

Validation of a 3D model for dynamic soil-structure-interaction of pile foundations by means of in situ tests

Maria Chiara Capatti^a, Sandro Carbonari^a, Francesca Dezi^b, Fabrizio Gara^a, Graziano Leoni^c, Michele Morici^c

^a Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura, Università Politecnica delle Marche, Via Brecce Bianche, 60131 Ancona.

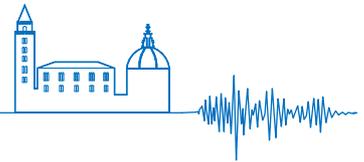
^b Dipartimento di Economia, Scienze e Diritto, Università degli studi della Repubblica di San Marino, Via Salita alla Rocca 44, 47890 San Marino, Repubblica di San Marino.

^c Scuola di Ateneo Architettura e Design, Università di Camerino, Viale della Rimembranza, 63100 Ascoli Piceno

Keywords: *Experimental validation, Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction, In Situ tests, Dynamic Identification Techniques.*

ABSTRACT

In the present paper, a twofold validation of a numerical model developed by the authors for the kinematic and inertial soil-pile-structure interaction analyses, based on results of full scale *in-situ* experimental tests is presented and discussed. The model, originally developed for groups of vertical piles in layered soils and recently updated to consider pile inclination, accounts for pile-soil-pile interaction and radiation problem by means of elastodynamic Green's functions. The validation is based on *in situ* data deriving from two different experimental campaigns. The first campaign concerns three steel pipe piles in a near shore environment, tested by means of impact and snap back tests; strains along the shaft of the source pile and acceleration on the top of source and receiver piles were acquired. The second set of experimental data have been obtained during an experimental campaign on both two single vertical micropiles and on a group of inclined micropiles in an alluvial soil deposit, where ambient vibration tests, impact load tests, snap back tests and forced vibration tests were performed. Finally, the comparison between numerical and experimental data in terms of dynamic impedance of the system is discussed, and the ability of the proposed model to simulate soil-pile-interaction phenomena is evaluated for different typologies of deep foundations.



Validazione di un modello 3D per l'interazione dinamica terreno-struttura mediante prove in sito su fondazioni profonde

Maria Chiara Capatti^a, Sandro Carbonari^a, Francesca Dezi^b, Fabrizio Gara^a, Graziano Leoni^c, Michele Morici^c

^a Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura, Via Breccie Bianche, 60131 Ancona.

^b Dipartimento di Economia, Scienze e Diritto, Via Salita alla Rocca 44, 47890 San Marino, Repubblica di San Marino.

^c Scuola di Ateneo Architettura e Design, Viale della Rimembranza, 63100 Ascoli Piceno.

Keywords: Validazione Sperimentale, Interazione Dinamica Terreno-Palo-Struttura, Prove In-Situ, Tecniche di Identificazione Dinamica.

ABSTRACT

In questo articolo viene presentata e discussa la duplice validazione di un modello numerico per l'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura nel caso di fondazioni profonde. Il modello, originariamente sviluppato per gruppi di pali verticali in terreni stratificati, e recentemente aggiornato per tener conto dell'inclinazione dei pali, considera l'interazione terreno-palificata e lo smorzamento per radiazione attraverso funzioni elastodinamiche di Green. La validazione è basata su dati sperimentali ottenuti attraverso due distinte campagne sperimentali. La prima campagna prove riguarda tre pali in acciaio vibro-infissi in ambiente marino, sui quali sono state eseguite prove di impatto e prove di snap-back, misurando le deformazioni lungo il palo sorgente e le accelerazioni in testa al palo sorgente e a quelli riceventi. Il secondo gruppo di dati sperimentali è stato ottenuto durante una recente campagna prove su due micropali singoli verticali e su un gruppo di tre micropali inclinati in terreno limoso alluvionale, durante la quale sono state eseguite prove di vibrazioni ambientali e di impatto, prove di snap-back e prove in condizioni di vibrazioni forzate. Attraverso il confronto tra dati numerici e sperimentali in termini di impedenza del sistema, si discute la capacità previsionale del modello nel simulare il fenomeno dell'interazione palo terreno al variare della tipologia di fondazione profonda.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni sono stati sviluppati diversi modelli numerici ed analitici per riprodurre il fenomeno complesso dell'interazione terreno-palo-struttura sotto carichi dinamici orizzontali. In questo contesto, sia i metodi diretti, in cui si modella agli elementi finiti o alle differenze finite l'intero sistema terreno-fondazione (Yegian e Wright, 1973; Trochanis et al., 1991), sia procedure teoriche nell'ambito dei metodi per sottostrutture (Wolf, 1987; Fan et al., 1991; Gazetas e Mylonakis, 1998), sono estremamente sensibili ai parametri geometrici e meccanici che definiscono le caratteristiche dinamiche del sistema terreno-palo. Per questo motivo, i risultati sperimentali ottenuti attraverso prove in scala reale o in piccola scala sono preziosi per una loro accurata valutazione e calibrazione. Essendo tra loro complementari, le prove in sito ed in laboratorio garantiscono insieme una adeguata conoscenza dei fenomeni geotecnici (Jamiolkowski et al., 1995). Infatti, i test in piccola scala fatti in laboratorio offrono l'opportunità di eseguire studi

parametrici in condizioni di terreno e di carico note e controllabili, mentre test in scala reale realizzati in-situ forniscono le reali condizioni del terreno e del palo. Ad oggi, la maggior parte dei lavori sperimentali si è concentrata su test in piccola scala, mentre pochi lavori riguardano prove in-situ in vera grandezza (Jennings et al., 1986; Pender et al., 2011; Dezi et al., 2012b, 2013, 2016). I dati sperimentali però, oltre a permettere una migliore comprensione dei fenomeni, potrebbero anche essere usati per la validazione di metodi teorici o di modelli numerici.

In questo lavoro, il modello teorico di Dezi et al. (2009, 2016) per l'interazione dinamica cinematica ed inerziale di gruppi di pali, applicato in passato per cogliere la risposta sismica di ponti e strutture con fondazioni profonde (Carbonari 2011a, 2011b, 2012; Dezi et al., 2012a) è stato validato attraverso due set di dati sperimentali ottenuti da altrettante campagne prove.

