

di Winkler e quelle del semispazio elastico.

$$W = \frac{a p}{E_0 \frac{1}{(1 - \eta^2) 0,88} + a K} \quad (4)$$

essendo:

$$p = \frac{P}{a^2}$$

Nella figura 2 sono riportati i valori del cedimento ( $W$ ) in funzione delle dimensioni della piastra ( $a$ ) per diversi rapporti di  $\frac{E}{K}$ , calcolati a mezzo della (4) per un valore di  $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ .

Dalla figura 2 si possono trarre le seguenti osservazioni:

1) Considerando i due modelli di terreno si ottiene che i cedimenti delle fondazioni con  $a \rightarrow \infty$  tendono asintoticamente a  $p/K$ .

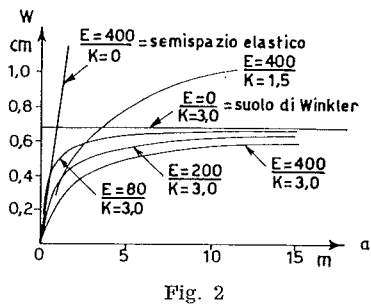


Fig. 2

La velocità con la quale il cedimento  $W$  tende a  $p/K$  dipende dal rapporto  $E_0/K$ .

2) Con la diminuzione di  $K$  per  $E_0 = \text{costante}$ , il cedimento tende a diventare proporzionale alle dimensioni della piastra e per  $K = 0$  si ottiene una retta la cui inclinazione rispetto all'asse della  $a$  diventa

$$\left( \frac{dW}{da} \right)_{a \rightarrow 0} = \frac{1 - \eta^2 \cdot 0,88}{E_0}$$

3) La relazione lineare tra  $W$  e  $a$  per  $0,5 \leq a \leq 3 \text{ m}$ , come osservato da POLSHIN (1939), si nota solo per elevati rapporti di  $E_0/K$ .

4) Va notata la particolare somiglianza delle curve  $W(a)$  ricavate dalla (4) con quelle ottenute sperimentalmente da KÖGLER.

La determinazione sperimentale simultanea dei valori di  $K$  e di  $E_0$  può avvenire in base alle prove di carico

eseguite su due piastre di diverse dimensioni.

A tale scopo risulta conveniente trasformare la (4) in

$$W = \frac{a p}{\alpha + \beta \cdot a} \quad (4a)$$

dove:

$$\alpha = \frac{E_0}{(1 - \eta^2) 0,88}; \quad \beta = K$$

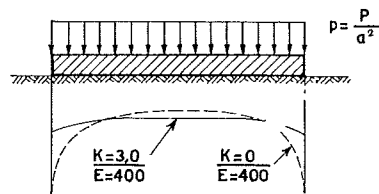


Fig. 3

Nella figura 3 è riportata la curva di reazioni del terreno sotto una piastra rigida per  $K = 3$ ;  $E_0 = 400$  (modello misto) e per  $K = 0$ ;  $E = 400$  (suolo elastico).

(Michele Jamiolkowski)

### Prove in vera grandezza su pali e gruppi di pali infissi in argilla.

Y. KOZUMI, K. ITO - *Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations*. Soil and Found., Vol. VII, n. 3, 1967.

La previsione del comportamento di un singolo palo o di una palificata sotto l'azione dei carichi costituisce uno dei problemi classici della Geotecnica, ed è stato affrontato da un gran numero di studiosi e di tecnici in ogni parte del mondo; tuttavia molti sono gli aspetti non ancora completamente

chiariti, e probabilmente ulteriori progressi sull'argomento non potranno venire che da una sistematica sperimentazione in sito.

