

# Analisi dell'influenza dello schema di misura sui risultati di prove di carico su pali

G. DENTE \*

**SOMMARIO:** Nella presente nota si analizza l'influenza dello schema di misura sui risultati della prova di carico verticale su palo, con riferimento al noto dispositivo di carico comprendente i pali di ancoraggio. Sono presi in considerazione tre diversi schemi di misura del cedimento del palo in prova; per ciascuno di essi, i risultati ottenuti, al variare della geometria e della deformabilità dei pali, vengono presentati sotto forma di diagrammi adimensionali.

L'analisi svolta è stata condotta nell'ipotesi di mezzo elastico, che, notoriamente, riproduce solo in modo assai imperfetto, il comportamento dei terreni; tuttavia, pur con tale limitazione, evidenzia l'influenza dei vari fattori in gioco nella complessa interazione pali-terreno.

## 1. Introduzione

Quello dei pali di fondazione rimane un problema difficile da analizzare, per il quale, salvo a ricorrere a schematizzazioni non sempre giustificabili della complessa interazione palo-terreno, non si dispone ancora di metodi di calcolo di facile impiego per le necessità della pratica progettuale.

I moderni metodi numerici, in particolare il metodo degli elementi finiti, consentono di portare in conto fattori quali la stratigrafia e il comportamento non lineare del terreno, ma comportano onerose analisi e richiedono accurati valori dei parametri di non sempre agevole determinazione.

Pertanto, sottoporre a prova i pali di fondazione rappresenta il metodo più diffuso, e probabilmente il più sicuro, per prevederne (prova di progetto) o verificarne (prova di collaudo) il comportamento sotto l'azione delle sollecitazioni esterne.

Come è noto, la prova di carico consiste nell'applicare, secondo opportune modalità, incrementi di carico statico alla sommità del palo misurando i corrispondenti spostamenti.

L'esame della curva carichi-cedimenti consente di valutare il carico limite e prevedere l'entità del cedimento provocato da assegnati valori del carico applicato.

Il cedimento del palo singolo sotto l'azione del carico d'esercizio, riveste un interesse che va al di là della semplice utilizzazione nel caso, peraltro abbastanza raro, della fondazione costituita da un unico palo.

\* dr. ing. Giovanni DENTE, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria.

Ricerca svolta con il contributo del CNR, contratto CT. 80.02027.07.

Infatti, si dispone di procedimenti che consentono di valutare il cedimento della palificata una volta noto quello del palo singolo; si tratta di espressioni empiriche la cui attendibilità è tanto maggiore quanto minori sono le dimensioni in pianta della palificata rispetto alla lunghezza dei pali, e quanto più uniforme è la costituzione del sottosuolo [VIGGIANI, 1973].

I dispositivi della prova comprendono un martinetto idraulico per l'applicazione e la misura del carico (meglio se quest'ultima avviene mediante cella di carico) alimentato da una pompa a mano. La reazione del martinetto può essere fornita da un cassone zavorrato oppure da una trave ancorata a pali sollecitati a trazione (fig. 1).

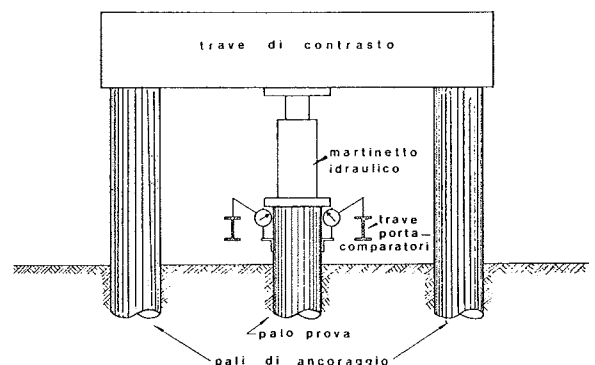


Fig. 1. - Dispositivi della prova di carico verticale su palo singolo.