La prima campagna prove riguarda tre pali in acciaio vibroinfissi in ambiente near-shore, sui quali sono state eseguite prove di impatto e di snap-back, misurando le deformazioni lungo il palo sorgente e le accelerazioni in testa al palo

sorgente e a quelli riceventi. Il secondo gruppo di dati sperimentali è stato ottenuto durante una recente campagna prove su due micropali singoli verticali e su un gruppo di tre micropali inclinati in terreno limoso alluvionale, durante la quale sono state eseguite vibrazioni ambientali, prove di impatto, snap back e vibrazioni forzate.

La capacità previsionale del modello è mostrata in termini di rigidità dinamica dei sistemi investigati.

2 MODELLO TEORICO

La formulazione agli elementi finiti originariamente proposta in Dezi et al. (2009) per l'analisi cinematica di gruppi di pali risolve il problema nel dominio delle frequenze, nell'ottica di un approccio per sottostrutture. La formulazione è stata recentemente aggiornata Dezi et al. (2016) per tenere in conto dell'inclinazione dei pali, ed è in seguito brevemente riportata.

Si considera un gruppo di n pali circolari con lo stesso diametro ma con differenti angoli di inclinazione. Il sistema di riferimento $\{0; x_1, x_2; z\}$ è definito in Figura 1. L'orientamento del palo p -esimo, per il quale si assume un comportamento a trave di Eulero-Bernoulli, è definito dal versore $\mathbf{a}_{\zeta,p}$ dell'asse longitudinale del palo ζ_p . Per semplicità, la proiezione della lunghezza del palo sull'asse verticale z è uguale a L per tutti i pali, dunque la lunghezza effettiva del palo p -esimo può essere ottenuta come:

$$\zeta_p = (\mathbf{a}_{\zeta,p} \cdot \mathbf{e}_z)^{-1} z = \beta_p z \quad (1)$$

considerando $z = L$. In (1), \mathbf{e}_z è il versore dell'asse verticale nel sistema di riferimento globale. Il sistema di riferimento locale $\{0'; \xi_1, \xi_2; \zeta\}_p$ del palo p -esimo è identificato dalla base ortonormale

$$\mathbf{a}_{\zeta,p} \quad \mathbf{a}_{2,p} = \mathbf{e}_z \times \mathbf{a}_{\zeta,p} \quad \mathbf{a}_{1,p} = \mathbf{a}_{2,p} \times \mathbf{a}_{\zeta,p} \quad (2a,b,c)$$

dove $\mathbf{a}_{1,p}$ e $\mathbf{a}_{2,p}$ sono i versori degli assi locali ξ_1 e ξ_2 , rispettivamente.

Se ω è la frequenza angolare, gli spostamenti dei pali ad una certa profondità z , con riferimento al sistema di riferimento globale, sono descritti nel dominio delle frequenze dal vettore a valori complessi

$$\mathbf{u}^T(\omega; z) = [\mathbf{u}_1^T \quad \dots \quad \mathbf{u}_p^T \quad \dots \quad \mathbf{u}_n^T] \quad (3)$$

che raggruppa gli spostamenti misurati lungo l'asse degli n pali che costituiscono il gruppo. Ogni sottovettore $\mathbf{u}_p(\omega; z)$, riferito al p -esimo palo, contiene le componenti di spostamento u_{p1} ,

u_{p2} e u_{p3} lungo le direzioni x_1 , x_2 e z , rispettivamente. In accordo con il modello di Eulero-Bernoulli, le deformazioni sono descritte dalle curvature dei pali su piani ortogonali a ξ_i e da una deformazione normale media; queste sono raggruppate nel vettore

$$D\mathbf{R}\mathbf{u}^T(\omega; z) = [\tilde{D}\mathbf{R}_1\mathbf{u}_1^T \quad \dots \quad \tilde{D}\mathbf{R}_p\mathbf{u}_p^T \quad \dots \quad \tilde{D}\mathbf{R}_n\mathbf{u}_n^T] \quad (4)$$

ottenuto applicando l'operatore differenziale

$$\tilde{D}\mathbf{R}_p\mathbf{u}_p^T(\omega; z) = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2}{\partial \zeta^2} (\mathbf{R}_p\mathbf{u}_p \cdot \mathbf{a}_{2,p}) \\ \frac{\partial^2}{\partial \zeta^2} (\mathbf{R}_p\mathbf{u}_p \cdot \mathbf{a}_{1,p}) \\ \frac{\partial}{\partial \zeta} (\mathbf{R}_p\mathbf{u}_p \cdot \mathbf{a}_{\zeta,p}) \end{bmatrix} \quad (5)$$

Nell'equazione (4),

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{R}_p & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{R}_n \end{bmatrix} \quad (6)$$

è la matrice di rotazione che permette di esprimere gli spostamenti locali di ciascun palo a partire dai corrispondenti spostamenti globali; ciò si ottiene assemblando le matrici

$$\mathbf{R}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{e}_1 \cdot \mathbf{a}_{1,p} & \mathbf{e}_1 \cdot \mathbf{a}_{2,p} & \mathbf{e}_1 \cdot \mathbf{a}_{\zeta,p} \\ \mathbf{e}_2 \cdot \mathbf{a}_{1,p} & \mathbf{e}_2 \cdot \mathbf{a}_{2,p} & \mathbf{e}_2 \cdot \mathbf{a}_{\zeta,p} \\ \mathbf{e}_z \cdot \mathbf{a}_{1,p} & \mathbf{e}_z \cdot \mathbf{a}_{2,p} & \mathbf{e}_z \cdot \mathbf{a}_{\zeta,p} \end{bmatrix} \quad (7)$$

ottenute considerando tutti i pali del gruppo. I pali sono soggetti a forze di interazione laterale le cui risultanti sono raggruppate nel vettore

$$\mathbf{r}^T(\omega; z) = [\mathbf{r}_1^T \quad \dots \quad \mathbf{r}_p^T \quad \dots \quad \mathbf{r}_n^T] \quad (8)$$

costituito dai sottovettori \mathbf{r}_p , ciascuno contenete le componenti r_{p1} , r_{p2} e r_{p3} lungo le direzioni x_1 , x_2 e z , rispettivamente. In condizioni dinamiche, nascono delle forze di inerzia $\omega^2 \mathbf{M}\mathbf{u}(\omega; z)$, dove

$$\mathbf{M} = \rho_p A \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{I} & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{I} \end{bmatrix} \quad (9)$$

è la matrice delle masse del gruppo. Nella (9) ρ_p e A sono rispettivamente la densità del materiale e l'area della sezione trasversale del palo, mentre \mathbf{I} è la matrice identità (di ordine 3).

