

## **COMPORAMENTO DI PALI A SPOSTAMENTO DI TERRENO**

Alessandro Mandolini

*Seconda Università degli Studi di Napoli  
email: [alessandro.mandolini@unina2.it](mailto:alessandro.mandolini@unina2.it)*

Francesca Valentino

*Seconda Università degli Studi di Napoli  
email: [francesca.valentino@unina2.it](mailto:francesca.valentino@unina2.it)*

### **Sommario**

Nella nota vengono presentati i risultati di alcune prove di carico su pali a spostamento di terreno del tipo FDP-BAUER, strumentati lungo il fusto per il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e alla base del palo. Le misure disponibili sono state utilizzate per verificare l'attendibilità di alcuni innovativi metodi per la valutazione della resistenza del sistema palo-terreno a partire dai risultati di prove penetrometriche statiche.

### **Introduzione**

La progettazione di un palo di fondazione è una operazione particolarmente complessa a causa dei diversi aspetti che concorrono al problema. Con specifico riferimento alla valutazione della resistenza offerta dal sistema palo-terreno sotto carichi assiali, uno dei principali problemi è legato alla necessità di prevedere i valori dei parametri fisici e meccanici assunti dai terreni attraversati da un palo a seguito della sua installazione.

La letteratura tecnica e scientifica è ricca di suggerimenti al riguardo, consentendo di stimare i valori dei parametri rilevanti nello specifico metodo utilizzato a seconda della tipologia di palo in esame (a spostamento di terreno, ad asportazione di terreno) in relazione alla tipologia di terreni attraversati (di ridotta o elevata permeabilità), al materiale di cui è costituito il palo (acciaio, calcestruzzo gettato in opera o prefabbricato), alle condizioni di drenaggio (libero o impedito).

Quanto detto rappresenta il corredo di conoscenze attraverso il quale, di volta in volta, si procede alla migliore stima della resistenza  $R_{cal}$  offerta dal sistema palo-terreno, con la consapevolezza che spesso ciò a cui si può giungere è una ragionevole stima del valore atteso di  $R_{cal}$ .

Ciò nonostante, è ampiamente riconosciuto che il miglior modo di procedere sia, ogni qualvolta se ne presenti l'occasione, quello di eseguire prove di carico su pali appositamente realizzati, strumentati lungo il fusto e sottoposti a valori di carico sufficientemente elevati da consentire il raggiungimento di una condizione di rottura. Con riferimento a quest'ultimo punto, le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) fissano in  $w = 10\%d$  ( $d$  = diametro del palo) il valore del cedimento in corrispondenza del quale viene convenzionalmente assunto che sia stata raggiunta detta condizione di rottura. Per valori di  $w < 10\%d$  ma comunque ragionevolmente elevati ( $w > 4\%d$ ) è spesso possibile procedere all'estrapolazione dei risultati delle prove di carico a valori del cedimento non raggiunti nel corso della prova.

L'esigenza di eseguire tali sperimentazioni diventa fondamentale allorché il palo da sottoporre a prova rappresenta una innovazione nel mercato dei pali e per il quale, pertanto, non si dispone di esperienze pregresse che suggeriscano i valori dei coefficienti  $e/op$  dei

parametri da introdurre nei classici metodi disponibili in letteratura basati sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni (formule statiche) o sull'uso diretto dei risultati di prove penetrometriche (tipicamente, CPT e SPT).

Oggetto di tale studio è proprio un caso del genere, riferito ai risultati di due campi sperimentali relativi a prove di carico su pali a spostamento del tipo FDP della BAUER installati nei terreni piroclastici del napoletano.

### **Breve descrizione del palo FDP della BAUER**

Il palo FDP della BAUER rientra nella categoria dei pali a spostamento di terreno in quanto del tipo a vite.

Esso viene realizzato mediante l'infissione nel terreno di un utensile di particolare forma (Figura 1a) costituito da un primo tratto cui è assegnata, in discesa, la funzione di perforazione dei terreni attraversati, i quali poi vengono successivamente compattati e stabilizzati. Una volta posizionata l'attrezzatura (Figura 1b), sotto l'azione combinata di uno sforzo assiale e di una coppia torcente si infinge l'utensile fino alla profondità desiderata, quindi attraverso un'asta cava centrale si immette calcestruzzo fluido e contemporaneamente si recupera l'utensile nuovamente compattando e stabilizzando il terreno. Terminata l'operazione di getto, viene calata nel getto ancora fluido la gabbia di armatura (Figura 1c).

