

INFLUENZA DELLE DEFORMAZIONI ASSOCIATE AI PROCESSI DI MATURAZIONE DEL CALCESTRUZZO SUL COMPORTAMENTO DEI PALI TRIVELLATI

Ylenia Mascarucci e Salvatore Miliziano

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Sapienza Università di Roma
ylenia.mascarucci@uniroma1.it; salvatore.miliziano@uniroma1.it*

Alessandro Mandolini

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli
alessandro.mandolini@unina2.it*

Sommario

Le tensioni residue generate dall'interazione palo-terreno durante la maturazione del calcestruzzo sono sistematicamente ignorate nella progettazione dei pali trivellati. Nella nota si mette in evidenza l'influenza di tali tensioni sull'evoluzione della resistenza laterale. In dettaglio, si presentano alcuni risultati di uno studio parametrico intrapreso nell'ambito di un lavoro più ampio finalizzato alla redazione di un metodo progettuale robusto, capace di descrivere l'evoluzione della resistenza laterale dei pali trivellati in terreni granulari.

Introduzione

Le procedure più diffuse per il calcolo della resistenza laterale di un palo trivellato in terreni granulari, Q_s , integrano lungo la superficie laterale della fondazione il valore della tensione tangenziale limite all'interfaccia palo-terreno $\tau(z)$. Quest'ultima, a sua volta, può essere valutata sia a partire da correlazioni con grandezze misurate nel corso delle prove in situ (tipicamente prove CPT; prove SPT), sia mediante il classico approccio che fa riferimento alle proprietà meccaniche del terreno:

$$\tau(z) = \sigma'_{vo}(z) k(z) \tan \varphi'(z) = \sigma'_{vo}(z) \beta(z).$$

in cui $\sigma'_{vo}(z)$ rappresenta la tensione verticale efficace geostatica agente in sito prima dell'esecuzione del palo, $k(z)$ è il coefficiente di spinta e $\varphi'(z)$ è l'angolo di attrito all'interfaccia palo-terreno. I coefficienti $k(z)$ e $\varphi'(z)$, dipendono da moltissimi fattori, spesso difficilmente quantificabili: gli effetti tecnologici legati all'esecuzione del palo trivellato in relazione alla natura dei terreni; il fenomeno della dilatanza parzialmente impedita nella striscia di terreno limitrofa al palo; la presenza di tensioni residue all'interfaccia palo-terreno che si generano durante la maturazione del calcestruzzo, prima della fase di carico. Dal punto di vista pratico, è quindi invalso l'uso di ricorrere ad un unico parametro, il coefficiente $\beta(z) = k(z) \tan \varphi'(z)$, in cui si concentrano tutte le incertezze.

I suddetti approcci, non fondandosi su una modellazione, ancorché qualitativa, dei complessi fenomeni che si generano all'interfaccia palo-terreno, conducono a stime della resistenza laterale molto approssimate, a volte eccessivamente cautelative.

L'inadeguatezza di tali metodi è peraltro ampiamente confermata dai dati sperimentali, i quali sistematicamente rivelano valori di β superiori a quelli teorici (Fig. 1), con andamenti decrescenti lungo la profondità (Reese e O'Neill, 1988).

Nella nota si descrivono i risultati della modellazione numerica di una prova di carico su palo singolo, trivellato in terreni granulari, con falda a piano campagna. La modellazione è stata adeguatamente pensata per cogliere i singoli aspetti da cui dipende l'evoluzione della resistenza laterale. Tuttavia nel seguito si decide di focalizzare l'attenzione sugli effetti delle

sole tensioni residue, talvolta considerate nei pali a spostamento di terreno, ma sistematicamente ignorate nei pali ad asportazione di terreno. Il lavoro si inquadra in un più ampio progetto di ricerca ancora *in itinere* finalizzato alla definizione di una metodologia progettuale, in grado di determinare la resistenza laterale dei pali trivellati in funzione delle grandezze principali da cui dipende il fenomeno.