Assumendo un comportamento lineare per il palo, le risultanti delle tensioni sono definite da:

$$\mathbf{s}(\omega; z) = \mathbf{KDRu}(\omega; z) \quad (10)$$

dove

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_1 & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{K}_p & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{K}_n \end{bmatrix} \quad (11)$$

è la matrice di rigidità dei pali del gruppo, ottenuta assemblando le sottomatrici

$$\mathbf{K}_p = E \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & A \end{bmatrix} \quad (12)$$

in cui E è il modulo di Young del materiale e I è il momento d'inerzia della sezione del palo.

La condizione d'equilibrio in forma debole del gruppo di pali si può esprimere attraverso il principio di Lagrange-D'Alambert, ottenendo:

$$\int_0^L \mathbf{BKDRu}(\omega; z) \cdot \mathbf{DR}\hat{\mathbf{u}}(z) dz - \int_0^L \mathbf{r}(\omega; z) \cdot \hat{\mathbf{u}}(z) dz - \omega^2 \int_0^L \mathbf{B}\mathbf{M}\mathbf{u}(\omega; z) \cdot \hat{\mathbf{u}}(z) dz = 0 \quad \forall \hat{\mathbf{u}} \neq \mathbf{0} \quad (13)$$

in cui

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \beta_1 & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \beta_p & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \beta_n \end{bmatrix} \quad (14)$$

è la matrice che contiene i Jacobiani delle trasformazioni di coordinate. La condizione di compatibilità tra gli spostamenti del palo e del terreno è espressa, assumendo che non si verifichi un distacco all'interfaccia tra palo e terreno durante il moto, dalla relazione integrale:

$$\mathbf{u}(\omega; z) = \mathbf{u}_{ff}(\omega; z) - \int_0^L \mathbf{D}(\omega; \kappa, z) \mathbf{r}(\omega; \kappa) d\kappa \quad (15)$$

che esprime l'uguaglianza tra gli spostamenti del palo e quelli del terreno, valutati in corrispondenza dell'asse del palo e ottenuti dalla sovrapposizione del moto \mathbf{u}_{ff} di *free field* e degli spostamenti indotti dai fenomeni di interazione terreno-palificata.

Come per gli spostamenti del palo il moto di *free field* è espresso dal vettore

$$\mathbf{u}_{ff}^T(\omega; z) = [\mathbf{u}_{1ff}^T \quad \cdots \quad \mathbf{u}_{pff}^T \quad \cdots \quad \mathbf{u}_{nff}^T] \quad (16)$$

In (15),

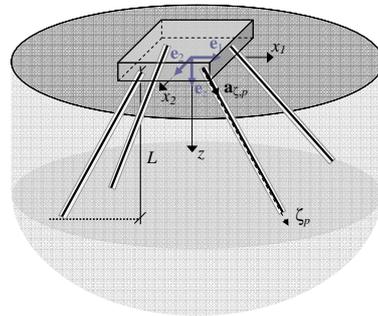


Figura 1. Gruppo con pali inclinati

$$\mathbf{D}(\omega; \kappa, z) = \begin{bmatrix} \mathbf{D}_{11} & \cdots & \mathbf{D}_{1q} & \cdots & \mathbf{D}_{1n} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{D}_{p1} & \cdots & \mathbf{D}_{pq} & \cdots & \mathbf{D}_{pn} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{D}_{n1} & \cdots & \mathbf{D}_{nq} & \cdots & \mathbf{D}_{nn} \end{bmatrix} \quad (17)$$

è una matrice a valori complessi ottenuta assemblando le sottomatrici $\mathbf{D}_{pq}(\omega; \kappa, z)$, che contengono le funzioni elastodinamiche di Green; queste esprimono gli spostamenti del terreno in corrispondenza del palo p -esimo alla profondità z , indotti da una forza armonica puntuale applicata in corrispondenza del palo q -esimo alla profondità κ . La (15) permette di modellare i fenomeni dell'interazione terreno-palificata una volta che siano note le funzioni di Green. Dal momento che il problema è completamente accoppiato, tutte le componenti delle matrici \mathbf{D}_{pq} sono non nulle. Il problema si può semplificare introducendo le ipotesi di Baranov (basate sulle approssimazioni di Winkler), assumendo che il terreno sia costituito da layer orizzontali infinitamente estesi. Sotto questa ipotesi, le reazioni del terreno lungo la superficie laterale dei pali siano prodotte da layer elastici mutualmente indipendenti l'uno dall'altro. Il kernel della (15) dunque si semplifica

$$\mathbf{D}(\omega; \kappa, z) = \tilde{\mathbf{D}}(\omega; z) \delta(z - \kappa) \quad (18)$$

dove $\delta(z - \kappa)$ è la funzione delta di Dirac e $\tilde{\mathbf{D}}(\omega; z)$ contiene le funzioni elastodinamiche di Green che descrivono la dinamica dei layer infiniti alla profondità z . La (15) diventa così

$$\mathbf{u}(\omega; z) = \mathbf{u}_{ff}(\omega; z) - \tilde{\mathbf{D}}(\omega; z) \mathbf{r}(\omega; z) \quad (19)$$

dalla quale si possono ricavare le forze di interazione terreno-palificata

$$\mathbf{r}(\omega; z) = -\tilde{\mathbf{D}}^{-1}(\omega; z) [\mathbf{u}(\omega; z) - \mathbf{u}_{ff}(\omega; z)] \quad (20)$$

Tenuto conto della (20) la condizione di equilibrio globale (13) può essere riscritta come

$$\int_0^{L_e} \mathbf{BKDRu}(\omega, z) \cdot \mathbf{DR}\hat{\mathbf{u}}(z) dz + \int_0^{L_e} \tilde{\mathbf{D}}^{-1} \mathbf{u}(\omega, z) \cdot \hat{\mathbf{u}}(z) dz \quad (21)$$

$$- \omega^2 \int_0^{L_e} \mathbf{BMu}(\omega, z) \cdot \hat{\mathbf{u}}(z) dz = \int_0^{L_e} \tilde{\mathbf{D}}^{-1} \mathbf{u}_{ff}(\omega, z) \cdot \hat{\mathbf{u}}(z) dz \quad \forall \hat{\mathbf{u}} \neq \mathbf{0}$$