Per ulteriori dettagli si rimanda alla nota di Bringiotti e Nicastro (2011).



*Figura 1. Utensile del palo FDP (a) e principali fasi esecutive: infissione dell'utensile (b) e posizionamento gabbia di armatura a getto completato e ancora fluido (c).*

### Descrizione del campo sperimentale n.1: Centro Direzionale di Napoli

Il campo sperimentale è ubicato in un'area posta nella zona orientale di Napoli, laddove è previsto l'ampliamento del Centro Direzionale di Napoli.

L'intera area è stata oggetto di una articolata campagna di indagini geotecniche consistita in: n. 6 sondaggi a carotaggio continuo, n. 20 prove CPTU, n. 55 prove SPT, n.2 prove Down-Hole. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati n. 12 provini indisturbati di terreno, successivamente sottoposti a prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

Si è così rilevata la presenza, a partire dal p.c., di uno strato di terreni di riporto sovrastante uno spesso banco di sabbie stratificate intervallate da livelli di cenere di origine vulcanica. La falda è stata rilevata alla profondità di circa 1 m dal p.c.

In una specifica zona nel giugno 2009 sono stati installati n. 2 pali, il primo (#1) di lunghezza 29.5 m e il secondo (#2) di lunghezza 16.9 m; entrambi i pali hanno un diametro  $d = 620$  mm. La Figura 2 sintetizza le informazioni principali relative al campo sperimentale e precisamente:

- la geometria dei pali in relazione alla successione stratigrafica dei terreni attraversati;
- l'andamento con la profondità dei tipici valori di resistenza alla punta  $q_c$  misurata nel corso delle prove CPT;
- la profondità di installazione delle sezioni strumentate del palo, ottenuta calando all'interno di un tubo da 80 mm di diametro una catena di estensimetri a corda vibrante.

La prova sul palo #1 ( $L = 29.5$  m) è stata spinta fino ad un valore massimo del carico pari a  $Q_{max} = 5.27$  MN, in corrispondenza del quale si è misurato un cedimento  $w_{max} = 26.2$  mm ( $\sim 4.2\%d$ ). La prova sul palo #2 ( $L = 16.9$  m) è stata spinta fino ad un valore massimo del carico pari a  $Q_{max} = 2.80$  MN, in corrispondenza del quale si è misurato un cedimento  $w_{max} = 71.6$  mm ( $\sim 11.5\%d$ ).

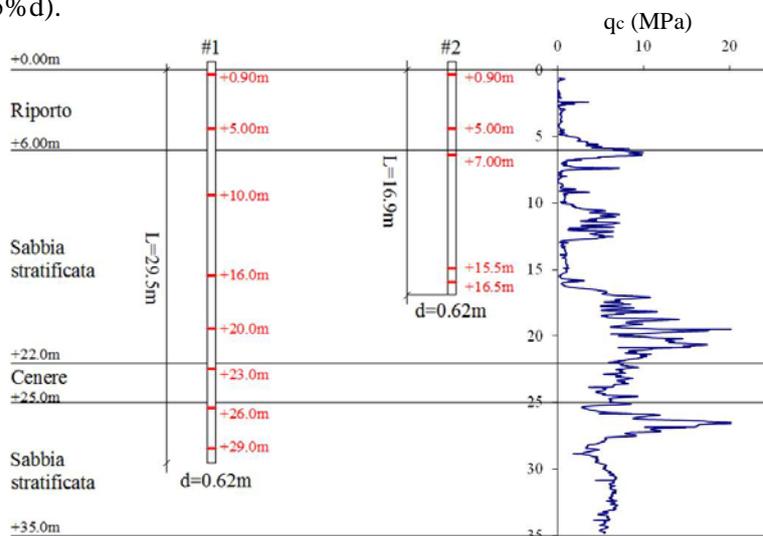


Figura 2. Quadro sinottico dei principali dati relativi al campo sperimentale n.1

### Descrizione del campo sperimentale n.2: Interporto di Nola (NA)

Il campo sperimentale è ubicato in prossimità dell'Interporto di Nola, laddove è stata prevista la realizzazione del deposito ferroviario di NTV.

