

Indagini in vera grandezza sul comportamento di pali trivellati in sabbia.

L. C. REESE, M. W. O'NEILL, F. T. TOUMA - *Bored Piles Installed by Slurry Displacement*. Proc. VIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Mosca, 1973, vol. II, parte I, pag. 203.

F. T. TOUMA, L. C. REESE - *Behavior of Bored Piles in Sand*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 100, luglio 1974, pag. 749/760.

1. Premesse

Il comportamento dei pali di fondazione sotto l'azione di carichi assiali è problema di grossa rilevanza nell'ambito dell'ingegneria civile, sia per quanto riguarda la previsione dei cedimenti che per quanto invece si riferisce al calcolo del carico limite; nessuno dei procedimenti teorici di progetto fino ad oggi proposti è infatti ritenuto applicabile con sufficiente attendibilità alla generalità dei casi.

Il problema risiede nel fatto che le schematizzazioni teoriche mal si adattano ad un gran numero di situazioni per vari motivi, tra i quali:

- la difficoltà di schematizzare in modo semplice e di determinare sperimentalmente le caratteristiche dei terreni, estremamente variabili da regione a regione e, nella stessa regione, addirittura da punto a punto;
- la variabilità dei procedimenti tecnologici di solito impiegati nella realizzazione del palo;
- le alterazioni indotte nei terreni da tali procedimenti e la difficoltà di valutarne le conseguenze sulle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni stessi.

E' per questi motivi che i metodi di progetto fino ad oggi ritenuti maggiormente attendibili sono costituiti da regole semiempiriche, ricavate dalla elaborazione dei dati relativi a prove in vera grandezza in terreni tipici e per ben determinati tipi di pali. Notevoli risultati sono stati, ad esem-

pio, ricavati per pali di grosso diametro nelle argille di Londra [WHITAKER, COOKE, 1966].

La sperimentazione diretta e in vera grandezza su base regionale, tendente alla elaborazione di regole semiempiriche di progetto, appare allora, attualmente, la via più promettente. Il calcolo col metodo degli elementi finiti, che pure permette di portare in conto un gran numero di fattori, non sembra infatti suscettibile di pratica applicazione nella progettazione, anche se consente di chiarire ed analizzare molti dei problemi predetti.

E' perciò da salutare sempre con interesse la pubblicazione di esperienze dirette, atte alla ulteriore comprensione dei fenomeni e alla loro estrapolazione a casi diversi (sempre prudente ed attenta), fino alla diretta utilizzazione, quando ciò sia possibile.

2. Esperienze

Le note cui facciamo qui riferimento si inquadrano in un ampio programma di ricerca tendente a determinare anche per i pali in terreni incoerenti, come già in terreni coesivi, regole di progetto di maggiore affidabilità.

La prima, presentata al Congresso di Mosca dell'estate del 1973, riferisce di un'indagine sperimentale in vera grandezza su tre pali strumentati, trivellati con uso di fango bentonitico e con getto di calcestruzzo a mezzo di tramoggia e di tubo convogliatore (« slurry displacement method »).

La seconda nota considera, oltre ai risultati predetti, le prove di carico effettuate su due pali analoghi, in analoghi terreni, installati, questa volta, senza l'uso di fanghi e con tubo di rivestimento (« dry method »). Essa presenta, inoltre, un criterio di progetto di semplicissima applicazione.

I pali di prova cui si fa riferimento risultano di medio-grosso diametro, variando questo tra i 60 e i 90 cm circa. Le relative lunghezze sono invece comprese tra i 7,5 e i 23,5 m circa. Sono stati trivellati in terreni

prevalentemente, ma non completamente, sabbiosi, per la presenza di strati superiori di argille, talvolta fessurate, e limi.

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state valutate attraverso prove di laboratorio su campioni intatti e prove penetrometriche di vario genere, interpretate queste ultime mediante le note correlazioni empiriche.

