilindrica a compressione pari a 41500 kPa. L'armatura longitudinale è costituita da diciotto barre continue #11 (ossia con diametro pari a circa 36 mm) equamente distanziate (Figura 3), mentre quella trasversale è stata realizzata tramite doppie staffe circolari saldate #5 (ossia con diametro pari a circa 16 mm), posizionate con passo di 0.15 m. L'acciaio impiegato per l'armatura orizzontale e per quella verticale è del tipo "A706 grade 60", con una resistenza a snervamento f_y pari a 518500 kPa.

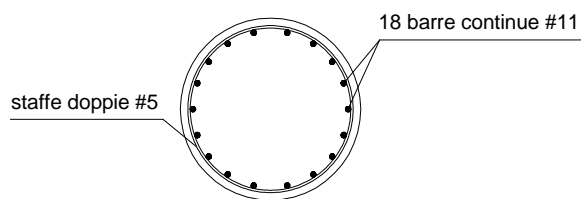


Figura 3. Dettaglio costruttivo della sezione con indicazione dell'armatura longitudinale e trasversale.

2.2 Strumenti di misurazione

Al fine di ottenere risultati sperimentali di alta qualità, e tali da poter essere confrontati con i risultati numerici forniti dai partecipanti, sulla colonna sono stati installati, a diverse altezze, numerosi strumenti di misurazione. Per la valutazione puntuale degli spostamenti sono stati utilizzati trasduttori lineari del tipo LVDT.

3 MODELLAZIONE DELLA PILA

3.1 Strategie di modellazione

Per tenere in considerazione l'inelasticità dei materiali che caratterizzano la pila in esame sono stati analizzati due diversi approcci di modellazione: la modellazione cosiddetta "a plasticità concentrata" e la modellazione "a plasticità diffusa" (o "a fibre").

Gli autori del presente articolo hanno deciso di privilegiare la facilità e la velocità di costruzione del modello numerico, tipiche della modellazione a fibre, adottando SeismoStruct (SeismoSoft 2008) come codice di calcolo di riferimento.

All'interno del software sono stati quindi selezionati i legami costitutivi dei materiali da associare alla sezione della pila, definita tramite una sezione circolare in cemento armato del diametro di 1.22 m e con copriferro pari a 0.06667 m, come mostrato in Figura 3.

Per quanto riguarda l'acciaio è stato adottato il modello di Menegotto-Pinto, basato su Menegotto e Pinto (1973) e successivamente modificato per includere l'incrudimento isotropico proposto da Filippou et al. (1983), come mostrato in Figura 4.

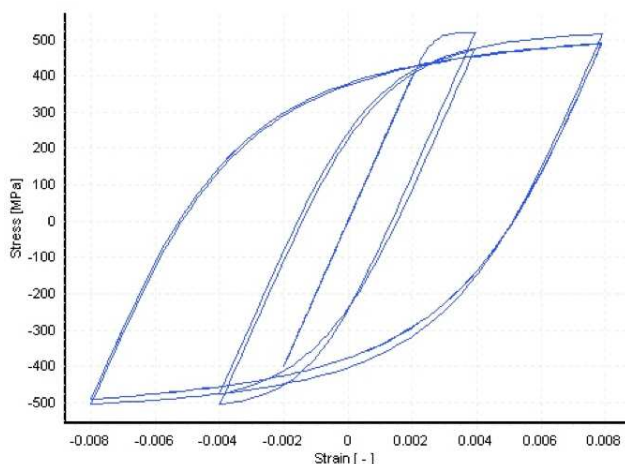


Figura 4. Modello di Menegotto e Pinto (1973) con incrudimento isotropico introdotto da Filippou et al. (1983) per l'acciaio.

Per il calcestruzzo, invece, è stata definita una relazione tra sforzi e deformazioni che rispecchia il modello proposto da Mander et al. (1988), in seguito modificato per motivi di stabilità numerica da Martinez-Rueda ed Elnashai (1997), come mostrato in Figura 5.