L'intera area è stata oggetto di una articolata campagna di indagini geotecniche consistita in: n. 11 sondaggi a carotaggio continuo, n. 22 prove CPT, n. 9 prove CPTU, n. 28 prove SPT, n. 4 prove di permeabilità in foro, n. 3 prove Down-Hole, n. 1 prova Cross-Hole. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati n. 28 provini indisturbati di terreno, successivamente sottoposti a

prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

Si è così rilevata la presenza, a partire dal p.c. e al di sotto di una modesta copertura vegetale, di uno strato di modesto spessore di terreni di origine piroclastica da mediamente a ben addensati. Tale strato poggia su di una alternanza di livelli sabbio-limosi o limo-sabbiosi più o meno addensati e comprimibili (terreni piroclastici alluvionati), cui fa nuovamente seguito un banco di terreni di origine piroclastica in sede. Il livello medio di falda è risultato posto a circa 4 m dal p.c.

In una specifica zona nel luglio 2009 sono stati installati n. 2 pali, il primo (#3) di lunghezza 14.25 m e diametro  $d = 620$  mm, il secondo (#4) di lunghezza 14.6 m e diametro  $d = 510$  mm. La Figura 3 sintetizza le informazioni principali relative al campo sperimentale e precisamente:

- la geometria dei pali in relazione alla successione stratigrafica dei terreni attraversati;
- l'andamento con la profondità dei tipici valori di resistenza alla punta  $q_c$  misurata nel corso delle prove;
- la profondità di installazione delle sezioni strumentate del palo, ottenuta calando all'interno di un tubo da 80 mm di diametro una catena di estensimetri a corda vibrante.

La prova sul palo #3 è stata spinta fino ad un valore massimo del carico  $Q_{max} = 5.27$  , in corrispondenza del quale si è misurato un cedimento  $w_{max} = 64.3$  mm ( $\sim 10.4\%d$ ). La prova sul palo #4 è stata spinta fino ad un valore massimo del carico pari a  $Q_{max} = 3.00$  MN, in corrispondenza del quale si è misurato un cedimento  $w_{max} = 52.5$  mm ( $\sim 10.3\%d$ ).

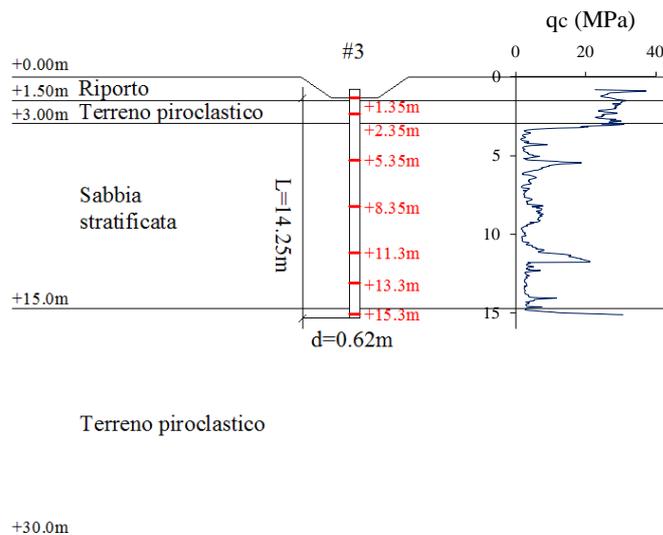


Figura 3. Quadro sinottico dei principali dati relativi al campo sperimentale n.2

### Principali risultati della sperimentazione

In Figura 4 sono riportate le curve di mobilitazione della resistenza totale misurata alla testa del palo ( $Q$ ), opportunamente suddivisa grazie alla strumentazione installata nelle due aliquote lungo la superficie laterale ( $S$ ) e alla base del palo ( $P$ ).

Dividendo i valori di  $S$  e  $P$  per le rispettive aree nominali della superficie laterale  $A_s (= \pi \cdot d \cdot L)$  e alla base  $A_b (= \pi \cdot d^2/4)$ , si sono ottenuti i valori delle resistenze unitarie nei tre casi (tensione tangenziale limite,  $\tau_{lim}$ , e tensione limite alla punta,  $p_{lim}$ ). Essi sono sintetizzati nella Tabella seguente, nella quale con il simbolo (\*) sono evidenziati i valori estrapolati ad un valore  $w = 10\%d$  mediante interpolazione iperbolica dei dati disponibili.

Si precisa sin da ora che nel corso della prova sul palo #4 si sono registrati problemi nel sistema di acquisizione degli estensimetri a corda vibrante. Nel seguito, pertanto, si riferirà solamente ai risultati ottenuti dalla prova di carico sul palo #3.