Benché sia da preferire la prima soluzione, il dispositivo comprendente i pali d'ancoraggio è largamente usato nella pratica di cantiere, soprattutto quando sono in gioco elevati valori dei carichi applicati, per contrastare i quali si renderebbero necessari cassoni di notevoli di-

mensioni; è questo ad esempio il caso dei pali di grosso diametro.

Nella presente nota ci si propone di analizzare gli errori connessi con quest'ultimo sistema di carico, mettendo in luce due tipi di influenze: la prima dovuta all'azione che i pali d'ancoraggio esercitano sul cedimento del palo in prova; la seconda dipendente dal particolare sistema di misura che si adotta per il rilievo dei cedimenti.

Per un campo di parametri abbastanza ampio da coprire gran parte delle esigenze della pratica tecnica, vengono fornite soluzioni adimensionali che consentono di depurare la misura del cedimento dall'influenza dei fattori su menzionati.

L'analisi è stata condotta riprendendo gli studi sul comportamento dei pali immersi in un semispazio elastico che utilizzano procedimenti di discretizzazione del tipo proposto da POULOS [1968] e adottato da altri Autori [EVANGELISTA, 1976].

## 2. Ipotesi e procedimento di calcolo

Il problema esaminato è schematicamente rappresentato in fig. 2.

Per il terreno di fondazione si adotta il mo-

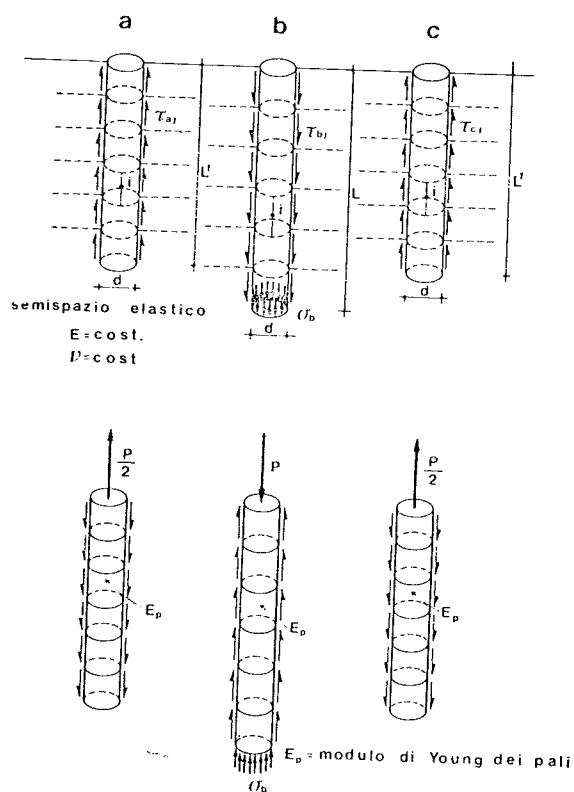


Fig. 2. - Discretizzazione del problema.

dello di semispazio elastico omogeneo isotropo, per il quale, come è noto, sono disponibili le soluzioni di MINDLIN che forniscono lo stato di tensione e di deformazione indotto da carichi applicati all'interno del semispazio stesso.

I pali vengono ipotizzati perfettamente connessi al semispazio, senza che avvengano scorrimenti relativi al contatto palo-terreno.

Ogni palo è pensato diviso in  $k$  elementi cilindrici, su ciascuno dei quali si ipotizza agiscano tensioni tangenziali,  $\tau_j$ , di valore costante per tutta l'altezza dell'elemento.

Sulla base del palo compresso, si considera agente una distribuzione uniforme di tensioni normali,  $\sigma_b$ .

Dall'assunzione fatta, di pali perfettamente connessi al semispazio, discende che la distribuzione delle tensioni di interazione, oltre ad equilibrare i carichi agenti su ciascun palo, deve rendere congruenti le deformate di pali, supporti svincolati dal terreno, con gli spostamenti del terreno stesso.