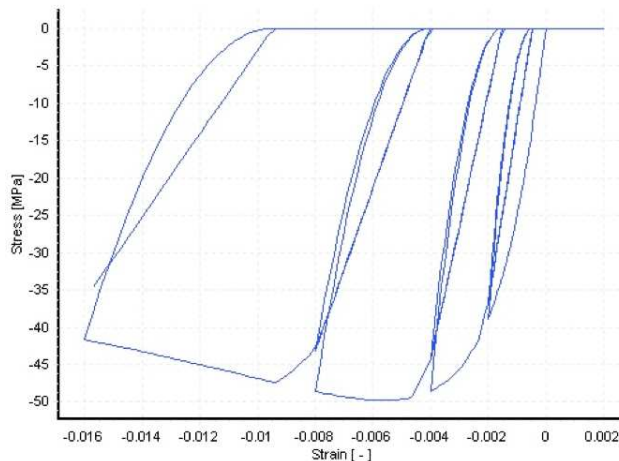


Figura 5. Modello di Mander et al. (1988) per il calcestruzzo che tiene conto delle regole cicliche proposte da Martinez-Rueda ed Elnashai (1997).

Alcune delle caratteristiche meccaniche, come la resistenza a snervamento, lo sforzo e la deformazione ultimi dell'acciaio, nonché la resistenza cilindrica a compressione e la deformazione in corrispondenza dello sforzo massimo per il calcestruzzo, sono state fornite dagli organizzatori in seguito alle prove svolte sui materiali (Tabella 1 e 2). I rimanenti parametri sono stati in parte calibrati e in parte assunti pari ai valori di "default" forniti dal codice di calcolo, come nel caso dei parametri che descrivono la curva di transizione nel modello dell'acciaio.

Tabella 1. Parametri per la definizione del modello di Menegotto-Pinto.

Parametro	Valore
Modulo di elasticità (kPa)	2.0E+08
Resistenza a snervamento (kPa)	518500
Parametro di "strain hardening" (-)	0.008
Parametro della "transition curve initial shape" (-)	20
Peso specifico (kN/m ³)	77

Tabella 2. Parametri per la definizione del modello di Mander et al..

Parametro	Valore	
	Clc 1	Clc2
Resistenza cilindrica a compressione (kPa)	41500	41500
Resistenza a trazione (kPa)	0	0
Deformazione in corrispondenza dello sforzo massimo (m/m)	0.0028	0.0028
Fattore di confinamento (-)	1.2	1
Peso specifico (kN/m ³)	23.6	23.6

La pila è stata quindi modellata tramite l'impiego di un elemento finito inelastico tridimensionale trave-colonna con formulazione classica basata sugli spostamenti (Hellesland e Scordelis 1981, Mari e Scordelis 1984).

L'elemento strutturale così definito è stato opportunamente suddiviso in otto sottoelementi di differente lunghezza (Figura 6). Questa scelta è stata dettata sia dalla tipologia dell'elemento, in quanto la formulazione basata sugli spostamenti richiede la definizione di una "mesh" adeguata e tale che si possa accettare l'ipotesi di un campo di curvatura lineare in ciascun sottodominio, sia dalle specifiche richieste della competizione.

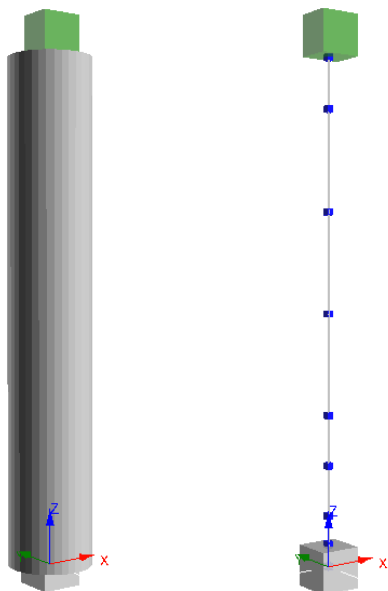


Figura 6. Modello agli elementi finiti della pila da ponte.

Il numero di fibre necessarie a garantire un'adeguata riproduzione della distribuzione di sforzi-deformazioni è stato impostato a 300.

Infine, per poter svolgere l'analisi dinamica prevista dal "Blind Prediction Contest" è stato necessario definire le masse strutturali. Quella della pila è stata calcolata automaticamente dal programma a partire dai pesi propri dei materiali impiegati ed è stata considerata come distribuita lungo l'elemento; la massa del blocco di

calcestruzzo, invece, è stata concentrata nel nodo in sommità (Figura 6). In aggiunta, è stata calcolata una massa rotazionale pari a 885 tonnellate \times m^2 .

La modellazione della fondazione della colonna è stata trascurata; pertanto la condizione di vincolo del nodo alla base è stata considerata paragonabile ad un incastro perfetto (Figura 6).