La maturazione di un palo trivellato gettato in opera

In seguito al getto di calcestruzzo si determina un processo chimico esotermico che causa contrazione o espansione del materiale, a seconda delle condizioni ambientali di maturazione. In acqua o in ambienti con umidità relativa maggiore del 95%, le particelle di acqua vengono assorbite dal gelo di cemento, riducendo le forze capillari di coesione e quindi allontanando gli elementi solidi (Rossetti, 1995). Tale fenomeno prende il nome di rigonfiamento ed è stato osservato in molteplici casi sperimentali. Gatti e Garassino (1990) hanno predisposto una serie di sperimentazioni di laboratorio su tronchi di palo in cemento armato opportunamente strumentati, lasciati maturare fuori terra sia in aria sia in acqua. Altri Autori (Viggiani e Vinale, 1983) hanno monitorato l'evoluzione delle deformazioni durante la fase di presa e indurimento del calcestruzzo di pali strumentati gettati in opera. Dal confronto dei diversi dati di letteratura, si può affermare che generalmente i valori medi della deformazione volumetrica da maturazione libera del calcestruzzo si attestano intorno a 900 $\mu\epsilon$ per il ritiro e a circa 300 $\mu\epsilon$ per il rigonfiamento. Lo sviluppo di tali deformazioni determina la nascita di tensioni tangenziali di coazione all'interfaccia palo terreno, il cui segno ed entità dipendono principalmente dalla geometria del problema (snellezza del palo e stratigrafia), dalla profondità della superficie libera della falda e dalla rigidità del terreno. Per effetto della variazione del diametro del palo anche le tensioni orizzontali si modificano.

Nel caso in esame, in cui la superficie piezometrica è considerata coincidente con il piano campagna, il rigonfiamento del calcestruzzo interessa il palo nella sua interezza e produce spostamenti relativi del palo rispetto al terreno verso l'alto in superficie, verso il basso in profondità (Fig. 2). Analogamente a quanto accade per l'attrito negativo, essendo il carico esterno applicato alla testa del palo nullo ($Q=0$ kN), le tensioni tangenziali di coazione agenti lungo tutta la superficie del palo, unite a quelle normali alla base, devono soddisfare l'equilibrio alla traslazione verticale. Deve quindi necessariamente esistere un punto neutro lungo il fusto al di sopra del quale le tensioni residue di taglio sono negative (rivolte verso il basso, punto A in Fig. 2) mentre al di sotto sono positive (rivolte verso l'alto, punto B in Fig. 2). Il rigonfiamento del palo genera anche un aumento delle tensioni orizzontali.

La modellazione numerica

La modellazione numerica è finalizzata a quantificare gli effetti dei parametri geometrici e geotecnici ritenuti rilevanti nell'evoluzione della resistenza laterale di un palo ad asportazione di terreno in terreni granulari. Con l'obiettivo di definire un metodo di calcolo relativamente semplice, ma comunque capace di fornire risultati coerenti a quanto osservato sperimentalmente, particolare attenzione è stata posta nella modellazione del meccanismo di trasferimento di carico tra il fusto del palo e il terreno.

Per i pali in calcestruzzo gettati in opera, studi di letteratura suggeriscono di tenere in considerazione la formazione di una striscia di terreno all'interfaccia (banda di taglio) il cui spessore medio, t_s , può essere considerato pari a circa $10D_{50}$, essendo D_{50} il diametro della curva granulometrica del terreno corrispondente al passante del 50% (Boulon e Foray, 1986).

Nell'analisi numerica si è verificato che un buon compromesso tra semplicità computazionale e accuratezza dei risultati si ottiene simulando la banda di taglio mediante elementi di interfaccia di spessore fittizio pari a t_s e con un legame costitutivo elasto-plastico incrudente. Lo studio parametrico prevede la modellazione di prove di carico su palo singolo idealmente

trivellato in terreni granulari, mediante il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D. In particolare, si procede variando sia la snellezza del palo, sia le caratteristiche meccaniche del terreno (densità relativa, granulometria, storia tensionale e rigidità). Nel seguito, al fine di quantificare gli effetti delle sole tensioni residue sul comportamento del palo singolo, si presentano esclusivamente i risultati relativi a un unico modello di palo trivellato in tre contesti geotecnici differenti, con falda a piano campagna.