I pali erano stati strumentati per mezzo di celle tensiometriche ed estensimetri elettrici (Mustran cells) disposte a coppie a varie profondità in posizione diametralmente opposta, onde consentire la determinazione dello sforzo normale nelle varie sezioni.

Le prove di carico sono state condotte con incrementi del carico, pari a circa un trentesimo del carico limite previsto, ogni due minuti e mezzo, con una procedura, cioè, relativamente rapida rispetto a quella usuale.

Lo studio del comportamento dei pali suddetti ha condotto alle seguenti conclusioni principali:

- la resistenza unitaria alla punta è completamente mobilitata per cedimenti di valore compreso tra il 5% ed oltre il 15% del diametro (Fig. 1),

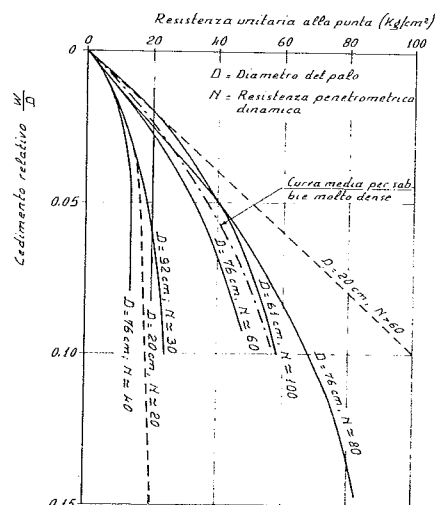


Fig. 1. - Curva della resistenza unitaria alla punta in funzione del cedimento relativo. Le curve a tratto continuo rappresentano i risultati ottenuti dagli AA.; le curve a tratti si riferiscono ad un'indagine di KOZUMI et al. [1971].

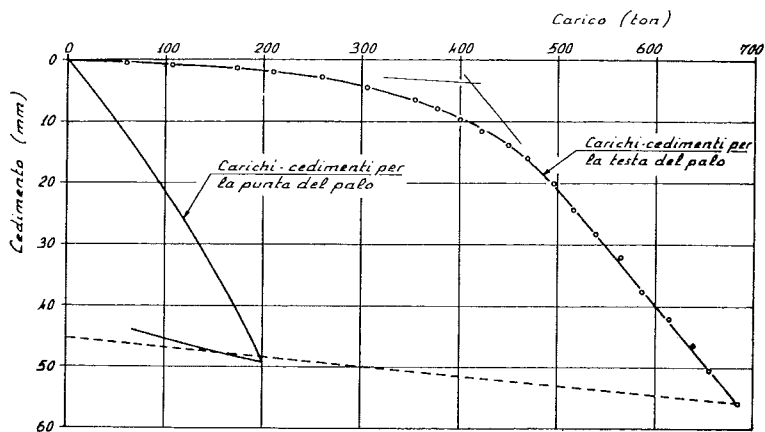


Fig. 2. - Curve carichi cedimenti - Palo B-B; D = 76 cm; N \approx 60.

e tanto più grandi quanto più densa è la sabbia che funge da supporto (la Fig. 2 indica come uno dei pali suddetti, che per buona parte è trivellato in sabbia densa, necessita di notevoli cedimenti prima che sia provocata la rottura del complesso struttura-terreno);

— in media per sabbie molto dense la resistenza unitaria alla punta è esprimibile in funzione del cedimento relativo (rapporto tra cedimento e diametro del palo) secondo un andamento pressoché lineare fino a circa 40 kg/cm². Al di là di tale valore la curva presenta un ginocchio e tende ad un valore asintotico (Fig. 1);

— le curve della resistenza laterale lungo il palo non sono lineari e presentano una diminuzione marcata della tensione tangenziale nelle vicinanze della punta, probabilmente per effetto arco, in funzione della entità del cedimento e della densità relativa della sabbia (vedi Fig. 3);