3.2 Analisi

Come anticipato nell'introduzione, l'analisi numerica relativa alla fase del post-test è stata svolta applicando, come carichi dinamici, le sei reali registrazioni determinate durante la prima fase della sperimentazione. In particolare, alla base della colonna è stata applicata un'unica storia di carico unidirezionale derivante dall'assemblaggio delle registrazioni sopra citate (Figura 7). Prima dell'assemblaggio, però, le basse accelerazioni, presenti all'inizio e alla fine di ciascun accelerogramma e poco rilevanti al fine della risposta, sono state opportunamente rimosse. Inoltre sono stati introdotti dieci secondi di ritardo tra due registrazioni successive, tali da smorzare il moto della struttura (Figura 7).

Poiché la stabilità e l'accuratezza dell'analisi dipendono dal time-step adottato, nel presente lavoro è stato impostato un "incremento temporale" pari a 0.004 secondi, coincidente con il passo di ciascuna registrazione.

In riferimento allo schema numerico di integrazione, è stato adottato l'algoritmo di Hilber-Hughes-Taylor (Hilber et al. 1977).

Infine, per quanto riguarda il criterio di convergenza, è stato selezionato lo schema basato sugli spostamenti/rotazioni.

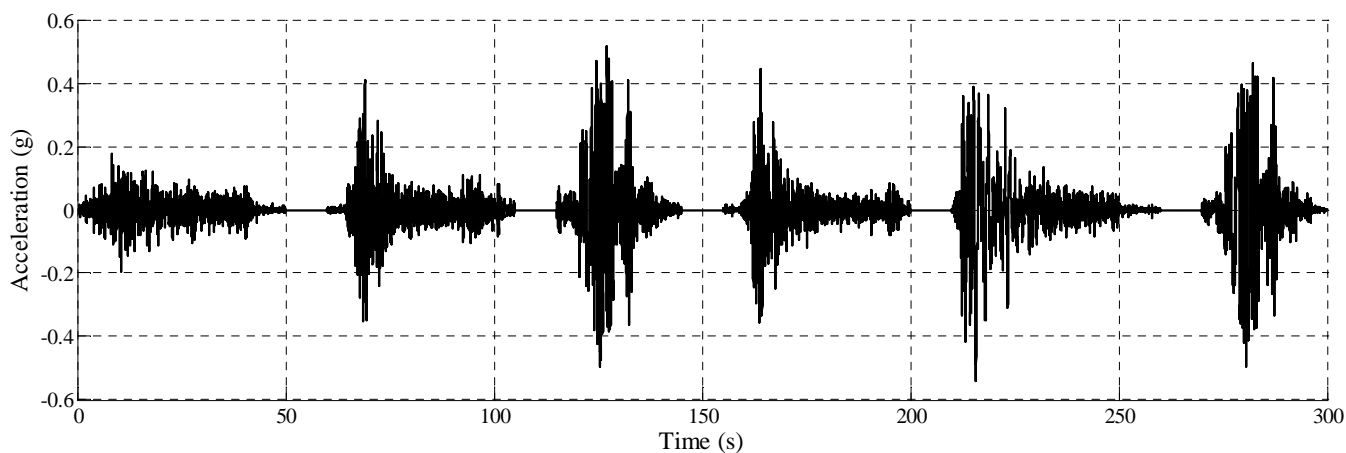


Figura 7. Input sismico costituito dalle registrazioni reali

4 CONFRONTO TRA RISULTATI NUMERICI E SPERIMENTALI

Al termine del programma sperimentale, il comitato organizzatore ha fornito tutti i risultati sperimentali ottenuti per ciascuno dei sei accelerogrammi applicati. Nel presente articolo vengono presentati solamente quelli relativi agli spostamenti orizzontali e ai tagli alla base della colonna, in quanto ritenuti più significativi.

In particolare, la Figura 8 mostra il confronto tra le quantità di risposta fornite dai partecipanti in termini di valori massimi. Oltre alle previsioni dei concorrenti (asterisco blu), nella figura sono indicati i dati sperimentali (cerchio giallo), nonché le previsioni dei vincitori (altri simboli). Le frecce azzurre evidenziano come i risultati ottenuti dagli autori del presente articolo siano più che soddisfacenti, vista anche la significativa variabilità degli altri risultati numerici.