La soluzione del problema può essere ottenuta numericamente con il metodo degli elementi finiti, dividendo i pali in E elementi finiti di lunghezza L_e ed esprimendo gli spostamenti locali all'interno degli elementi attraverso l'interpolazione di quelli agli estremi:

$$\mathbf{R}_p \mathbf{u}_p(z; \omega) \equiv \mathbf{N}_p(z) \mathbf{L}_p \mathbf{d}_p^e(\omega) \quad (22)$$

dove $\mathbf{d}_p^e(\omega)$ è il vettore degli spostamenti nodali del palo p -esimo, costituito da 6 gradi di libertà per nodo; inoltre \mathbf{N}_p è la matrice dei polinomi interpolanti, assemblata considerando polinomi del terzo ordine per gli spostamenti trasversali e del primo per quelli longitudinali, mentre

$$\mathbf{L}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_p & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{R}_p & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{R}_p & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{R}_p \end{bmatrix} \quad (23)$$

è la matrice di rotazione che permette di esprimere gli spostamenti locali dei nodi di estremità dell'elemento a partire da quelli globali. Il vettore (3) può dunque essere approssimato nella forma

$$\mathbf{u}(z; \omega) \equiv \mathbf{R}^T \mathbf{N}(z) \mathbf{L} \mathbf{d}^e(\omega) \quad (24)$$

dove $\mathbf{d}^e(\omega)$ è il vettore che raggruppa gli spostamenti nodali di tutti i pali, mentre \mathbf{N} ed \mathbf{L} sono matrici generali ottenute assemblando i contributi di tutti i pali:

$$\mathbf{N}(z) = \begin{bmatrix} \mathbf{N}_1 & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{N}_p & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{N}_n \end{bmatrix}, \quad \mathbf{L}(z) = \begin{bmatrix} \mathbf{L}_1 & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{L}_p & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{L}_n \end{bmatrix} \quad (25)$$

la condizione globale di equilibrio diventa così:

$$\sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} \mathbf{BKDNLd}^e \cdot \mathbf{DNL}\hat{\mathbf{d}}^e dz + \sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} \tilde{\mathbf{D}}^{-1} \mathbf{R}^T \mathbf{NLd}^e \cdot \mathbf{R}^T \mathbf{NL}\hat{\mathbf{d}}^e dz \quad (26)$$

$$- \omega^2 \sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} \mathbf{BMR}^T \mathbf{NLd}^e \cdot \mathbf{R}^T \mathbf{NL}\hat{\mathbf{d}}^e dz$$

$$= \sum_{i=1}^E \int_0^{L_e} \tilde{\mathbf{D}}^{-1} \mathbf{u}_{ff} \cdot \mathbf{R}^T \mathbf{NL}\hat{\mathbf{d}}^e dz \quad \forall \hat{\mathbf{d}}^e \neq \mathbf{0}$$

Assemblando gli spostamenti nodali in un vettore unico di spostamento $\mathbf{d}(\omega)$, è possibile ottenere il seguente sistema complesso di equazioni lineari:

$$(\overline{\mathbf{K}}_p - \omega^2 \overline{\mathbf{M}} + \overline{\mathbf{K}}_s) \mathbf{d} = \mathbf{f} \quad (27)$$

dove

$$\overline{\mathbf{K}}_p = \sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} (\mathbf{DNL})^T \mathbf{BK}(\mathbf{DNL}) \mathbf{d}^e dz \quad (28)$$

$$\overline{\mathbf{M}} = -\omega^2 \sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} (\mathbf{R}^T \mathbf{NL})^T \mathbf{BM}(\mathbf{R}^T \mathbf{NL}) dz \quad (29)$$

$$\overline{\mathbf{K}}_s = \sum_{e=1}^E \int_0^{L_e} (\mathbf{R}^T \mathbf{NL})^T \tilde{\mathbf{D}}^{-1} (\mathbf{R}^T \mathbf{NL}) dz \quad (30)$$

$$\mathbf{f} = \sum_{i=1}^E \int_0^{L_e} (\mathbf{R}^T \mathbf{NL})^T \tilde{\mathbf{D}}^{-1} \mathbf{u}_{ff} dz \quad (31)$$

sono rispettivamente la matrice globale di rigidità dei pali, la matrice globale delle masse dei pali, la matrice globale di impedenza del terreno, ed il vettore dei carichi esterni dovuti al moto di *free field*.

L'eventuale connessione rigida in testa ai pali viene imposta introducendo un vincolo rigido e definendo un nodo *Master* con sei componenti generalizzate di spostamento, raggruppate nel vettore

$$\mathbf{d}_F^T(\omega) = [U_1 \ U_2 \ U_z \ \Phi_1 \ \Phi_2 \ \Phi_z] \quad (32)$$

Il vincolo è imposto analiticamente per mezzo di una matrice geometrica \mathbf{A} , che permette di scrivere:

$$\mathbf{d}(\omega) = \mathbf{A} \begin{bmatrix} \mathbf{d}_F \\ \mathbf{d}_E \end{bmatrix} \quad (33)$$

dove \mathbf{d}_F e \mathbf{d}_E raggruppano gli spostamenti della zattera e dei pali. La (27) così diventa:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{d}_F \\ \mathbf{d}_E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_F \\ \mathbf{f}_E \end{bmatrix} \quad (34)$$

dove

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} = \mathbf{A}^T (\overline{\mathbf{K}}_p - \omega^2 \overline{\mathbf{M}} + \overline{\mathbf{K}}_s) \mathbf{A} \quad (35)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{f}_F \\ \mathbf{f}_E \end{bmatrix} = \mathbf{A}^T \mathbf{f} \quad (36)$$

Manipolando opportunamente la (24) si ottengono la matrice di impedenza terreno-fondazione, $\mathfrak{S}_i(\omega)$, ed il moto di input al livello della fondazione, $\mathbf{d}_F(\omega)$, necessari per eseguire

analisi di interazione inerziale della sovrastruttura:

$$\mathfrak{S}(\omega) = (\mathbf{Z}_{FF} - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF}) \quad (37)$$

$$\mathbf{d}_F(\omega) = \mathbf{Z}_F^{-1} [\mathbf{f}_F - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{f}_E] \quad (38)$$

Nell'ottica del metodo per sottostrutture, la matrice di impedenza terreno-fondazione espressa con la (37) definisce le relazioni forza-spostamento che permettono di considerare la struttura su base cedevole nelle analisi strutturali, mentre la (38) fornisce il cosiddetto FIM (il moto in input al livello della fondazione), che descrive gli spostamenti del nodo *Master* come conseguenza del moto di *free field* filtrato dal gruppo di pali, e che deve essere applicato alla base della struttura nelle analisi strutturali per tener conto delle modifiche del segnale indotte dal terreno e dalla fondazione.