Un'indagine di questo genere, veramente rimarchevole per completezza ed approfondimento, è stata recentemente portata a termine in Giappone. Nel corso di tale indagine sono stati realizzati, in un banco di argilla soffice molto omogenea nelle vicinanze di Tokyo, un palo isolato, una fondazione superficiale ed una fondazione su un gruppo di 9 pali. La fondazione superficiale (fig. 1) aveva dimensioni in pianta di  $1 \text{ m}^2$ , mentre i pali — costituiti da tubo metallico — avevano lunghezza di  $5,50 \text{ m}$ , diametro di  $0,3 \text{ m}$  ed erano disposti in gruppo ad interasse di  $0,9 \text{ m}$ . Il palo singolo ed alcuni dei pali del gruppo erano attrezzati con estensimetri e celle per la misura di pressioni, disposte a varie quote; era in tal modo possibile rilevare lo sforzo normale agente sul palo alle varie quote e le pressioni neutre e totali agenti sulla superficie esterna del palo. Erano inoltre predisposte misure dei cedimenti delle fondazioni e del terreno in superficie ed a varie profondità, nonché misure degli spostamenti orizzontali del terreno lungo alcune verticali a mezzo di inclinometri da introdurre entro tubi di plastica flessibili preventivamente infissi nel terreno.

Il programma di prove, che venne svolto negli anni 1961 e 1962, comprendeva prove di vibrazione e prove di carico in direzione orizzontale e verticale. L'articolo che qui si recensisce riguarda solo una parte dell'indagine, e più precisamente l'effetto della infissione dei pali nell'argilla ed i risultati delle prove di carico verticali.

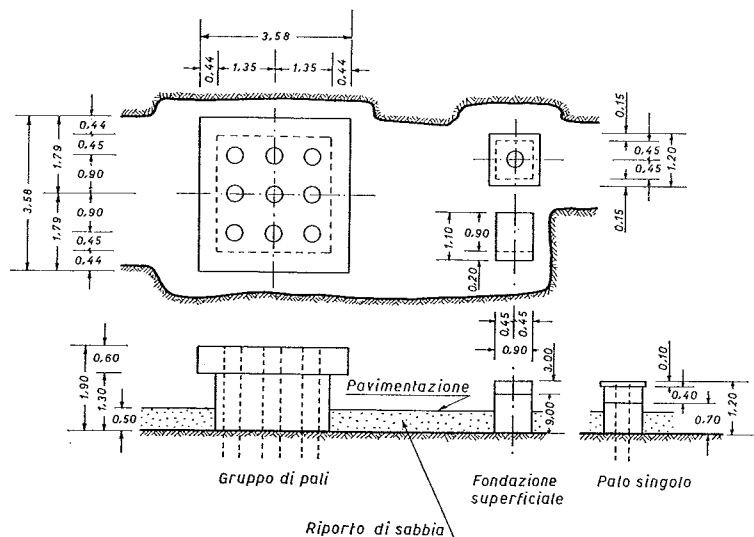


Fig. 1. - Schema delle fondazioni su cui è stata svolta l'indagine.