— il cedimento necessario per mobilitare interamente la resistenza la-

terale lungo un elemento di superficie al contatto fra sabbia e palo è funzione della densità relativa della sabbia e della posizione relativa dell'elemento. Esso nelle sabbie varia tra i 5 e i 10 mm, mentre nelle argille è limitato a 4,5 mm;

— il rapporto tra la tensione tangenziale media sviluppata tra palo e terreno e il valor medio di $p' \tan \phi'$, dove p' è la pressione verticale effet-

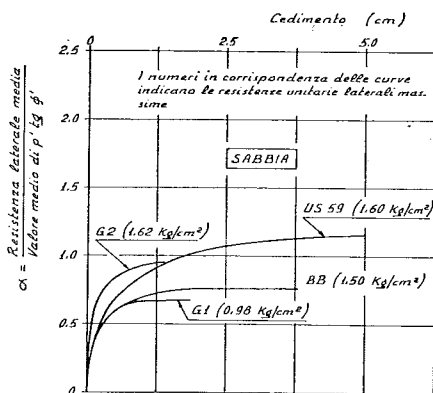


Fig. 4. - Rapporto tra resistenza laterale media mobilitata e valor medio di piano in funzione del cedimento.

tiva e ϕ' l'angolo di attrito in condizioni drenate, è compreso tra 0,5 e 1 (Fig. 4);

— il valore di tale rapporto risulta maggiore per i pali in fango rispetto a quelli a secco; l'uso dei fanghi sarebbe quindi da preferire in quanto condurrebbe ad una più elevata resistenza laterale. Gli stessi AA. mettono però in guardia contro una indiscriminata generalizzazione di questo risultato, che dovrà essere ulteriormente verificato;

— vengono infine fornite le curve di trasferimento del carico per i pali realizzati in fango e le relative curve di distribuzione dello sforzo assiale (Figg. 5 e 6).

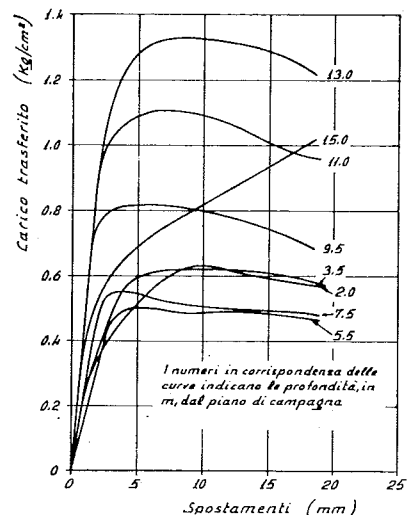


Fig. 5. - Curve di trasferimento. Palo G1; D = 92 cm; N \approx 30.

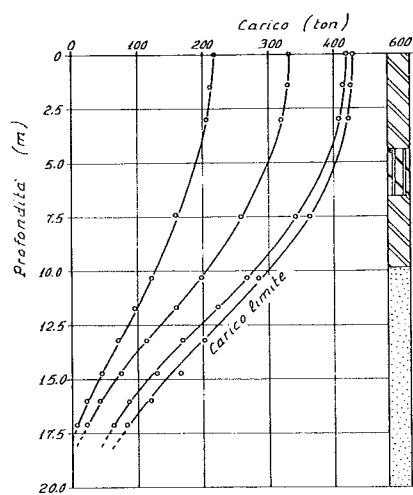


Fig. 6. - Curve di distribuzione del carico. Palo G1.

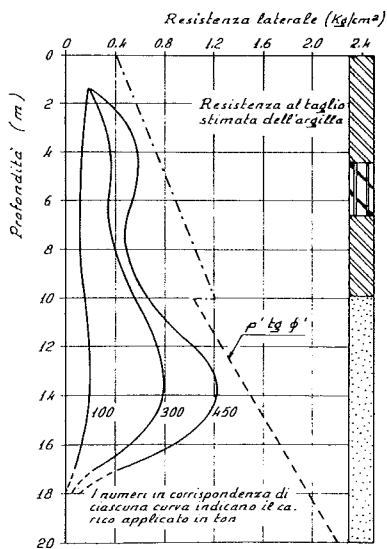


Fig. 3. - Curve tipiche della resistenza laterale lungo il palo (Palo G1).