Modello geotecnico

I tre modelli geotecnici di riferimento simulano una sabbia fine ($D_{50} = 0.2$ mm) normalmente consolidata ($k_0 = 0.5$), le cui caratteristiche meccaniche sono riassunte in Tabella 1. Il terreno è modellato mediante elementi di continuo, cui è assegnato un legame costitutivo già implementato in FLAC 2D (*Strain Softening*), elasto-plastico inelastico con legge di flusso non associata e criterio di resistenza di Mohr Coulomb. I parametri di resistenza di picco (angolo di resistenza, φ'_p , e dilatanza, ψ) sono ricavati in funzione della densità relativa e del confinamento crescente con la profondità, mediante le note relazioni di Bolton e Rowe. Per l'inelasticità è assegnata una legge di variazione lineare dell'angolo di attrito di picco e dell'angolo di dilatanza, funzione della deformazione distorsiva plastica. Per la deformabilità si sceglie un profilo di rigidità pari a quella a piccole deformazioni, G_0 , coerente con lo stato di addensamento considerato. La scelta di G_0 è supportata da un lavoro di back analysis di diversi dati sperimentali, in cui si conferma che la fase elastica del comportamento delle fondazioni profonde è essenzialmente governata da tale parametro (Mandolini, 2003).

Modellazione del palo e della maturazione del calcestruzzo

Le simulazioni delle prove di carico qui presentate sono relative a un palo idealmente trivellato, di lunghezza $L = 15$ m e diametro $D = 1$ m. Per la maturazione del calcestruzzo si considera la curva di deformazione rappresentata in Figura 3. Nella stessa immagine si riporta anche la contestuale curva di evoluzione del modulo di Young, E . In FLAC 2D il rigonfiamento del calcestruzzo è modellato mediante una espansione termica fittizia.

Modellazione dell'interfaccia palo terreno

Alle interfacce è assegnato un legame costitutivo del tutto equivalente a quello utilizzato per il terreno, i cui parametri sono adeguatamente calibrati al fine di tenere in considerazione lo spessore fittizio della banda ($t_s = 10D_{50}$), nonché il particolare modo di deformazione cui è soggetta (simile a quello imposto a un provino dalla prova di taglio semplice). I parametri di rigidità elastici, normale (k_n) e tangenziale (k_s), sono quindi ricavati dal modulo edometrico, E_{ed} , e da quello di taglio, G_0 , mediante le seguenti:

$$k_n = \frac{E_{ed}}{t_s}, \quad k_s = \frac{G_0}{t_s}.$$

Gli angoli di attrito di picco e stato critico sono stati assegnati in modo da descrivere la resistenza mobilitabile lungo l'interfaccia durante lo scorrimento. La tensione tangenziale mobilitata su tale giacitura è proporzionale a quella normale secondo un angolo δ che dipende dall'angolo di attrito φ' e dall'angolo di dilatanza ψ :

$$\tan \delta = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_n} = \frac{\sin \varphi \cos \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi}.$$

Tenuto conto della modalità di deformazione nella banda di taglio, nella precedente si fa riferimento all'angolo di attrito di picco, φ' , in condizioni di deformazione piana.

Modellazione prova di carico

La prova di carico è modellata mediante incrementi di successivi di 500 kN applicati in testa al palo. La prova procede sino alla completa mobilitazione della resistenza laterale, e comunque sino al raggiungimento di un cedimento alla testa del palo pari al 5% del diametro.

Risultati

Al termine della maturazione, a parità di coefficiente di dilatazione volumetrica per il calcestruzzo, si osserva che la distribuzione delle deformazioni nel palo non è uniforme (Fig. 4): alle estremità il rigonfiamento è prossimo a quello imposto ($300 \mu\epsilon$); nella zona centrale, invece, a causa del maggior grado di vincolo, le deformazioni sono minori. Come era prevedibile, all'aumentare dell'addensamento del deposito le deformazioni si riducono e aumentano le tensioni di coazione, sia tangenziali sia normali (Fig. 4). Per la geometria del problema studiato si osserva che, indipendentemente dalla densità relativa, il punto neutro del palo è situato a una profondità di circa 9.5 m (0.65 L) dal piano campagna, ossia come atteso a circa $2/3L$. La presenza del terreno sottostante limita l'abbassamento della punta del palo rispetto al sollevamento della testa, pertanto il tratto di fondazione in cui sono presenti tensioni tangenziali residue negative è maggiore di quello interessato da tensioni positive. L'equilibrio alla traslazione è garantito dall'incremento delle tensioni alla punta del palo.

In Figura 5 a) e b) sono riassunti i risultati in termini di carico totale e resistenza laterale. Nei grafici si confrontano i valori ottenuti con o senza la modellazione del rigonfiamento del calcestruzzo. La resistenza laterale è completamente mobilitata per cedimenti complessivi dell'ordine di $0.5-2\%D$. L'effetto delle tensioni residue tangenziali (pressoché auto-equilibrate) globalmente non modifica la resistenza laterale. Tuttavia questa aumenta leggermente grazie all'incremento di confinamento indotto durante la maturazione del calcestruzzo.