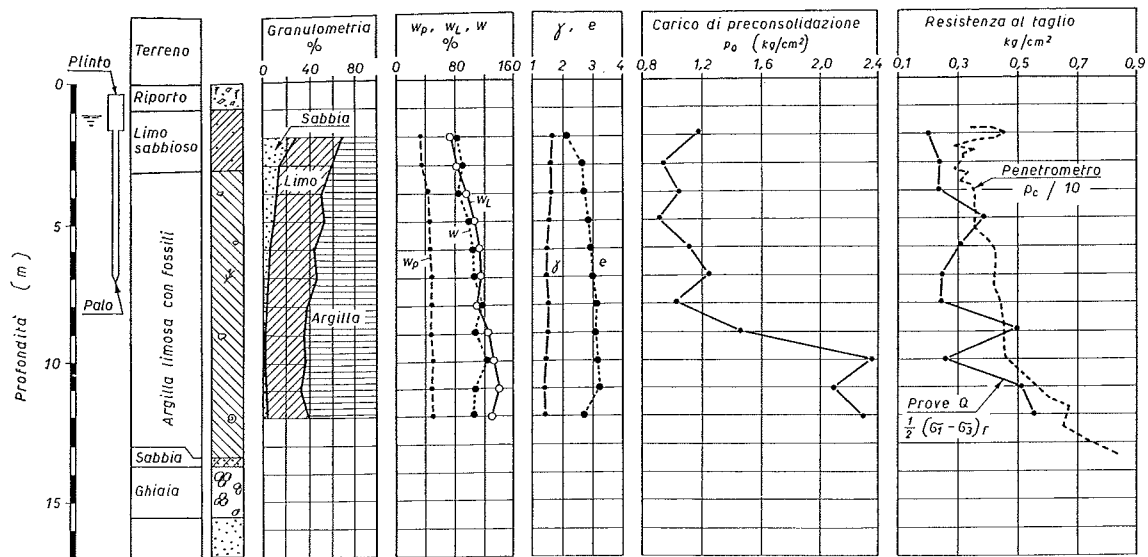


Fig. 2. - Natura e caratteristiche dei terreni.

La natura e le caratteristiche dei terreni presenti nel sottosuolo risultano dalla fig. 2; dopo uno strato di ricoprimento dello spessore di un paio di metri si incontra un banco di argilla limosa con fossili che si estende fino a 13,5 m di profondità. Al disotto di essa sono presenti strati di ghiaie e sabbie molto compatte, e quindi la roccia lapidea.

L'argilla, di elevata plasticità ed estremamente sensibile, aveva una resistenza a taglio non drenata variabile da 0,25 kg/cm<sup>2</sup> nella parte superiore del banco fino a 0,4 kg/cm<sup>2</sup> alla quota della punta dei pali e risultava lievemente preconsolidata.

Alcuni risultati tipici delle misure effettuate durante l'infissione dei pali, che venne fatta staticamente a mezzo di un martinetto, sono sintetizzati nella fig. 3.

Dall'esame critico di un gran numero di risultati di questo tipo gli AA. traggono le seguenti conclusioni.

Durante l'infissione di un palo in argilla sensibile, l'argilla stessa si liquefa in una certa zona attorno al palo, come è denunciato dal fatto che le pressioni neutre e le pressioni totali coincidono.

La zona influenzata dall'infissione del palo, e cioè quella in cui vengono indotte sovrappressioni neutre, ha un'e-

stensione di circa 2 m (circa 6 volte il diametro del palo).

Le sovrappressioni neutre si dissipano in un tempo di circa 3 settimane.

Dopo la dissipazione, le pressioni effettive sulla superficie laterale del palo eccedono di 0,2÷0,3 kg/cm<sup>2</sup> il valore della pressione a riposo.

Circa 7 mesi dopo l'infissione dei pali, e dopo aver portato a termine il programma di prove di vibrazione e di prove di carico orizzontali, vennero iniziate le prove di carico verticali che vennero spinte fino alla rottura sia per il palo singolo che per il gruppo di pali e la fondazione superficiale. Le