3 CAMPAGNE SPERIMENTALI

In questo paragrafo le principali caratteristiche delle campagne sperimentali utilizzate per validare il modello analitico di Dezi et al. (2009, 2016) sono brevemente richiamate.

3.1 Pali in acciaio vibroinfissi in argille marine (La Spezia)

I dati sperimentali presi in esame derivano da un'ampia campagna prove eseguita su tre pali tubolari in acciaio vibro infissi presso il porto turistico di La Spezia (Dezi et al. 2012). La stratigrafia dei terreni nell'area in oggetto è stata dedotta da diverse campagne di indagini geognostiche ed è caratterizzata dalla presenza di materiali di ambiente marino, in genere limi, sabbie fini e argille, nei primi metri, e da depositi a maggior componente terrigena, costituiti da argille consolidate, limi e sabbie, più in profondità (Figura 2a).

I pali sono infissi per 9.5 m nello strato di argilla soffice mentre la testa del palo è 1,25 m sopra il livello del mare. I pali non sono vincolati in testa e sono disposti in pianta ad "L" (Figura 2b e c). Questa configurazione ha permesso di rilevare contemporaneamente la risposta di un palo sollecitato in testa, palo sorgente, indicato in Figure 2c come P1, e di due pali riceventi, uno disposto lungo la direzione di applicazione della forzante e l'altro ad essa perpendicolare. Il differente interesse tra i pali, invece, ha consentito di valutare il complesso fenomeno della propagazione ondosa al variare della

distanza dalla sorgente. Le tipologie di strumenti utilizzate per il monitoraggio dei pali sono estensimetri (SG) ed accelerometri (A); per la misura delle pressioni interstiziali nel terreno vicino al palo si sono usati trasduttori di pressione (PT) (Figura 2d). Su questi pali sono state eseguite prove a forzante orizzontale impulsiva con un martello di 5.5 kg in grado di produrre una forza impulsiva massima di circa 5 kN ed uno spettro costante nel range di frequenze 0-200 Hz.

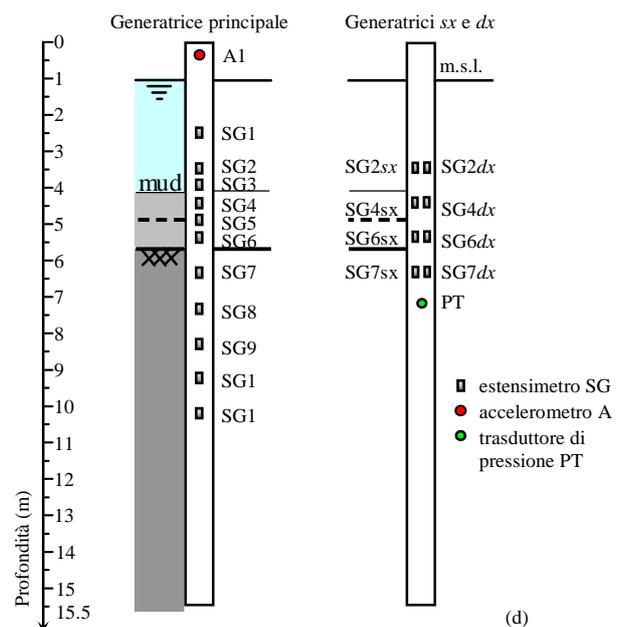
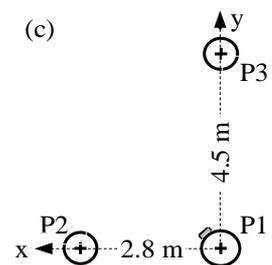
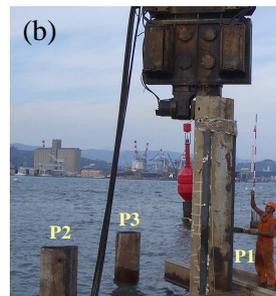
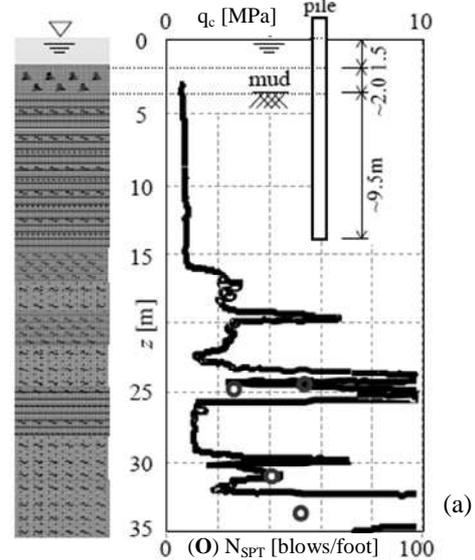


Figura 2. (a) Modello stratigrafico e profilo di q_c ; (b, c) disposizione dei pali di prova; (d) strumentazione del palo sorgente

Durante ogni prova sono state registrate le storie temporali della forzante orizzontale, dell'accelerazione in testa a ciascun palo, delle deformazioni e della pressione interstiziale lungo il palo caricato.

Questo lavoro si concentra sui risultati accelerometrici delle prove di impatto, eseguite secondo le configurazioni riportate in Figura 3.