La congruenza dovrebbe, in rigore, chiamare in causa tanto gli spostamenti assiali che quelli radiali. È stato tuttavia accertato [MATTES, 1969], per il caso del palo singolo assialmente caricato, che la sola congruenza degli spostamenti verticali fornisce risultati generalmente in ottimo accordo con quelli che si ottengono portando in conto anche gli spostamenti radiali.

La congruenza degli spostamenti verticali viene imposta in corrispondenza del centro della base e sulle generatrici (fig. 2) in punti appartenenti alle circonferenze medie di ciascun elemento cilindrico, assumendo quali incognite i valori delle tensioni di contatto ed esprimendo gli spostamenti come somma di prodotti di tali tensioni incognite per opportuni coefficienti di influenza. Questi ultimi sono stati calcolati per integrazione numerica dalle formule di MINDLIN.

Indicando con  $a$  e  $c$  i pali tesi e con  $b$  il palo compresso, lo spostamento del generico punto,  $i$ , del terreno adiacente ai pali  $a, b$  e  $c$  è dato da:

$$W_{ai} = \sum_{j=1}^{k+1} I_{ai, aj} t_{aj} + \sum_{j=k+2}^{2k+2} I_{ai, bj} t_{bj} + \sum_{j=2k+3}^{3k+3} I_{ai, cj} t_{cj}$$

$$W_{bi} = \sum_{j=1}^{k+1} I_{bi, aj} t_{aj} + \sum_{j=k+2}^{2k+2} I_{bi, bj} t_{bj} + \sum_{j=2k+3}^{3k+3} I_{bi, cj} t_{cj}$$

$$W_{ci} = \sum_{j=1}^{k+1} I_{ci, aj} t_{aj} + \sum_{j=k+2}^{2k+2} I_{ci, bj} t_{bj} + \sum_{j=2k+3}^{3k+3} I_{ci, cj} t_{cj}$$

dove  $I_{ai, aj}$ ,  $I_{ai, bj}$  e  $I_{ai, cj}$  sono rispettivamente i coefficienti di influenza dello spostamento verticale in  $i$  del palo  $a$  provocato dalla tensione  $t_j$  del concio  $j$ -esimo dei pali  $a$ ,  $b$  e  $c$ ;  $I_{bi, aj}$ ,  $I_{bi, bj}$ ,  $I_{bi, cj}$  rispettivamente i coefficienti di influenza dello spostamento in  $i$  del palo  $b$  provocato dalle tensioni  $t_j$  del concio  $j$ -esimo dei pali  $a$ ,  $b$  e  $c$ ;  $I_{ci, aj}$ ,  $I_{ci, bj}$  e  $I_{ci, cj}$  analogamente i coefficienti di influenza dello spostamento verticale in  $i$  del palo  $c$  provocato dalle tensioni  $t_j$  del concio  $j$ -esimo dei pali  $a$ ,  $b$  e  $c$ ; con  $t_{aj}$ ,  $t_{bj}$  e  $t_{cj}$  si indicano le tensioni agenti sui pali  $a$ ,  $b$  e  $c$ , e precisamente:

$$t_j = \tau_j \text{ per } j = 1, 2, \dots, k; \quad t_j = \sigma_b \text{ per } j = k + 1$$

Equazioni del tipo (1) se ne possono scrivere  $3(k + 1)$ , cioè tante quanti sono gli elementi di suddivisione dei pali.

In forma matriciale le (1) si scrivono:

$$\{w_t\} = [I_t] \{t\} \quad (2)$$

in cui  $\{w_t\}$  è il vettore degli spostamenti dei punti considerati appartenenti al semispazio;  $[I_t]$  la matrice dei coefficienti di influenza del semispazio e  $\{t\}$  il vettore delle tensioni di interazione.

Gli spostamenti così calcolati vanno eguagliati, per rispettare la congruenza, agli spostamenti degli stessi punti considerati appartenenti ai pali pensati svincolati dal terreno. Questi ultimi spostamenti sono dovuti ad un moto rigido che si riduce alla sola traslazione verticale,  $w_r$ , e alla deformazione estensionale. Per la valutazione degli spostamenti connessi con la deformazione estensionale, i pali vengono ipotizzati incastrati in testa [EVANGELISTA, 1976] ed assimilati a solidi di De Saint Venant.