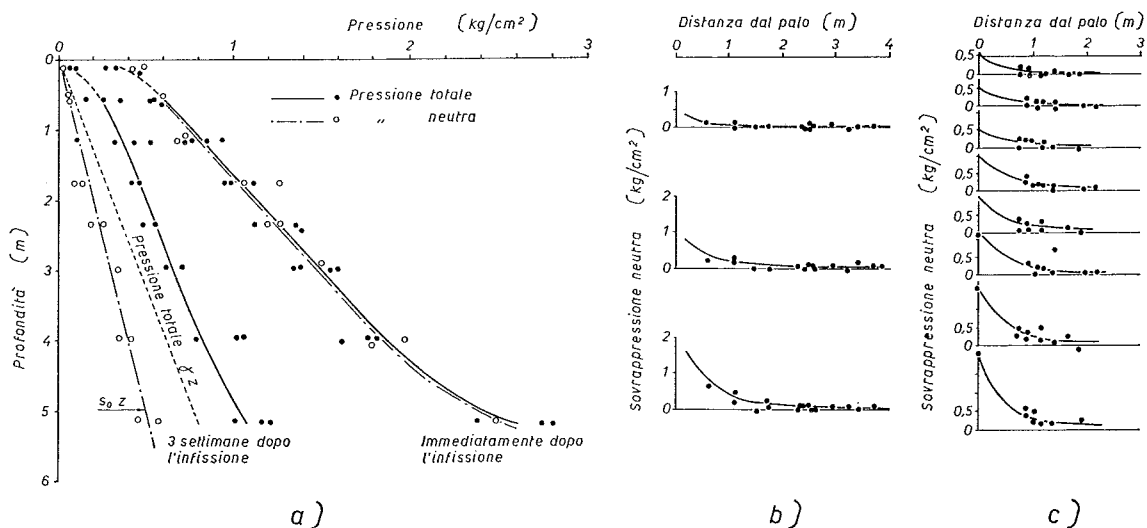


Fig. 3. - Risultati delle misure effettuate durante l'infissione dei pali:  
 a) Pressioni totali e neutre sulla superficie laterale dei pali;  
 b) Sovrappressioni neutre misurate con i piezometri;  
 c) Sovrappressioni neutre misurate con le celle disposte sulla superficie dei pali adiacenti.

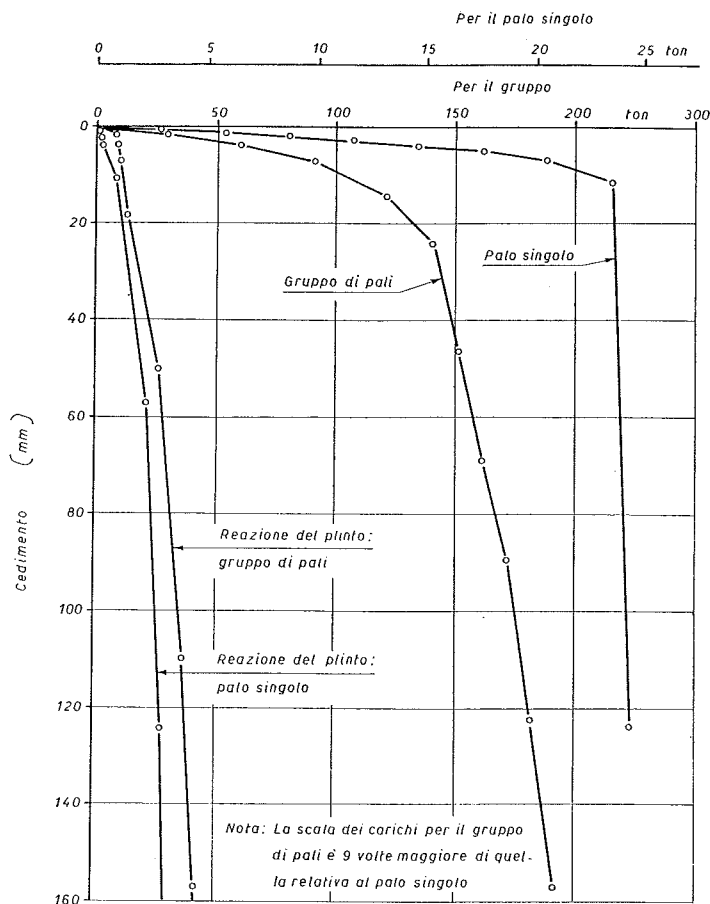


Fig. 4. - Curve carichi-cedimenti.

curve cedimenti-carichi relative alla fondazione su pali sono riportate nella fig. 4; i dati ottenuti dalla prova di carico sulla fondazione superficiale non presentano particolare interesse.

Il carico applicato al plinto del palo singolo ovvero al piastrone del gruppo di pali si trasmetteva in parte direttamente al terreno ed in parte ai pali. Le misure hanno mostrato (fig. 4) che quest'ultima parte rappresenta la quasi totalità del carico, e che solo quando si è molto prossimi alla rottura il plinto ed il piastrone contribuiscono in misura apprezzabile (~ 20% del carico totale) alla resistenza.