3. Criterio di progetto

Le considerazioni citate, unitamente a numerosi dati ricavati, hanno suggerito agli AA. la elaborazione di un criterio di progetto molto semplice. Esso inoltre non richiede complesse e costose prove di laboratorio ed è applicabile a pali del tipo in esame di diametro compreso tra i 60 e i 120 cm.

Gli AA. si sono basati sulla considerazione che elementi strutturali di tali dimensioni sono generalmente utilizzati per pile di ponti e per edifici per civili abitazioni; per tali manufatti si può assumere in pratica come carico di rottura quello cui corrisponde un cedimento di 2,5 cm. Il carico di esercizio viene ricavato, naturalmente, dividendo il precedente per un opportuno coefficiente di sicurezza. In tal modo, tra l'altro, risulterebbero

quasi del tutto annullati i cedimenti differenziali.

Poiché in sabbia la resistenza laterale è interamente mobilitata per spostamenti del palo rispetto al terreno circostante di non più di 10 mm, mentre la resistenza alla punta lo è per spostamenti variabili con il diametro del palo e con la densità relativa della sabbia, si può pensare che il carico di rottura, precedentemente definito, sia somma del carico laterale limite e di un'aliquota del carico limite alla punta: tale aliquota è maggiore, e tendente al 100%, per pali di piccolo diametro in sabbie sciolte.

Per questi motivi il carico laterale corrispondente alla rottura può essere definito come:

$$Q_s = \alpha C \int_0^H p' \cdot \operatorname{tg} \varphi' \cdot dh,$$

dove:

α è un coefficiente corrispondente al rapporto tra carico laterale mobilitato e integrale del prodotto $p' \operatorname{tg} \varphi'$ esteso a tutta la lunghezza del palo. Sulla base delle esperienze in esame gli AA. consigliano di assumere $\alpha \geq 0,7$ per pali con il tratto immerso in sabbia di lunghezza non maggiore di 7,5 m, mentre per lunghezze maggiori si adottano valori minori;

p' la pressione effettiva alle varie profondità;

φ' l'angolo di attrito;

C il perimetro del pelo;

dh una lunghezza infinitesima lungo il suo fusto.

Si assume inoltre che il carico alla punta corrispondente al cedimento di 2,5 cm sia (*):

$$Q_p = 0,5 q_t A/D.$$

In tale relazione:

D è il diametro del palo (si ricorda che la relazione è valida per $D \geq 60$ cm);

A l'area della sua sezione trasversale;

q_t la resistenza unitaria alla punta per un cedimento relativo del 5%.

Secondo gli AA. (purché sia $H > 10 D$), si può assumere $q_t = 0$ kg/cm² per sabbie sciolte; $q_t \cong 15$ kg/cm² per sabbie di media densità; $q_t \cong 38$ kg/cm² per sabbie dense. Per sabbie

di densità intermedie è lecito interpolare linearmente. In tal modo si ritiene che il cedimento relativo corrispondente a 2,5 cm vari proporzionalmente al diametro (**).

Il risultato della somma

$$Q_1 + Q_p = Q$$

è il carico di rottura precedentemente definito.

4. Considerazioni conclusive

Il notevole interesse che indubbiamente destano gli studi qui brevemente descritti è legato alle grosse incertezze tuttora presenti nella previsione del comportamento dei pali di fondazione in terreni incoerenti.

Gli AA., appartenenti ad un gruppo di ricerca molto attivo in questo settore, contribuiscono in tal modo ad aprire la via verso un più preciso ed attendibile dimensionamento di queste opere.

Particolarmente interessanti i dati che vengono esibiti circa le curve di trasferimento e la variazione della resistenza alla punta con il cedimento relativo; per i pali in sabbia su questi argomenti l'evidenza sperimentale finora disponibile era assai scarsa.