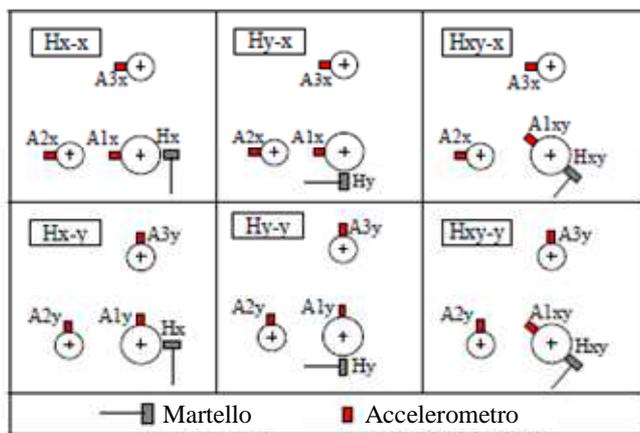


Figura 3. Prove di impatto: configurazioni di prova

3.2 Micropali singoli ed in gruppo in terreni limosi alluvionali (Osimo - Ancona)

Questa recente campagna sperimentale è stata intrapresa con l'obiettivo di investigare il comportamento dinamico di micropali singoli ed in gruppo sotto carichi dinamici orizzontali. I micropali sono stati realizzati nella zona industriale di Osimo (in provincia di Ancona). L'area, caratterizzata da depositi alluvionali costituiti prevalentemente da materiali limo argillosi, è stata investigata per mezzo di una specifica indagine geognostica comprensiva di 2 sondaggi verticali continui fino a 15 m, 2 prove penetrometriche statiche (dalle quali è stato ottenuto il profilo di resistenza alla punta q_c riportato in Figura 4a), e diverse prove di laboratorio su campioni indisturbati. Il fusto dei micropali risulta immerso in un terreno limo-argilloso di natura alluvionale avente scarse proprietà meccaniche; le principali caratteristiche geotecniche nella porzione di terreno interessata dalla presenza dei micropali sono sintetizzate in Figura 4b. Inoltre, il profilo della velocità delle onde di taglio V_s con la profondità è stata valutata grazie all'esecuzione di prove geofisiche attive e passive (MASW, ESAC, HVSr). Lungo il fusto dei micropali la V_s è caratterizzata da un valore medio di 180 m/s.

La falda è a circa 3,5 m da piano campagna. Il bedrock sismico si trova a circa 75 m.

Lo studio sperimentale ha interessato 2 micropali singoli verticali e 4 micropali inclinati connessi in testa da una zattera di cemento armato (Figura 4). Uno dei micropali verticali è un semplice palo trivellato con armatura tubolare, mentre gli altri sono micropali di tipo IRS. I quattro micropali IRS che costituiscono il gruppo sono inclinati di 15° lungo la direzione y e sono distanziati 1 m l'uno dall'altro. L'armatura di tutti i micropali è costituita da una barra tubolare d'acciaio lunga 8 m, ottenuta tramite l'assemblaggio di 4 conci lunghi 2 m. Il diametro esterno del tubo (spesso 6 mm) è di 76,1 mm.

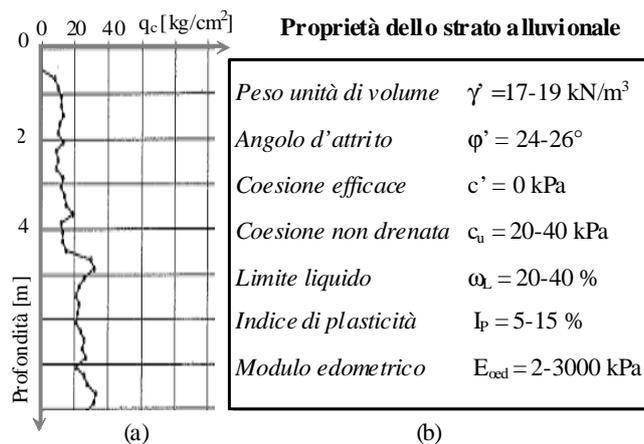


Figura 4. Profilo di q_c e (b) parametri geotecniche nello strato interessato dalla presenza dei micropali

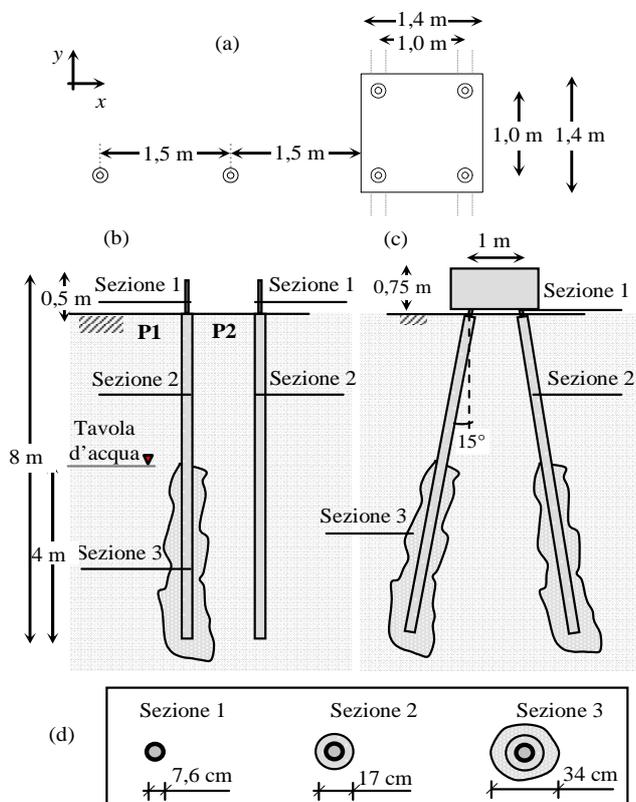


Figura 5. (a) Vista in pianta del campo prove e sistema di riferimento globale adottato; (b) vista laterale dei pali verticali; (c) vista laterale del gruppo di micropali inclinati; (d) sezioni trasversali dei micropali

Partendo dal basso, gli ultimi due conci del tubolare metallico sono equipaggiati di valvole di non ritorno (distanziate 50 cm l'una dall'altra) per le iniezioni ad alta pressione. L'ultimo concio dispone anche di un tappo di fondo attraverso cui viene eseguita l'iniezione ad alta pressione in corrispondenza della punta del palo. Le valvole, 4 per ciascun concio, sono ottenute attraverso 2 piccoli fori, diametralmente opposti, coperti da una banda di gomma assicurata da due anelli d'acciaio saldati al tubo in corrispondenza degli estremi della valvola. I conci sono stati infatti giuntati preliminarmente in laboratorio per consentire una corretta installazione di estensimetri lungo la barra. Una volta terminata l'installazione e la meticolosa protezione dei sensori, le barre sono state trasportate in sito per l'installazione. Sono quindi stati eseguiti fori di scavo profondi 7,50 m con diametro 17 cm. Dopo una prima iniezione di malta all'interno dei fori di scavo, le barre strumentate sono state attentamente inserite all'interno dei fori iniettati. Tutti i micropali hanno un tratto svettante di armatura (lungo 50 cm) attraverso cui vengono impartite le forze al palo durante le prove. Dopo circa 48 ore dalla prima iniezione, altra malta cementizia è stata iniettata attraverso le valvole di non ritorno con l'ausilio di un packer con pistone a doppio effetto: il packer è stato calato all'interno della barra cava di armatura e una volta raggiunta la profondità di ciascuna barra è stata iniettata la miscela cementizia ad una pressione di 6÷8 MPa. La miscela cementizia utilizzata per le iniezioni ha un rapporto acqua-cemento pari a 0,5 ed è priva di inerti. Nel seguito, il palo verticale IRS sarà chiamato P1, quello privo di iniezioni ad alta pressione P2.