Qualche esempio di evoluzione locale della resistenza laterale è riportato in Figura 5 c), in cui si rappresentano sia le curve di trasferimento misurate alla profondità di 7 m dal piano campagna nei tre contesti geotecnici, sia la corrispondente evoluzione della tensione orizzontale. Durante la prova l'evoluzione della tensione tangenziale dipende fortemente dall'addensamento del terreno. In dettaglio, per terreni densi si osserva un comportamento fragile, con picco e caduta di resistenza, nonostante l'incremento della tensione di confinamento indotta dalla dilatazione impedita. Al contrario, in terreni poco addensati quest'ultimo effetto è preponderante rispetto a quello dell'incrudimento negativo, provocando un complessivo aumento della resistenza di taglio sino al raggiungimento dello stato critico.

In Figura 6 si riportano i profili di β lungo la profondità al termine delle prove di carico: per ogni modello geotecnico si confrontano quelli mobilitati con e senza la simulazione della maturazione del calcestruzzo. Nella prima metà di palo l'incremento indotto dalle tensioni tangenziali residue ($\tau_{convenzionale} > \tau_{assoluta}$) e dall'incremento del confinamento orizzontale è particolarmente evidente indipendentemente dalla densità del terreno. Nel secondo grafico in Figura 6 il confronto tra i β è rappresentato in termini di errore percentuale connesso alla mancata modellazione della maturazione del calcestruzzo: nonostante in termini assoluti le tensioni residue siano maggiori nei terreni più consistenti, l'errore in termini percentuali decresce all'aumentare dell'addensamento. Sopra il punto neutro l'incremento di resistenza mobilitabile per effetto della maturazione raggiunge valori massimi compresi tra il 50-120%. Coerentemente con quanto previsto, al di sotto del punto neutro le tensioni residue riducono la resistenza mobilitabile ($\tau_{convenzionale} < \tau_{assoluta}$). Tale effetto si combina tuttavia con l'incremento delle tensioni di confinamento, pertanto l'inversione dell'errore commesso avviene a profondità maggiori del punto neutro.

Conclusioni

I risultati qui riportati si inquadrano nell'ambito di uno studio più ampio finalizzato alla redazione di una metodologia di calcolo con cui valutare la resistenza laterale dei pali trivellati in terreni granulari. E' stata quindi messa a punto una metodologia da seguire per la generazione di un modello numerico che, seppur relativamente semplice, riesca a tenere in considerazione esplicitamente i principali fattori che condizionano il fenomeno:

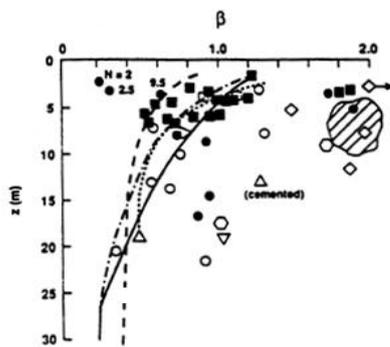
l'addensamento e la rigidità del terreno, la sua granulometria, la resistenza a stato critico nonché le tensioni residue indotte dalla maturazione del calcestruzzo. Con questo approccio sono state condotte una serie di analisi parametriche atte a quantificare l'effetto della maturazione del calcestruzzo sul comportamento di un palo a dislocazione di terreno. Il problema è stato studiato in relazione a un caso semplice, con falda a piano campagna e tre contesti geotecnici aventi caratteristiche meccaniche crescenti.

I risultati confermano che i valori di β al termine della prova di carico risultano essere influenzati dalle tensioni residue. In particolare, gli aspetti principali che condizionano l'evoluzione della resistenza di taglio sulla superficie del palo sono due:

- la variazione delle tensioni di confinamento ($\Delta\sigma'_h$) che si verifica per effetto della modifica del diametro del palo, con ovvie ripercussioni sulla resistenza laterale del palo;
- le tensioni tangenziali che nascono in seguito agli spostamenti relativi palo terreno durante la maturazione, il cui segno varia lungo il fusto del palo in funzione della posizione relativa della falda rispetto al palo e che producono localmente resistenze mobilitabili (convenzionali) diverse da quelle assolute.

