

## ANALISI NUMERICA DELL'INTERAZIONE CINEMATICA PALO-TERRENO

Mario Martinelli, Alberto Burghignoli e Luigi Callisto  
*Università di Roma La Sapienza*  
*mario.martinelli@uniroma1.it*

### Sommario

In questa memoria sono presentati i primi risultati di uno studio parametrico intorno al fenomeno dell'interazione cinematica palo-terreno per effetto di azioni sismiche severe. Lo studio, di tipo numerico e in condizioni tridimensionali, si avvale dell'impiego di un legame costitutivo elasto-plastico con incrudimento, adatto a modellare il comportamento di terreni a grana grossa in presenza di azioni cicliche, implementato nel codice di calcolo automatico Tochnog, con l'obiettivo di fornire un insieme di risultati che da un lato contribuiscano alla migliore comprensione del fenomeno e che, dall'altro lato, possano costituire un utile riferimento per la valutazione dell'efficacia di procedimenti semplificati, più adatti alla pratica applicativa.

### Introduzione

Il danneggiamento dei pali a seguito dei terremoti è stato osservato da numerosi studi retrospettivi di recenti eventi sismici (Margason, 1975; Okamoto, 1983; Nishizawa et al., 1984; Mizuno, 1987). A seguito dei terremoti di Loma Prieta (1989) e di Kobe (1995) sono stati condotti analisi più approfondite per documentare i danni e per identificarne le possibili cause. Queste sono in generale riassumibili in tre diverse tipologie:

- le elevate sollecitazioni indotte dalla struttura in elevazione (*interazione inerziale*);
- le deformazioni indotte nel sottosuolo dal passaggio di onde sismiche e gli effetti sui pali (*interazione cinematica*), soprattutto in presenza di forti discontinuità di rigidità e di resistenza del terreno;
- il movimento eccessivo dei pali causato dalla perdita di resistenza per liquefazione ed eventualmente dal successivo *lateral spreading*;

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14.1.2008) hanno per la prima volta richiamato l'attenzione del progettista intorno all'opportunità di valutare i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica "per le costruzioni di classe d'uso III e IV, per sottosuoli di tipo D o peggiori, in siti a sismicità media o alta ( $a_g > 0.25g$ ) e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto tra strati contigui di terreno."

Il fenomeno dell'interazione cinematica palo-terreno è stato finora prevalentemente trattato in campo elastico, lineare e non, spesso con riferimento a modelli discontinui costituiti da molle e smorzatori (Dobry & O'Rourke, 1983; Mineiro, 1990; Kavvadas & Gazetas, 1993; Nikolaou et al., 1995; Nikolaou & Gazetas, 1997; Mylonakis, 1999; Mylonakis, 2001; Maiorano et al., 2009; Sica et al., 2009). Per valutare il significato e i limiti dell'approccio elastico nell'analisi di questo fenomeno, peraltro particolarmente utile per la relativa

semplicità d'impiego, si è avviato uno studio dell'interazione cinematica palo-terreno che si avvallesse dell'impiego di un legame costitutivo più avanzato, per tener conto del comportamento prevalentemente plastico dei terreni reali e del carattere ciclico delle azioni. È prevista la prosecuzione dello studio per indagare l'effetto dell'impiego di legami elastoplastici anche per il palo.

### Il modello costitutivo e la sua implementazione

La scelta è caduta sul modello di Dafalias & Manzari (2004), sviluppato per terreni a grana grossa nell'ambito dell'impianto generale della Meccanica dello Stato Critico, ma con integrazioni sostanziali che consentono di simulare correttamente l'effetto dello stato di addensamento iniziale e alcuni aspetti della risposta del materiale quali il decadimento della rigidità, lo smorzamento e l'accumulo di deformazioni plastiche al crescere del numero di cicli di carico e scarico.

Il modello è stato codificato in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Perugia usando l'algoritmo adattativo RKF23 (Tamagnini, 2010), di elevata accuratezza ed efficienza, ed è stato implementato nel codice agli elementi finiti TOCHNOG v. 5.3. L'implementazione è stata verificata confrontando alcune simulazioni di prove meccaniche ottenute con altre due differenti implementazioni che utilizzano l'algoritmo di Eulero in avanti: la prima sviluppata in Matlab e la seconda presente nel codice agli elementi finiti FEI sviluppato presso l'Università di California di Davis (Figura 1, Figura 2).