La distribuzione dello sforzo normale lungo il fusto del palo singolo ai vari carichi è riportata in fig. 5a.

Per il carico di 24t si deduce che le azioni tangenziali fra il fusto del palo ed il terreno sono pressoché coincidenti con la resistenza a taglio non drenata del terreno (fig. 5c). La curva cedimenti-carichi (fig. 4) presenta una marcata discontinuità in corrispondenza di tale carico, e permette una chiara definizione del carico di rottura che viene raggiunto quindi proprio quan-

do le azioni tangenziali eguagliano la resistenza a taglio del terreno.

Il comportamento del gruppo di pali

è stato studiato tenendo presenti le misure di abbassamenti e spostamenti orizzontali di vari punti nel terreno oltre alle misure delle sollecitazioni assiali e delle pressioni agenti sulla superficie laterale di alcuni dei pali del gruppo.

I relativi risultati, che gli AA. espongono in una serie di diagrammi ed analizzano attentamente, conducono alle seguenti osservazioni.

All'inizio della prova il carico assorbito è massimo per i pali di angolo, e minimo per il palo centrale del gruppo. Per tale ragione i pali d'angolo raggiungono la rottura prima degli altri, e si ha un fenomeno di rottura progressiva rivelato dalla forma della curva carichi-cedimenti (fig. 4) che ha un andamento molto meno discontinuo di quello relativo al palo singolo.

Anche per i pali del gruppo le azioni tangenziali fra palo e terreno a rottura uguagliano la resistenza a taglio del terreno.

A causa del fenomeno di rottura progressiva il carico limite medio di un palo del gruppo risulta pari a circa l'80% del carico limite del palo singolo.

Gli AA. concludono auspicando che ricerche di questo tipo vengano effettuate anche in condizioni diverse, sia per quanto riguarda i tipi di palo sia per quanto riguarda i terreni, in modo da poterne generalizzare i risultati; e lo scrivente non può che associarsi a questo augurio.

(Carlo Viggiani)

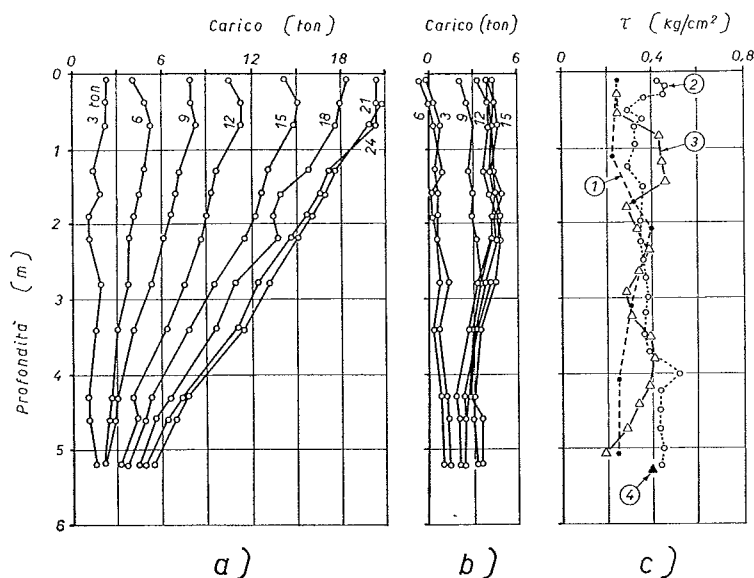


Fig. 5. - a) Distribuzione del carico assiale lungo il fusto del palo singolo nelle varie fasi della prova; b) Carico residuo dopo ogni scarico; c) Paragone fra resistenza a taglio e azioni tangenziali fra palo e terreno a rottura; 1 = prove di compressione ad espansione laterale libera; 2 = prove penetrometriche; 3 = azioni tangenziali fra palo e terreno a rottura; 4 = resistenza a taglio dedotta dalla resistenza alla punta del palo.