Trascurare gli effetti della maturazione può comportare imprecisioni nella valutazione di Q_s , ma soprattutto nella stima della distribuzione di β lungo la profondità, con scarti direttamente proporzionali alla rigidità del terreno. In particolare, nel caso in esame in cui si è modellato un palo sotto falda, il non considerare la maturazione del calcestruzzo conduce a una sottostima della resistenza laterale nonché dei valori di β in superficie. Nel caso dei pali all'asciutto (deformazioni di maturazione di ritiro), non trattati in questa nota, ci si aspetta che le analisi conducano a indicazioni analoghe, seppur con segno opposto.

Si può quindi concludere che la consapevolezza dell'entità delle tensioni residue può fornire un valido aiuto nella progettazione nonché un elemento aggiuntivo da tenere in considerazione nell'interpretazione dei dati reali di prove di carico in vera grandezza.



	Dr=25%	Dr=50%	Dr=75%
G_0 (MPa)	15+2z	38+2z	61+2z
ϕ'_{sc} (°)	32.0	32.0	32.0

Bolton:	$\phi'_p - \phi'_{sc} = 5[Dr(10 - \ln p') - 1]$
Rowe:	$sen\psi = \frac{sen\phi'_p - sen\phi'_{sc}}{1 - sen\phi'_p sen\phi'_{sc}}$
ϕ'_p : angolo di attrito di picco di taglio piano	

Figura 1: Valori di β , Reese e O'Neill (1988)

Tabella 1: Parametri dei modelli geotecnici di sottosuolo

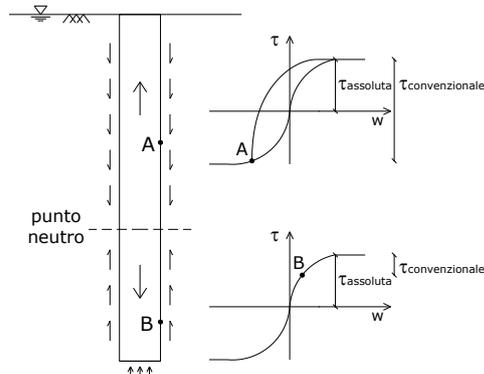


Figura 2: Evoluzione delle τ residue

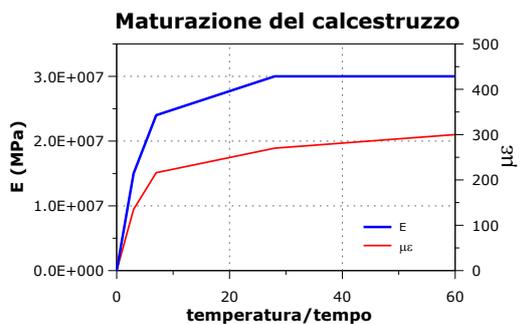


Figura 3: Maturazione del calcestruzzo

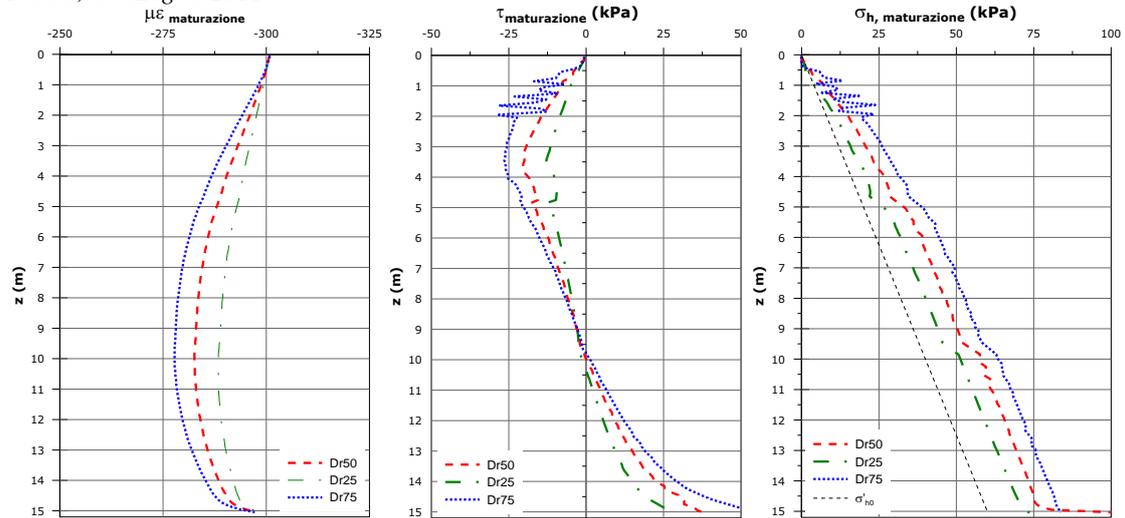


Figura 4. Effetti dell'interazione palo terreno al termine della maturazione del calcestruzzo.