Oltre alla strumentazione permanente installata preliminarmente sulla barra d'armatura del micropalo, durante le prove sono stati utilizzati diversi altri sensori in posizioni specifiche. In particolare per le prove di impatto sono stati utilizzati accelerometri in testa ai pali. E' stato inoltre utilizzato un martello strumentato (lo stesso usato per le prove al porto di La Spezia).

4 VALIDAZIONE DEL MODELLO

Il modello per l'interazione dinamica di Dezi et al. (2016) è stato utilizzato per simulare alcune prove di impatto eseguite durante le due campagne sperimentali descritte in precedenza.

Di seguito è riportato un confronto in termini di funzioni di impedenza, ovvero di rigidità complessa del sistema sotto carichi dinamici.

In questo lavoro, l'impedenza sperimentale orizzontale è identificata come il rapporto, nel dominio delle frequenze, tra la forza (l'impatto) applicata sulla testa del palo e lo spostamento della testa del palo lungo la medesima direzione. Gli spostamenti sono derivati dal segnale accelerometrico registrato per mezzo di una doppia integrazione discreta nel dominio del tempo, implementando il metodo dei trapezi e procedure di filtraggio (filtri passa-basso) per evitare trend spurii ad ogni step.

4.1 Pali in acciaio vibroinfissi in argille marine (La Spezia)

Il modello sopra riportato è stato adottato per simulare le prove di impatto sul palo sorgente P1 e, dal momento che l'energia della prova è molto bassa, si sono ritenute accettabili le ipotesi di trascurare la formazione di gap tra palo e terreno e di comportamento del sistema elastico lineare. I parametri richiesti dal modello analitico sono stati calibrati sulla base della caratterizzazione geotecnica a disposizione. La densità ρ_p del palo, relativamente alla parte sommersa, è calcolata in modo da tenere in conto la massa dell'acqua all'interno e all'esterno del palo come massa aggiunta. Le caratteristiche meccaniche del terreno (densità ρ_s , velocità media delle onde di taglio V_s e modulo di Poisson ν_s) e del palo P1 (densità ρ_p , modulo elastico E_p , e modulo di Poisson ν_p) sono riportate in Tabella 1. Per discretizzare palo e terreno in modo da cogliere correttamente il contenuto in frequenza del sistema si è adottata la regola di Kuhlemeyer e Lysmer (1973).

I risultati del confronto sono mostrati in termini di funzioni di impedenza (parte reale e immaginaria) in Figura 6.

E' possibile osservare, sia per la parte reale che per quella immaginaria, un buon accordo tra i risultati sperimentali e la predizione teorica, all'interno di un range di frequenze che tipicamente copre quello di interesse nel campo della geotecnica sismica (0-15 Hz). La differenza riscontrata a frequenze più alte è imputabile, almeno parzialmente, al fatto che il modello numerico non coglie le deformazioni sezionali del tubolare.

Tabella 1. Principali parametri adottati nel modello utilizzato per simulare le prove di impatto sui pali del campo prove di La Spezia

Elemento\Proprietà	ρ_s [t/m ³]	V_s [m/s]	v_s
Terreno	1.68	~ 55	0.49
Elemento\Proprietà	ρ_p [t/m ³]	E_p [kPa]	v_p
Palo (parte emersa)	7.8	200 x 10 ⁶	0.3
Palo (parte sommersa)	38.6	200 x 10 ⁶	0.3
Palo (parte nel terreno)	35.5	200 x 10 ⁶	0.3

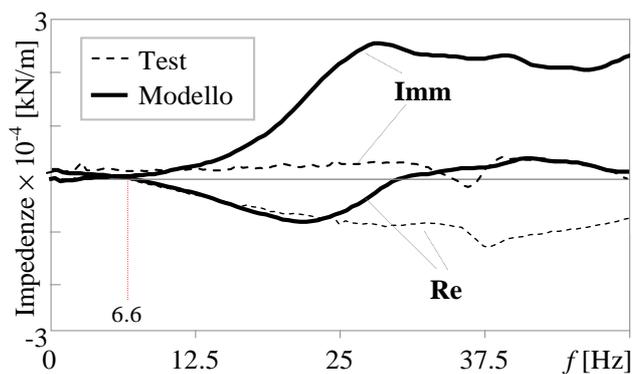


Figura 6. Confronto tra rigidezze dinamiche orizzontali, sperimentali ed analitiche, per il palo oggetto della sperimentazione al porto turistico di La Spezia

4.2 Micropali singoli ed in gruppo in terreni limosi alluvionali (Osimo - Ancona)

Il modello sopra riportato è stato adottato per simulare le prove di impatto sui micropali singoli e sul gruppo di micropali. I parametri richiesti dal modello analitico sono stati calibrati sulla base della caratterizzazione geotecnica e meccanica a disposizione (Tabella 2). Per le proprietà sezionali dei micropali si è fatto riferimento ad una sezione omogeneizzata, e le iniezioni sono state tenute in conto attraverso un diametro equivalente (calcolato in funzione del volume di miscela iniettato). La velocità delle onde di taglio del terreno varia linearmente con la profondità, con un valore medio pari a 180 m/s nei metri di terreno interessati dalla presenza dei micropali.

Tabella 2. Principali parametri adottati nei modelli utilizzati per simulare le prove di impatto micropali del campo prove in provincia di Ancona

Elemento\Proprietà	ρ_s [t/m ³]	V_s [m/s]	v_s
Terreno	1.95	180	0.45
Elemento\Proprietà	ρ_p [t/m ³]	E_p [kPa]	v_p
Micropalo (Sezione 1)	1.02	22 x 10 ⁶	0.24
Micropalo (Sezione 2)	1.43	22 x 10 ⁶	0.24
Micropalo (Sezione 3)	1.68	22 x 10 ⁶	0.24

La discretizzazione adottata per il palo e per il terreno è stata scelta in modo tale da cogliere le frequenze fondamentali del sistema (in particolare i micropali singoli verticali, privi di massa in testa, hanno frequenze fondamentali molto alte).

I risultati del confronto sono mostrati in termini di funzioni di impedenza (parte reale e immaginaria), in Figura 7 per uno dei micropali singoli, e in Figura 8 per il gruppo di micropali inclinati, nelle due direzioni.