Lo spostamento verticale del generico punto dei pali vale:

$$w_i = w_r + \sum_{j=1}^{k+1} I_{i, j} (-t_j) \quad (3)$$

in forma matriciale:

$$\{w_p\}_\alpha = \{w_o\}_\alpha + [I_p]_\alpha \{-t\}_\alpha \text{ per } \alpha = a, b, c.$$

dove  $\{w_p\}_\alpha$  è il vettore spostamento dei punti appartenenti al palo;  $\{w_o\}_\alpha = \{U\} w_r$  con  $\{U\} =$  vettore unitario;  $[I_p]_\alpha$  è la matrice dei coefficienti di influenza del palo.

Per la congruenza deve aversi:

$$\{w_p\}_\alpha = \{w_t\}_\alpha$$

ovvero:

$$\{w_o\}_\alpha + [I_p]_\alpha \{-t\}_\alpha = [I_t]_\alpha \{t\}_\alpha$$

se si pone:

$$\frac{E}{D} \{w_o\}_\alpha = \{w_o'\}_\alpha; \quad \frac{D}{E_p} [I_p]_\alpha = [I_p]_\alpha;$$

$$\frac{E}{D} [I_t]_\alpha = [I_t]_\alpha \quad [T']_\alpha = [I_t]_\alpha \frac{E}{E_p} [I_p]_\alpha$$

si ha:

$$\{w_o'\}_\alpha = [T']_\alpha \{t\}_\alpha$$

Le equazioni di equilibrio per i tre pali si scrivono:

$$\sum_{j=1}^k \tau_{aj} \pi \frac{D^2}{K} \lambda' = - \frac{P}{2}$$

$$\sum_{j=1}^k \tau_{bj} \pi \frac{D^2}{K} \lambda + \sigma_b \pi \frac{D^2}{4} = P$$

$$\sum_{j=1}^k \tau_{cj} \pi \frac{D^2}{K} \lambda' = - \frac{P}{2}$$

avendo posto  $\lambda = L/d$  e  $\lambda' = L'/d$

in forma matriciale:

$$[E] \{t\} = \{P\}$$

dove  $\{P\} = \{-P/2, P, -P/2\}$  è il vettore delle forze applicate.

Moltiplicando ambo i membri delle equazioni di congruenza per  $D/P$  e ponendo  $t' = t D^2/P$  e  $w' = wED/P$  si ottiene il sistema di equazioni risolvibili nelle incognite tensioni di interazione e cedimenti espressi in termini adimensionali:

$$\begin{bmatrix}
 T'_{a,a} & T'_{a,b} & T'_{a,c} & -1 & 0 & 0 \\
 T'_{b,a} & T'_{b,b} & T'_{b,c} & -1 & 0 & 0 \\
 T'_{c,a} & T'_{c,b} & T'_{c,c} & \ddots & \ddots & \ddots \\
 \lambda' \frac{\pi}{K}, \dots, \lambda' \frac{\pi}{K} & 0, \dots, 0 & 0, \dots, 0 & 0 & -1 & 0 \\
 0, \dots, 0 & \lambda \frac{\pi}{K}, \dots, \lambda \frac{\pi}{K}, \frac{\pi}{4} & 0, \dots, 0 & 0 & 0 & -1 \\
 0, \dots, 0 & 0, \dots, 0 & \lambda' \frac{\pi}{K}, \dots, \lambda' \frac{\pi}{K} & 0 & 0 & -1
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 t'_1 \\
 \vdots \\
 t'_{k+1} \\
 t'_{k+2} \\
 \vdots \\
 t'_{2k+2} \\
 \vdots \\
 t'_{2k+3} \\
 \vdots \\
 t'_{3k+3}
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 0 \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 -\frac{1}{2} \\
 1 \\
 -\frac{1}{2}
 \end{bmatrix}$$

### 3. Deformazioni verticali del piano di campagna

Per effetto della prova di carico, i pali trasmettono al terreno circostante uno stato di tensione-deformazione che provoca spostamenti sul piano di campagna.