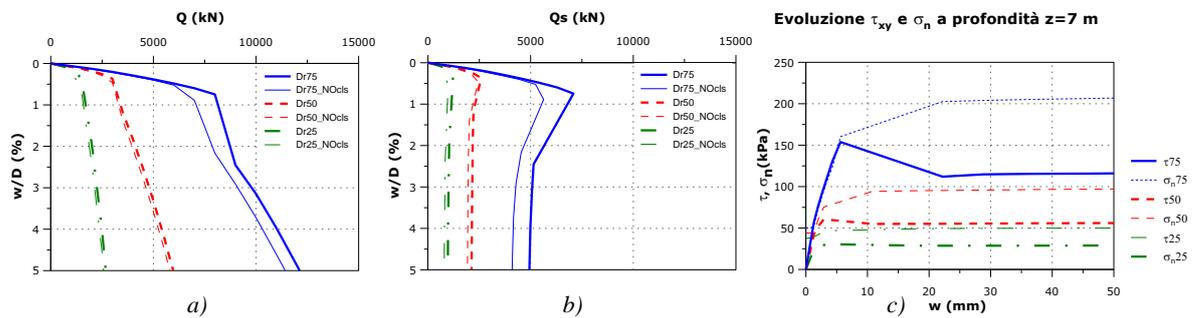


Figura 5. Prova di carico: a) curva carico-cedimento (Q, w); b) resistenza laterale (Q_s, w); c) curve trasferimento a 7m.

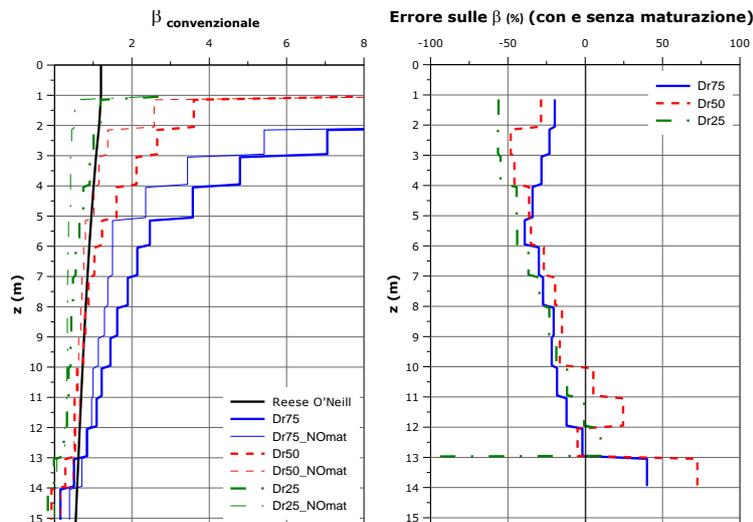


Figura 6. Profili di β lungo il fusto del palo al termine della prova di carico, con e senza la maturazione del cls.

Bibliografia

- Boulon M., Foray P. (1986) *Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand*. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, pp. 127–147.
- Gatti G., Garassino A.L. (1990). *Determinazione sperimentale della portata laterale di pali trivellati in terreno granulare*. XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, AGI-Taormina 26-28 Aprile.
- Mandolini, A. (2003). *Design of piled rafts foundations: practice and development*. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Millpress, Rotterdam, 59-80.
- Rossetti V. A. (1999). *Il calcestruzzo*. McGraw-Hill Libri Italia srl.
- Reese L.C., O'Neill M.W. (1988). *Field load tests of drilled shafts*. Proc. International seminar on deep foundations on bored and auger piles, Van Impe, Balkema, Rotterdam, pp. 145 – 192.
- Viggiani C., Vinale F. (1983). *Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici*. *Rivista Italiana di Geotecnica*. N° 2, pp. 59 – 84.