Impiegando il codice TOCHNOG sono state condotte alcune analisi di risposta sismica locale in condizioni monodimensionali per verificare l'affidabilità dell'algoritmo anche nelle analisi al finito. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti con il codice FEI, utilizzando sia la formulazione disaccoppiata ( $u$ ) sia la formulazione accoppiata ( $up$ ) (Figura 3).

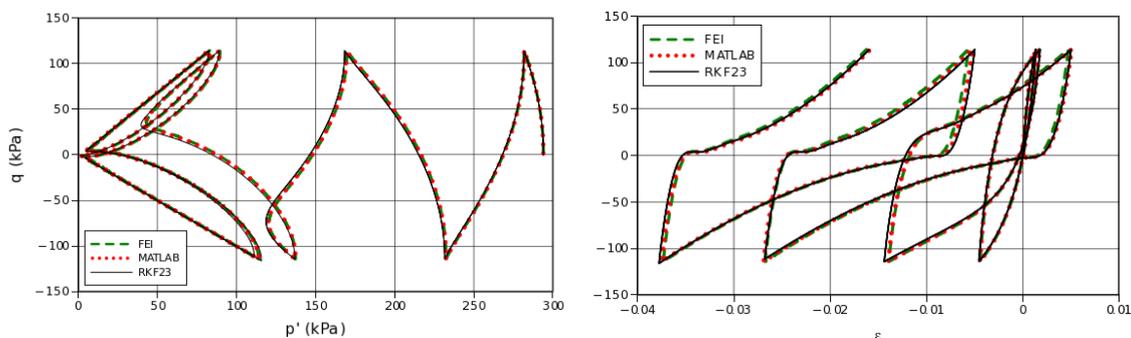


Figura 1: Simulazioni di una prova TXCIU ciclica. Confronto tra RKF23, FEI e MATLAB.

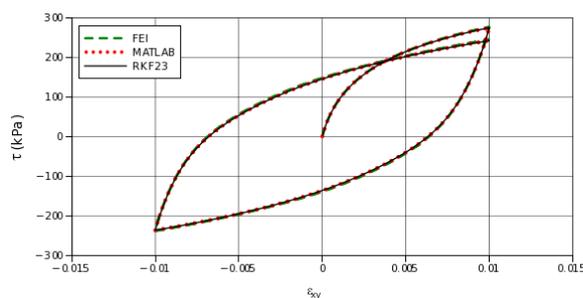


Figura 2: Simulazione di una prova di taglio semplice.  
Confronto tra RKF23, FEI e MATLAB.

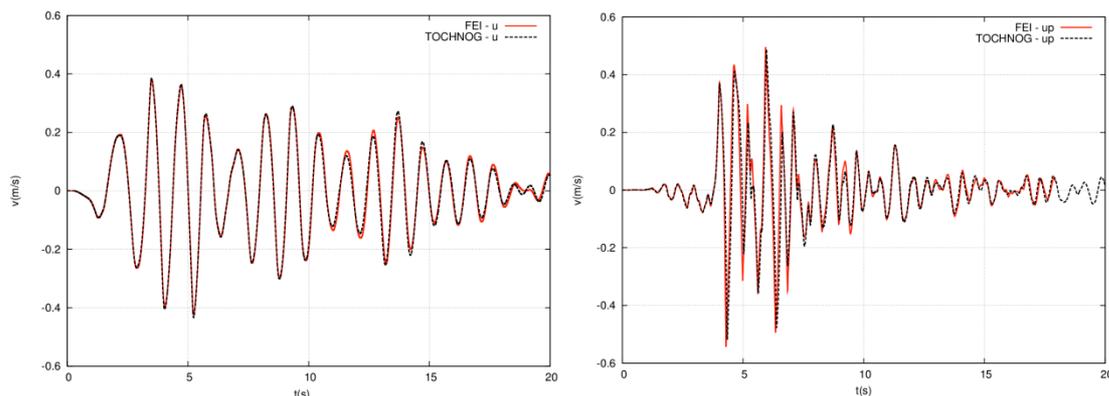


Figura 3: Analisi della risposta sismica locale: storia delle velocità in superficie.  
Formulazione disaccoppiata (u) e accoppiata (up).