Di evidente interesse appare, ai fini tecnici, la valutazione del cedimento lungo la ortogonale alla congiungente i pali; infatti, è prassi usuale disporre secondo tale direzione gli appoggi della trave che sostiene i comparatori per la misura del cedimento del palo di prova.

È ovvio che un abbassamento (innalzamento) del piano campagna al di sotto degli appoggi della trave induce un errore nella misura del cedimento.

La deformata della normale alla congiungente i pali può valutarsi calcolando il cedimento nel generico punto del piano campagna, a distanza  $e$  dal palo compresso, come somma dei contributi dovuti alle tensioni agenti sui  $3(k+1)$  elementi di suddivisione dei pali, e cioè:

$$w_e = \sum_{j=1}^{3(k+1)} I_{e,j} t_j \quad (4)$$

dove  $I_{e,j}$  è il coefficiente di influenza dello spostamento verticale nel punto  $j$  appartenente alla ortogonale alla congiungente i pali, a distanza  $e$  dal palo compresso, prodotto dalle tensione  $t_j$  agente sullo  $j$ -esimo concio dei pali.

In termini adimensionali la (4) si scrive:

$$w'_e = \sum_{j=1}^{3(k+1)} I'_{e,j} t'_j$$

con  $w'_e = w_e E D / P$ ;  $I'_{e,j} = I_{e,j} E / D$ ;  $t'_j = t_j D^2 / P$

### 4. Calcoli numerici e parametri esaminati

Come già detto, per il calcolo dei coefficienti di influenza del terreno si è proceduto alla integrazione numerica della formule di MINDLIN, sostituendo alle tensioni di contatto, distribuite sulla superficie cilindrica dei concii e sulla base del palo compresso, un insieme di forze concentrate, applicate nei baricentri delle aree elementari in cui si divide l'area di carico. A tal fine, dopo aver constatato che una più fitta suddivisione non giova alla precisione, sia la superficie laterale dei concii che la base sono state divise in 100 areole. Per quanto concerne la suddivisione dei pali in concii, in base all'esame dell'influenza che essa esercita sulla precisione dei risultati, si è deciso di adottare un numero di concii pari a 10. Analoga suddivisione è stata adottata da Poulos per il caso del palo singolo assialmente caricato e per il gruppo di pali.

Il presente studio prende in esame i seguenti parametri adimensionali mediante i quali è possibile una completa definizione del problema. Essi sono:

—  $L/D$ , rapporto tra la lunghezza del palo compresso e diametro (sia il palo compresso

che quelli tesi si considerano dello stesso diametro);

—  $i/D$ , rapporto tra interasse dei pali e diametro;

—  $L'/L$ , rapporto tra la lunghezza dei pali tesi e quella del palo compresso.

Le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno e del materiale costituente i pali sono individuate dal coefficiente di Poisson,  $\nu$ , del terreno e dal rapporto  $E/E_p$  fra i moduli di Young del terreno e dei pali.

I valori numerici assegnati ai parametri sono stati scelti con l'intento di coprire un campo abbastanza ampio da soddisfare le esigenze della pratica tecnica.

## 5. Risultati

La misura dei cedimenti del palo di prova può essere effettuata mediante:

a) strumento ottico di precisione (livello), con punto di stazione a ragguardevole distanza dai pali in modo che risultino ininfluenti le de-

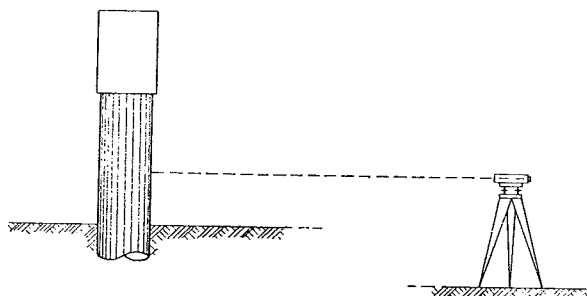


Fig. 3. - Prova di carico verticale su palo singolo. Misura del cedimento mediante strumento ottico di precisione.