Si nota piuttosto che dal punto di vista della comprensione teorica delle esperienze non molto sia stato detto (influenza dei precedenti stati di sollecitazione e delle relazioni tra tensioni e deformazioni dei terreni sul comportamento dei pali; variazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni per effetto dei procedimenti tecnologici impiegati nella realizzazione di queste strutture; effetto arco, ecc.).

E' d'altra parte evidente che nuovi studi sono necessari, anche per la verifica del metodo di progetto qui consigliato, in quanto non appare prudente che i risultati di cinque esperienze (di cui una non soddisfacente), per di più relative a terreni non esclusivamente sabbiosi, possano essere tranquillamente estesi alla generalità dei casi. In particolare si deve poi osservare la notevole influenza nel calcolo del carico di rottura del coefficiente α , che rappresenta un vero e proprio coefficiente di mobilitazione della resistenza laterale. Specificamente nel caso di pali assai lunghi o in sabbie sciolte una variazione di 0,1 di tale coefficiente induce una varia-

zione nel carico di rottura di circa il 10%. Si sente quindi l'esigenza, a tal riguardo, di un maggior approfondimento delle attuali conoscenze.

Per concludere si deve sottolineare che la semplicità del criterio di progetto ha i suoi limiti nel ridotto campo di applicabilità.

Appendice

Si riporta qui di seguito, a titolo di esempio, il calcolo del carico di rottura per un palo di grosso diametro, realizzato recentemente a Napoli, trivellato in fango in terreni piroclastici incoerenti (pozzolane).

Le caratteristiche geometriche del palo, adottando la simbologia precedente, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} D &= 1,00 \text{ m}; & H &= 25,00 \text{ m}; \\ C &= 3,14 \text{ m}; & A &= 0,79 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni, non essendo in possesso di dati precisi, ci riferiamo a valori medi (vedi anche PELLEGRINO, 1967). Poniamo quindi:

$$\tan \varphi' = 0,62; \quad \gamma = 1,5 \text{ t/m}^3.$$

Ed inoltre

$$q_t = 150 \text{ t/m}^2; \quad \alpha = 0,6.$$

In tal modo

$$\begin{aligned} Q_1 &= 0,6 \times 3,14 \times 1,00 \times 25^2 / 2 = 548 \text{ t}, \\ Q_p &= 0,5 \times 150 \times 0,79 / 1,0 = 59 \text{ t}, \\ Q &= 548 + 59 = 607 \text{ t}. \end{aligned}$$

La prova di carico portata a termine ha indicato che il cedimento di 2,5 cm avviene sotto un carico di circa 636 ton.

La notevole corrispondenza tra il carico di rottura calcolato e quello effettivamente misurato è indubbiamente legata al valore, peraltro opinabile, assegnato ad alcuni parametri, ma è interessante osservare come sia stato comunque centrato l'ordine di grandezza dell'incognita, risultato, questo, non sempre raggiunto per queste particolari opere di fondazione.

(Luciano Picarelli)

BIBLIOGRAFIA

- WHITAKER F., COOKE R. W. (1966) - *An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay*. Symp. on Large Bored Piles, The Inst. of Civ. Eng. London, pag. 7/49.
- KOIZUMI *et al.* (1967) - BCP Committee. *Field tests on piles in sand*. Soil and Foundations, vol. 11, n. 2, Giugno 1971, pag. 29/49.
- PELLEGRINO A. (1967) - *Proprietà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del napoletano*. VIII Congr. Ital di Geotecn., Cagliari.

(*) Si noti che l'articolo « Behavior of Bored Piles in Sand » presenta nel testo un errore di stampa, essendovi riportato $Q_p = 50 q_t A/D$.

(**) Ciò è lecito in quanto nel campo dei cedimenti relativi da noi preso in considerazione la relazione tra questi e la resistenza alla punta è all'incirca lineare.