### Analisi parametrica

Per una migliore comprensione dell'interazione cinematica palo-terreno, obiettivo principale di questo lavoro, si è deciso di condurre uno studio parametrico.

Il terreno è stato modellato con elementi isoparametrici a 27 nodi, mentre il palo è costituito da elementi tipo "beam" collegati ai nodi della mesh con altri elementi (tridimensionali) tipo "beam" in modo da garantire la planarità di ciascuna sezione.

La stratigrafia presa in esame, rappresentata in Figura 4, è composta da due strati, ciascuno di spessore pari a 15 m. Il profilo dell'indice dei vuoti con la profondità nello strato inferiore è mantenuto fisso per tutte le analisi, mentre quello nello strato superiore è fatto variare in modo tale da far raggiungere alla densità relativa valori compresi tra il 55% e l'85% (Figura 5). In tutte le analisi, in corrispondenza dell'interfaccia lo strato superiore ha una rigidità iniziale circa tre volte più piccola di quella dello strato inferiore e la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $v_{s,30}$ ) è minore di 180 m/s. Il sottosuolo appartiene quindi alla classe di terreno di tipo D (DM 14.1.2008).

Il palo, studiato sia nell'ipotesi di rotazione libera in testa sia di rotazione impedita, ha un diametro fisso assunto pari a 1 m e una lunghezza variabile fra 16 e 20 m.

Sono stati eseguiti tre diversi tipi di analisi.

*Analisi drenate.*

*Analisi non drenate.* In queste analisi, sempre svolte in termini di tensioni efficaci, si sono considerate condizioni non drenate nello strato superiore e condizioni drenate nello strato inferiore.

*Analisi di consolidazione.* Entrambi gli strati sono in grado di sviluppare e di dissipare le sovrappressioni interstiziali. Per queste analisi sono stati adottati due diversi valori del coefficiente di permeabilità ( $10^{-6}$  e  $10^{-4}$  m/s) per lo strato superiore e un unico valore ( $10^{-4}$  m/s) per lo strato inferiore.

Queste analisi consentono di valutare l'influenza di diversi parametri quali l'indice dei vuoti, la permeabilità dei terreni, la lunghezza della parte di palo immersa nello strato rigido, il vincolo alla rotazione in testa al palo. Inoltre, data l'accuratezza del legame costitutivo e della modellazione al finito, i risultati dello studio parametrico possono costituire un utile riferimento nel confronto con quelli che derivano da approcci semplificati.

### Considerazione in merito ai risultati delle analisi effettuate

Nel seguito sono stati rappresentati i risultati ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale e da analisi d'interazione terreno-struttura per un palo di lunghezza pari a 20 m e con riferimento ai due valori estremi della densità relativa dello strato superiore ( $D_r = 55\%$  e  $85\%$ ). I dati sismici adottati sono relativi alla storia temporale delle accelerazioni di Tolomezzo-Diga Ambiesta, componente WE ( $a_g = 0.315g$ ).

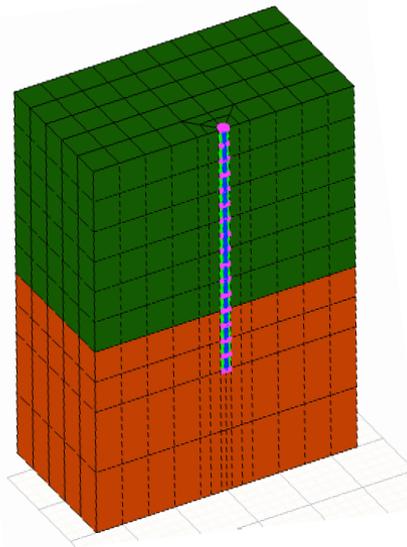


Figura 4: modello 3D.