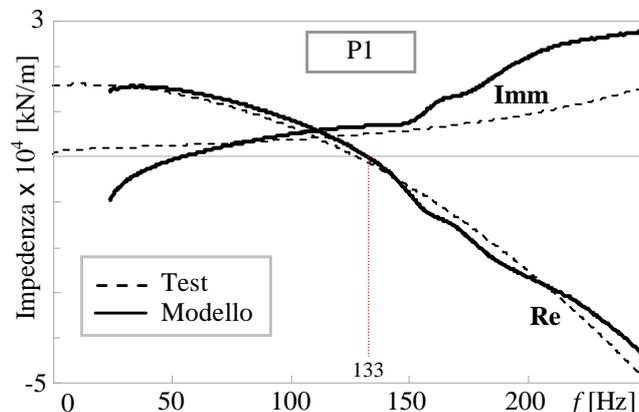
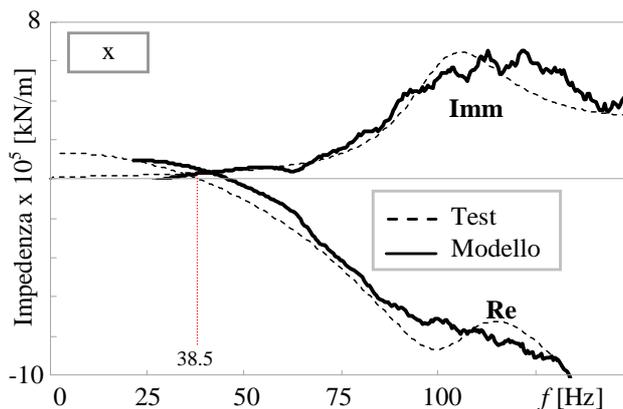
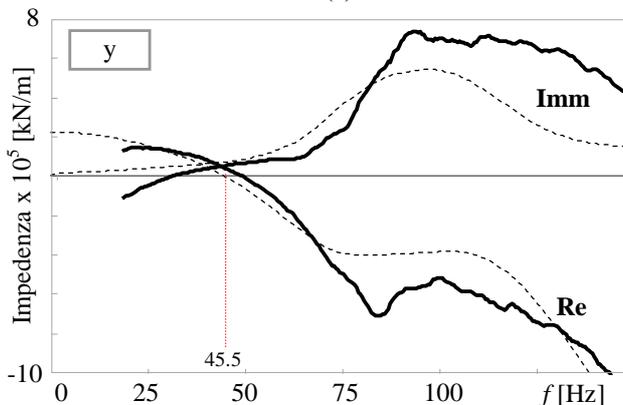


Figura 7. Confronto tra rigidezze dinamiche orizzontali, sperimentali ed analitiche, per uno dei micropali singoli oggetto della sperimentazione eseguita presso Ancona



(a)



(b)

Figura 8. Confronto tra rigidezze dinamiche orizzontali, sperimentali ed analitiche, per il gruppo di micropali inclinati oggetto della sperimentazione eseguita presso Ancona in direzione (a) x e (b) y (lungo cui i micropali sono inclinati)

L'accordo tra modello teorico e risultati numerici è soddisfacente sia per il micropalo singolo che per il gruppo di micropali. In particolare il modello è in grado di cogliere l'incremento di frequenza fondamentale lungo la direzione y indotto dall'inclinazione dei micropali.

5 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata discussa la validazione di un modello di letteratura per l'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura nel caso di fondazioni profonde, attraverso dati sperimentali ottenuti da prove di impatto eseguite in due distinte campagne prove, la prima su pali in acciaio vibroinfissi in ambiente marino e la seconda su due micropali singoli e su un gruppo di micropali inclinati in terreno alluvionale. Attraverso il confronto tra dati numerici e sperimentali in termini di impedenza del sistema, è stata verificata la capacità previsionale del modello nel simulare il fenomeno dell'interazione palo terreno al variare della tipologia di fondazione profonda.

BIBLIOGRAFIA

- Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., 2011a. Linear soil-structure interaction of coupled wall-frame structures on pile foundations, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **31**(9), 1296-1309.
- Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., 2011b. Seismic soil-structure interaction in multi-span bridges: Application to a railway bridge, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(11), 1219-1239.
- Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., 2012. Nonlinear seismic behaviour of wall-frame dual systems accounting for soil-structure interaction, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(12), 1651-1672.
- Dezi, F., Carbonari, S., Leoni, G., 2009. A model for the 3D kinematic interaction analysis of pile groups in layered soils, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **38**(11): 1281-305.

- Dezi, F., Carbonari, S., Morici, M., 2016. A numerical model for the dynamic analysis of inclined pile groups, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(1), 45-68.
- Dezi, F., Carbonari, S., Tombari, A., Leoni, G., 2012a. Soil-structure interaction in the seismic response of an isolated three span motorway overcrossing founded on piles, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **41**, 151-163.
- Dezi, F., Gara, F., Roia, D., 2012b. Dynamic response of a near-shore pile to lateral impact load, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **40**: 34-47.
- Dezi, F., Gara, F., Roia, D., 2013. Experimental study of near-shore pile-to-pile interaction, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **48**, 282-93.
- Dezi, F., Gara, F., Roia, D., 2016. Linear and Nonlinear Dynamic Response of Piles in Soft Marine Clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **143**(1): 04016085.
- Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., Ahmad, S., 1991. Kinematic seismic response of single piles and pile groups, *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(12), 1860-1879.
- Gazetas, G., Mylonakis, G., 1998. *Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues*, in Geotechnical Special Publication, **2**(75): 1119-1174.
- Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *Journal of the Soil Dynamics Division*, **99**(5), 421-427.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C. F., Pallara, O., 1995. Role of in-situ testing in geotechnical earthquake engineering, *Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, **3**, 1523-1546.
- Jennings, D. N., Thurston, S.J., Edmonds, F.D., 1986. Static and dynamic lateral loading of two piles, *N Z National Roads Board Road Research Unit*, Auckland, RRU Bulletin, 29-38.
- Pender, M.J., Algie, T., M.Sa'Don, N., Orense, R.P., 2011. Snap-back testing and estimation of parameters for nonlinear response of shallow and pile foundations at cohesive soil sites, *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago.
- Trochanis, A., Bielak, J., Christiano, P., 1991. Three dimensional nonlinear study of piles, *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(3), 429-447.
- Wolf, J.P., 1987. *Dynamic Soil-structure Interaction*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Yegian, M., Wright, S., 1973. Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays, *5th Offshore Technology Conference*, OTC 1893, Houston, **2**, 663-676.