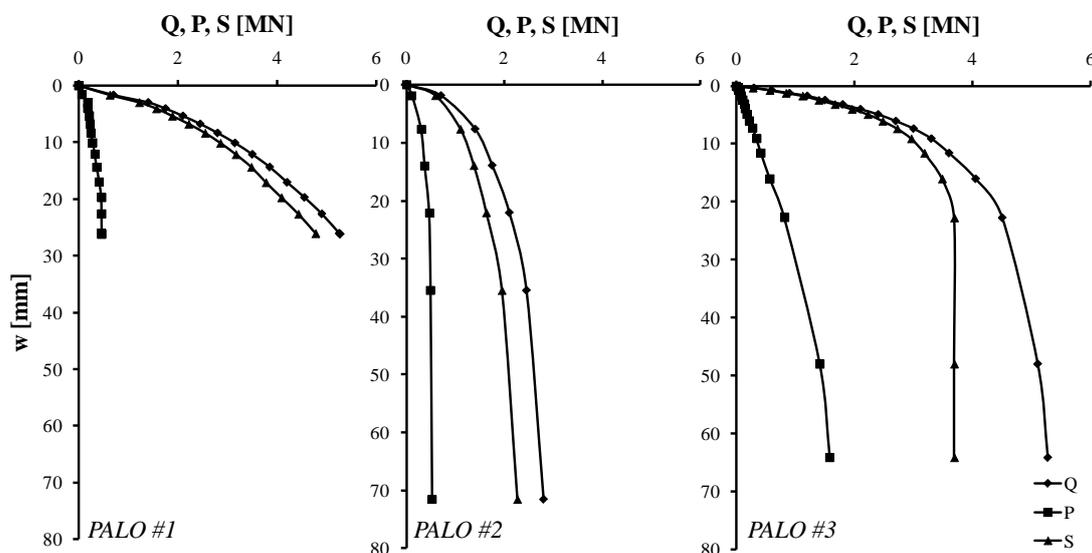


Figura 4. Risultati prove di carico

Palo	L [m]	d [mm]	Q <sub>max</sub> [MN]	w <sub>max</sub> /d [%]	τ <sub>lim</sub> [kPa]	p <sub>lim</sub> [MPa]
#1	29.50	620	5.27	4.2	83 <sup>(*)</sup>	1.57 <sup>(*)</sup>
#2	16.90	620	2.80	11.5	70	1.77
#3	14.25	620	5.27	10.4	130	5.24
#4	14.60	510	3.00	10.3	---	---

Tabella 1. Valori di resistenza unitaria desunti dalle n. 3 prove di carico

### Interpretazione dei risultati sperimentali

I risultati conseguiti nel corso della sperimentazione sono stati interpretati attraverso due metodi basati sulla relazione esistente tra i valori di q<sub>c</sub> misurati nel corso di prove CPT e i valori delle resistenze unitarie τ<sub>lim</sub> e p<sub>lim</sub>.

Il primo metodo è stato messo a punto a seguito di una ponderosa ricerca condotta presso l'Imperial College di Londra (Chow, 1997; Jardine et al., 2005), da cui prende il nome.

Tale metodo è stato sviluppato a partire dai risultati di prove di carico eseguite su pali in acciaio infissi in terreni granulari densi. I pali erano stati strumentati lungo il fusto con celle di pressione per la misura delle tensioni orizzontali efficaci σ'<sub>h</sub> agenti all'interfaccia palo-terreno lungo la superficie laterale. È stato così possibile misurare gli effetti indotti, in termini di variazione dello stato tensionale, dall'installazione del palo e correlare tali variazioni sia allo stato iniziale del materiale (tensioni geostatiche, addensamento, etc.) sia alla rugosità dell'interfaccia palo-terreno cui è collegato lo sviluppo più o meno marcato di fenomeni di dilatanza nel raggiungimento delle condizioni di rottura all'interfaccia. L'espressione della tensione orizzontale efficace a rottura che gli autori propongono è la seguente:

$$\sigma'_{rf} = 0.029 \cdot q_c \cdot (\sigma'_{v0}/p_{atm})^{0.13} \cdot (h/R)^{-0.38} + 2 \cdot G \cdot \delta h/R$$

Il primo termine al secondo membro rappresenta la tensione orizzontale post-installazione; il secondo membro, invece, rappresenta l'incremento tensionale derivante dal processo deformativo all'interfaccia palo-terreno conseguente al carico applicato ed al fenomeno della dilatanza. Nell'equazione, q<sub>c</sub> è la resistenza penetrometrica misurata alla generica profondità z, σ'<sub>v0</sub> è la tensione verticale efficace geostatica, p<sub>atm</sub> è la pressione atmosferica, h è la

distanza tra la generica sezione considerata e la punta del palo ( $h = L - z$ ),  $R$  è il raggio del palo,  $G$  è il modulo di rigidezza tangenziale del terreno,  $\delta h$  è la rugosità all'interfaccia palo-terreno (posta pari a 0.01 mm nel caso di pali in acciaio).