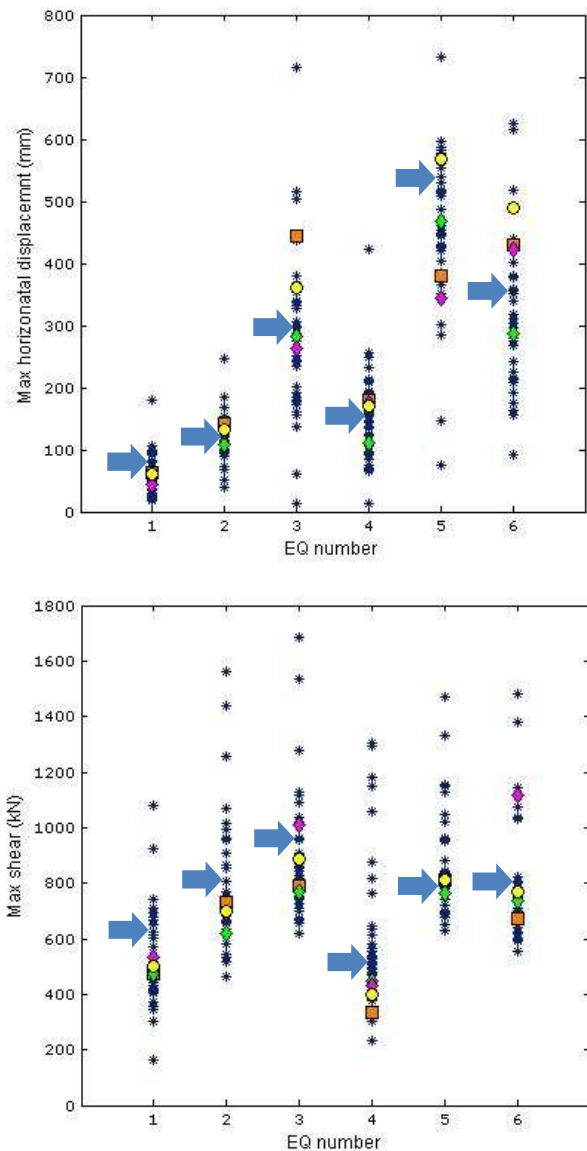


Figura 8. Spostamenti massimi (in alto) e tagli massimi (in basso) forniti dai partecipanti per ciascuno dei sei record.

Prima di procedere con il confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali in termini di storie temporali, però, si è ritenuto opportuno introdurre, in aggiunta allo smorzamento isteretico implicitamente considerato nella formulazione degli elementi a fibre, una piccola quantità di smorzamento viscoso equivalente (pari all'1%) proporzionale alla rigidezza tangente, come suggerito da Priestley e Grant (2005) e da Hall (2006).

Pertanto, osservando le figure seguenti (Figura 9, 10, 11 e 12), si può affermare che la stima del comportamento globale della struttura sia stata sufficientemente accurata, sia in termini di ampiezza che di contenuto in frequenza. Ciò è ben evidente soprattutto nella porzione di risposta pre-picco, mentre nella parte terminale di ciascuna storia temporale (risposta post-picco) si può notare un leggero allungamento del periodo.