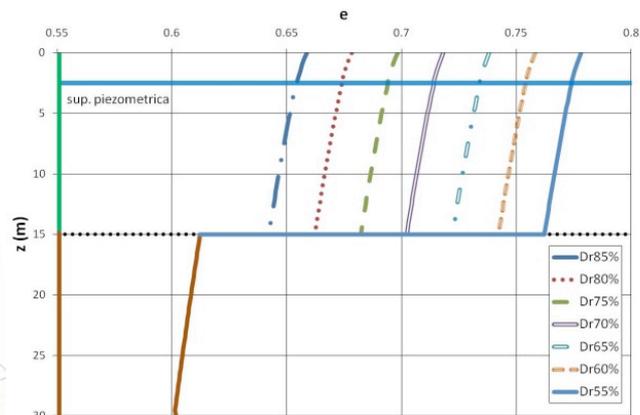


Figura 5: profilo dell'indice dei vuoti con la profondità.

L'influenza della permeabilità dei terreni è mostrata nelle storie temporali delle velocità in superficie ottenute per diverse densità relative dello strato superficiale (Figure 6 e 7), così come nell'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali (Figure 8 e 9).

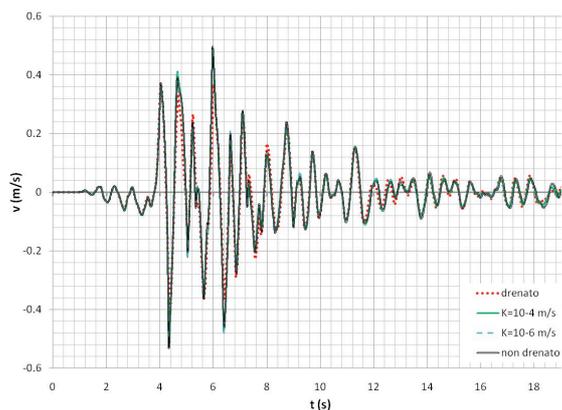


Figura 6: ARSL - storia temporale delle velocità in testa alla colonna.  $Dr = 85\%$ .

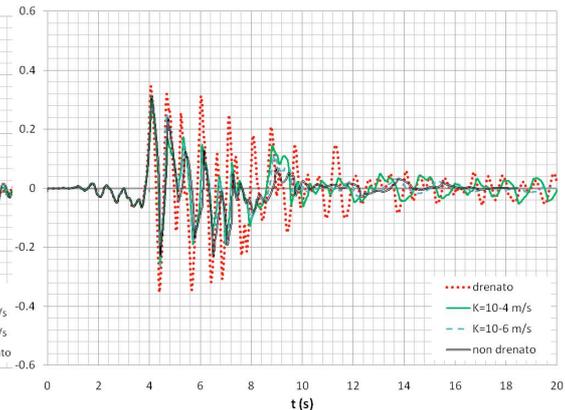


Figura 7: ARSL - storia temporale delle velocità in testa alla colonna.  $Dr = 55\%$ .

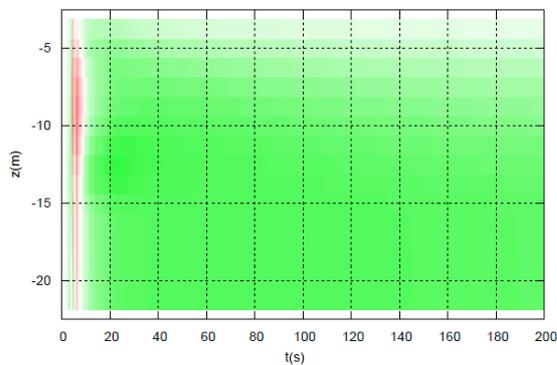


Figura 8: ARSL - Evoluzione delle  $\Delta u$  (in kPa) nel tempo.  $Dr = 85\%$  -  $K = 1e-6$  m/s (valori negativi di compressione).