Il secondo metodo è stato proposto da Eslami e Fellenius (1997) e prende spunto dall'analisi dei risultati di 102 prove di carico su pali (di cui 24 strumentati lungo il fusto) immersi in diverse tipologie di terreno. Sulla scorta dei risultati di prove CPT, gli Autori hanno riferito i risultati alle classiche relazioni su cui si basano i metodi penetrometrici:

$$p_{lim} = C_t \cdot q_{Cg}; \tau_{lim} = C_s \cdot q_C$$

in cui  $C_t$  e  $C_s$  sono coefficienti dipendenti dalla tipologia di terreno attraversato ( $C_t = 1$  e  $C_s = 0.01$  per terreni sabbio-limosi). Per la valutazione di  $q_{Cg}$  gli Autori suggeriscono di riferirsi alla media geometrica dei valori di  $q_c$  misurati tra profondità variabili a seconda della specifica successione stratigrafica nel generico sito. Nel caso in esame, l'intervallo di profondità è risultato essere (L-8d; L+4d).

In Tabella 2 sono sintetizzati i risultati ottenuti dai due metodi, posti in confronto con i valori di  $\beta_{mis}$  ( $= \tau_{lim}/\sigma'_{vmedia}$ ) e di  $N_{q,mis}$  ( $= p_{lim}/\sigma'_{vL}$ ) nel caso del metodo ICM, con  $\alpha_{s,mis}$  ( $= \tau_{lim}/q_C$ ) e  $\alpha_{b,mis}$  ( $= p_{lim}/q_{Cg}$ ) nel caso del metodo E&F.

Come si vede, il metodo ICM sovrastima significativamente i valori di  $\beta$ , il quale era atteso dal momento che la sperimentazione su cui è stato sviluppato era riferita a pali in acciaio. Per ottenere la coincidenza tra i due valori ( $\beta_{mis}/\beta_{ICM} = 1$ ) è necessario riferirsi ad una rugosità  $\delta h \sim 0.2$  mm, valore ragionevole nel caso di pali in calcestruzzo gettato in opera. Risultati più soddisfacenti si ottengono in termini di  $N_q$ .

Il metodo E&F tende a sovrastimare sia la resistenza laterale, anche se in maniera meno significativa (in media del 40%), sia la resistenza alla punta (in maniera molto significativa per il palo #1).

PALO	$\beta_{mis}/\beta_{ICM}$	$N_{q,mis}/N_{q,ICM}$	$\alpha_{s,mis}/C_s$	$\alpha_{b,mis}/C_t$
	[-]	[-]	[-]	[-]
#1	2.30	0.80	1.35	0.29
#2	2.70	0.90	1.46	0.87
#3	2.00	1.20	1.47	0.82

Tabella 2. Confronto parametri di resistenza metodi classici – metodi innovativi.

## Conclusioni

Nella presente nota sono stati illustrati i risultati ottenuti dalla sperimentazione eseguita su alcuni pali a spostamento di terreno del tipo FDP-BAUER eseguiti in due campi sperimentali ubicati nell'area napoletana. L'interpretazione dei dati raccolti, eseguita attraverso metodi che utilizzano i risultati di prove CPT, appare promettente anche se, come atteso, mostra alcuni limiti legati alla necessità di individuare valori dei coefficienti, che in questi metodi intervengono, strettamente correlati alla specifica tipologia di palo in relazione ai terreni attraversati.

## Bibliografia

- Bringiotti M., Nicastrò D. (2011). *FDP – Pali a spostamento laterale del terreno; tecnologia ed applicazioni*. Atti del XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Napoli, Volume 2
- Chow, F. C. (1997). *Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations*. Ph. D. Thesis, Imperial College, London.
- Eslami, A. and Fellenius, B. H. (1997). Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotech. J.*, 34: 886 – 904.