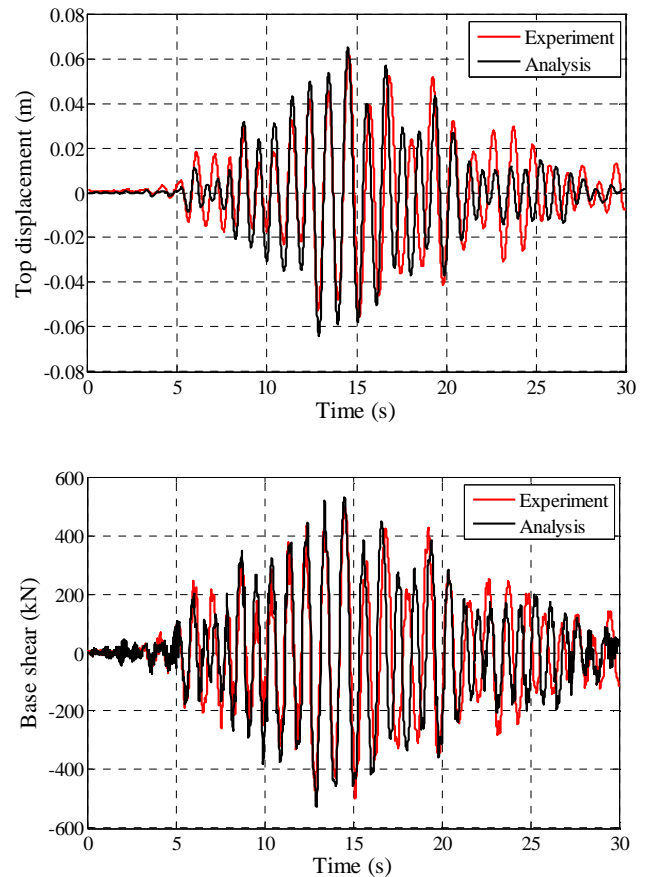


Figura 9. Storia degli spostamenti in sommità (in alto) e dei tagli alla base (in basso) applicando il 1° record (EQ1).

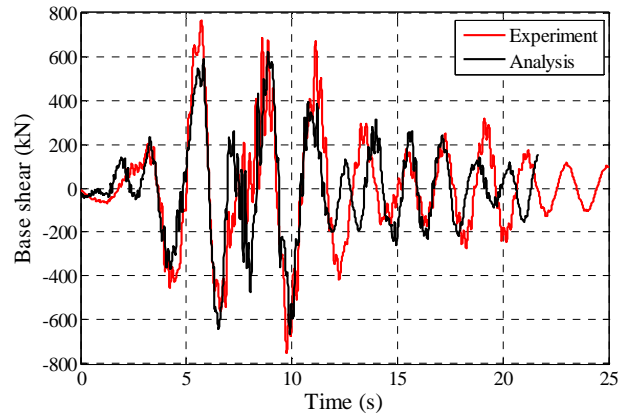
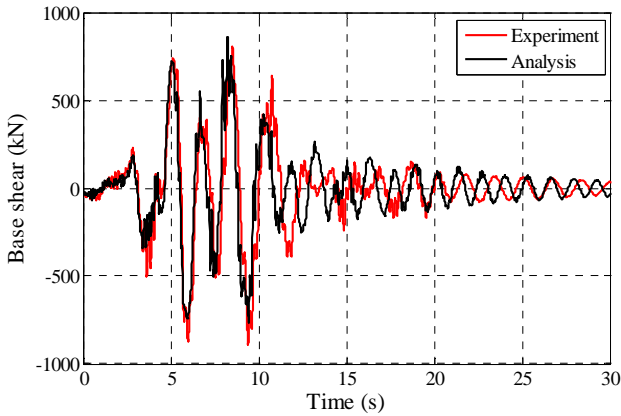
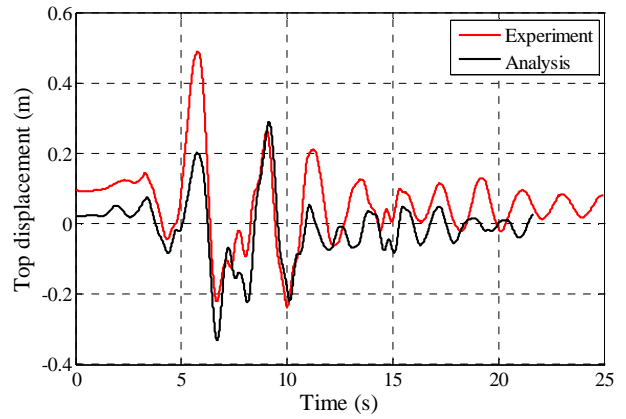
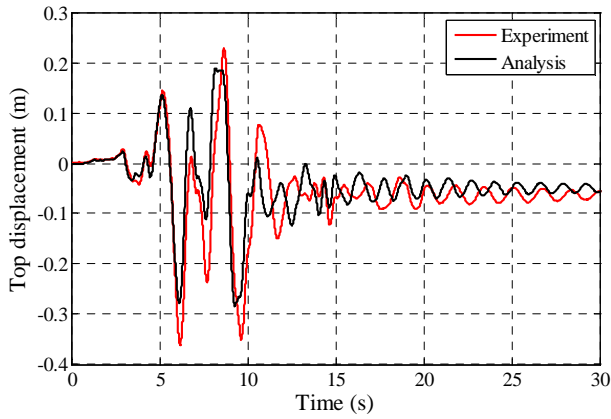


Figura 10. Storia degli spostamenti in sommità (in alto) e dei tagli alla base (in basso) applicando il 3° record (EQ3).