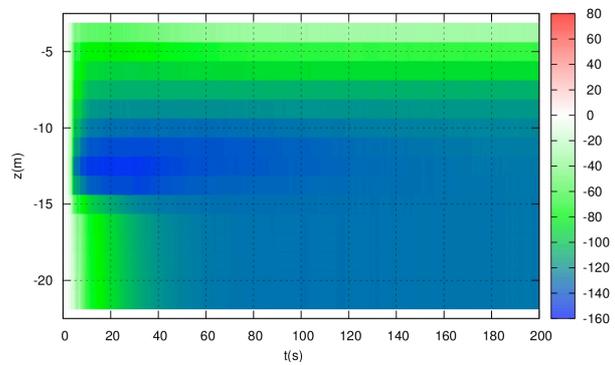


Figura 9: ARSL - Evoluzione delle  $\Delta u$  (in kPa) nel tempo.  $Dr = 55\%$  -  $K = 1e-6$  m/s. (valori negativi di compressione).

Nelle Figure 10 e 11 sono riportati gli involupei dei momenti flettenti massimi lungo il palo (immerso per 5 m nello strato inferiore) per le due situazioni stratigrafiche esaminate.

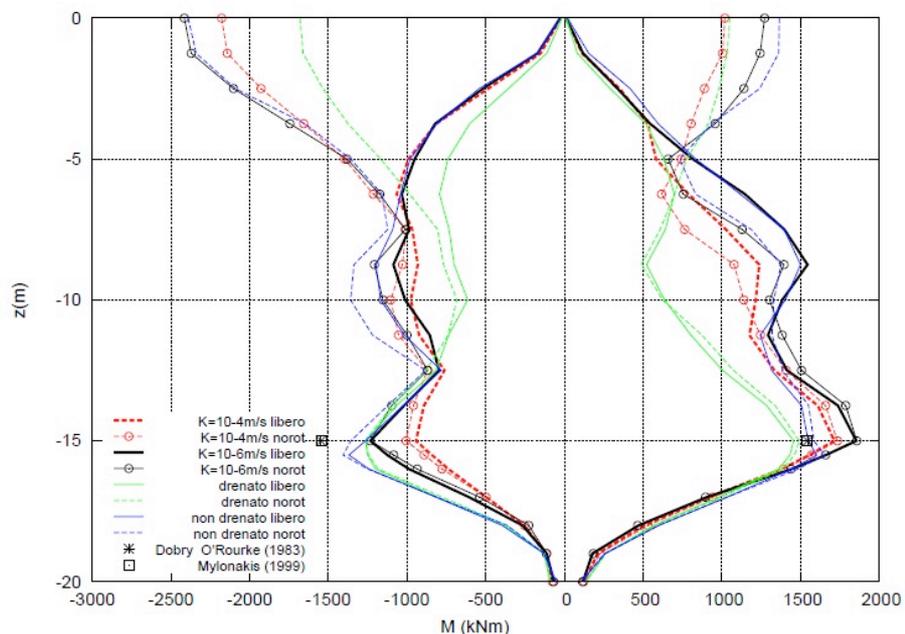


Figura 10:  $Dr = 55\%$ . Involuppo dei momenti massimi a fine sisma.