Figura 12. Storia degli spostamenti in sommità (in alto) e dei tagli alla base (in basso) applicando il 6° record (EQ6).

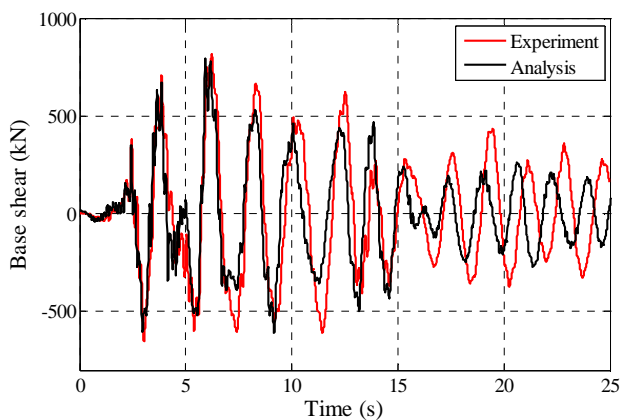
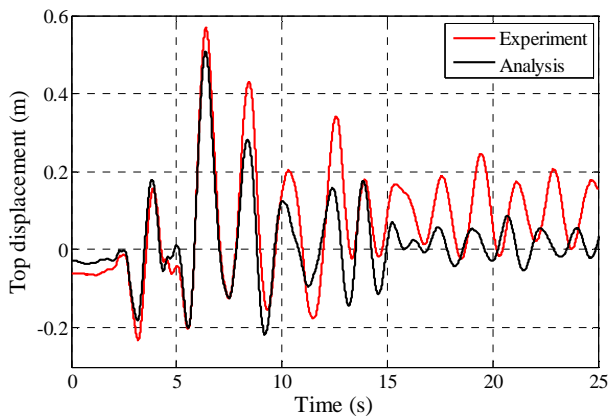


Figura 11. Storia degli spostamenti in sommità (in alto) e dei tagli alla base (in basso) applicando il 5° record (EQ5).

5 CONCLUSIONI

In questo articolo è stato descritto il lavoro svolto dagli autori nell'ambito di un "Blind Prediction Contest" indetto e sponsorizzato nel 2010 dal PEER e dal NEES.

L'obiettivo principale della competizione era quello di predire le caratteristiche generali di risposta di una pila da ponte a scala reale in cemento armato.

Dopo una breve descrizione del prototipo oggetto della prova sperimentale, nonché delle principali strategie adottate in fase di modellazione, sono stati presentati alcuni dei risultati ritenuti più significativi.

In seguito ad un'attenta osservazione dei risultati si può quindi concludere che, nonostante la discreta semplicità della struttura in esame (sistema ad un solo grado di libertà), le predizioni analitiche sottomesse dai partecipanti hanno mostrato una significativa e alquanto preoccupante variabilità. Allo stesso tempo, però, i risultati numerici proposti dagli autori hanno messo in evidenza che, grazie all'adozione di un approccio di modellazione relativamente semplice, in cui vengono impiegati parametri ingegneristici tutto sommato facili ed accessibili

(come le proprietà geometriche e le caratteristiche meccaniche dei materiali), è possibile ottenere una stima relativamente accurata della risposta.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato parzialmente finanziato dalla Commissione Europea attraverso il progetto FP7 “SYNER-G”. Tale sostegno è riconosciuto con gratitudine.

BIBLIOGRAFIA

- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V., 1983. Modelling of R/C joints under cyclic excitations, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **109**(11), 2666-2684.
- Hall, J.F., 2006. Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(5), 525-545.
- Hilber, H.M., Hughes, T.J.R., Taylor, R.L., 1977. Improved numerical dissipation for the time integration algorithms in structural dynamics, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **5**(3), 283-292.

- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.
- Martinez-Rueda, J.E., Elnashai, A.S., 1997. Confined concrete model under cyclic load, *Materials and Structures*, **30**(197), 139-147.
- Menegotto, M., Pinto, P.E., 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 15-22.
- NEES@UCSD, 2010. Concrete Column Blind Prediction Contest. Available from URL: http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction_contest.
- Priestley, M.J.N., Grant, D.N., 2005. Viscous damping in seismic design and analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, **9**(Special Issue 1), 229-255.
- SeismoSoft, 2008. SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic nonlinear analysis of framed structures (online). Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.