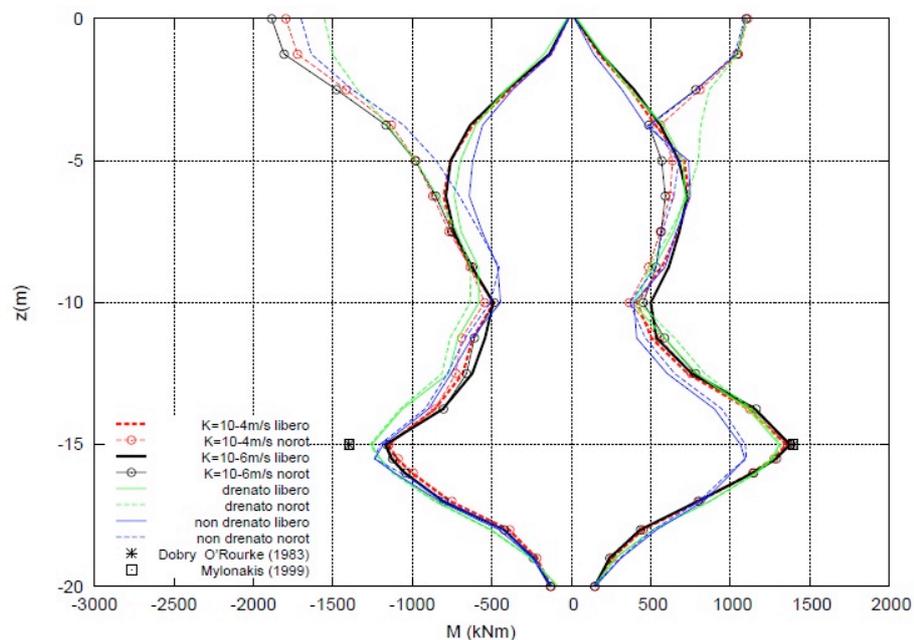


Figura 11:  $Dr = 85\%$ . Involuppo dei momenti massimi a fine sisma.

t(s)

Dall'osservazione dei risultati si rileva chiaramente l'influenza dello stato di addensamento sullo sviluppo delle pressioni interstiziali e sul corrispondente incremento delle sollecitazioni flettenti.

I momenti flettenti massimi si localizzano in corrispondenza dell'interfaccia tra i due strati se

il palo è libero di ruotare in testa; si localizzano invece in testa, se la rotazione è impedita, con valori generalmente maggiori che non all'interfaccia e tendenza a crescere al diminuire della densità relativa. Nei casi esaminati, la presenza del vincolo in testa ha un effetto apprezzabile fino a 7-8 diametri di profondità, cosicché i valori del momento all'interfaccia risultano indipendenti da tale vincolo.

In molti di questi casi le sollecitazioni flettenti raggiungono o eccedono i momenti di plasticizzazione del palo, testimoniando così l'importanza in termini quantitativi di questo fenomeno d'interazione.

Da un primo confronto, infine, si rileva un buon accordo tra i valori del momento flettente all'interfaccia tra i due strati derivanti dell'analisi numerica e gli analoghi valori ottenuti con gli approcci semplificati proposti da Dobry & O'Rourke (1983) e Mylonakis (1999), a partire dalle deformazioni valutate con il presente modello in condizioni monodimensionali.

## **Bibliografia**

- Dobry, R. & O'Rourke, M. J. (1983), Discussion on 'Seismic response of end-bearing piles' by Flores-Berrones, R. & Whitman, R. V. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* p. 109
- Kavvas, M. & Gazetas, G. (1993), Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 2, pp. 207-222.
- Maiorano, R.M.S., de Sanctis, L., Aversa, S. e Mandolini, A. (2009), *Kinematic response analysis of piled foundations under seismic excitation*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 5: pp. 571-584.
- Mylonakis, G. (1999), Seismic Pile Bending at Deep Interfaces, Report GEL-99-01, Geotechnical Laboratory, City College of New York.
- Mylonakis, G. (2001), Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces, *Soils and Foundations*, 41(4), 47-58.
- Nikolaou, A. & Gazetas, G. (1997), Seismic Design Procedure for Kinematically Loaded Piles, XIV ICSMFE, Special Volume, ISSMFE TC4 Earthquake Geotechnical Engineering, Hamburg, Germany, Sept. 6-12, pp. 253-260.
- Nishizawa, T., Tajiri, S. & Kawamura, S. (1984), Excavation and response analysis of damaged pile by liquefaction, Proc. 8th World Conf. Earthquake Engng 3, 593-600.
- Okamoto, S. (1983), *An introduction to earthquake engineering*, 2nd edn. University of Tokyo Press.
- Nikolaou, A., Mylonakis, G. and Gazetas, G. (1995), *Kinematic Bending Moments in Seismically Stressed Piles*, Report. NCEER-95-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.
- Sica, S., Simonelli, A.L. e Mylonakis, G. (2009), *Kinematic pile bending in layered soils: Linear vs. equivalente linear analysis*, Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Kokusho, Tsukamoto & Yoshimine (eds), Taylor & Francis Group, London.
- Tamagnini, C. (2010), Comunicazione privata.