formazioni del piano di campagna (fig. 3). È presente in questo schema di misura un'unica influenza, dovuta all'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio. Questi ultimi sollecitano il palo di prova a spostarsi verso l'alto con la conseguenza di far misurare un cedimento minore di quello che si avrebbe se il palo fosse isolato. Come misura dell'errore viene assunto il rapporto  $W_c/W_s$  fra il cedimento del palo di prova e quello del palo pensato isolato.

b) Comparatori ancorati ad una trave disposta ortogonalmente alla congiungente i pali, e poggiate al suolo ad una certa distanza dal palo di prova (fig. 4). La deformazione del piano campagna al di sotto degli appoggi introduce un errore che fa sottostimare la misura del cedimento. Nei diagrammi viene riportato il rapporto  $(W_c - W_e)/W_c$  con  $W_e$  cedimento del piano campagna.

c) Comparatori disposti secondo lo schema di misura di fig. 5, in modo da realizzare la misura dello spostamento relativo fra palo compresso e pali d'ancoraggio. L'idea di questo schema di misura, attualmente non compreso fra quelli comunemente adottati, è suggerita dalla considerazione che, poiché si misura uno spostamento ( $W = W_c + |W_t|$ ) maggiore di quello che compete al palo di prova, potrebbe approssimarsi meglio il valore del cedimento vero  $W_s$  che, come già rilevato, è maggiore di  $W_c$ . Come parametro caratterizzante l'errore implicito in tale schema di misura, si adotta il rapporto  $(W_c + |W_t|)/W_s$ .

Con riferimento allo schema a), l'andamento

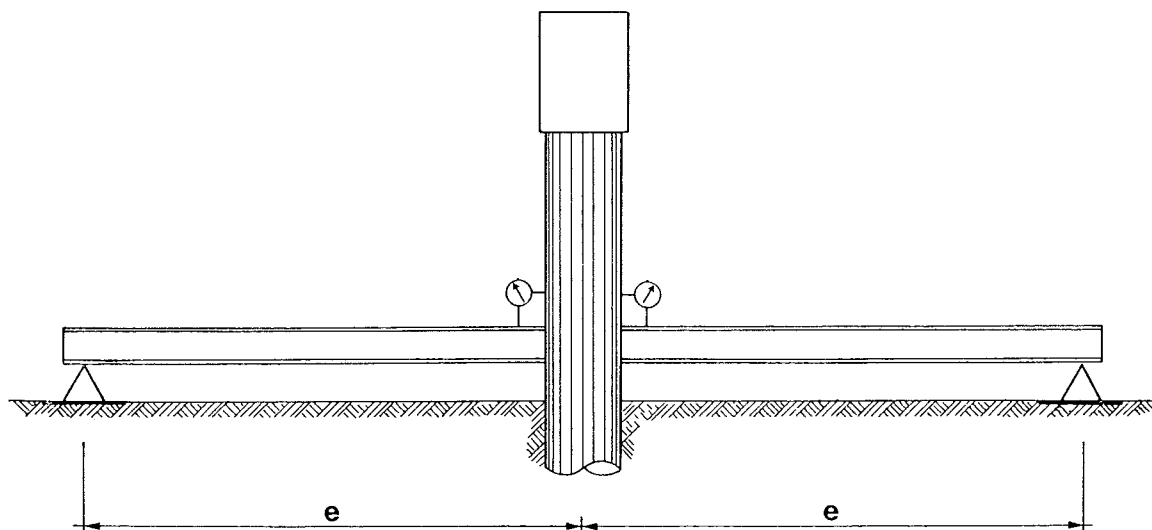


Fig. 4. - Prova di carico verticale su palo singolo. Misura del cedimento mediante comparatori ancorati alla traversa ortogonale alla congiungente i pali.

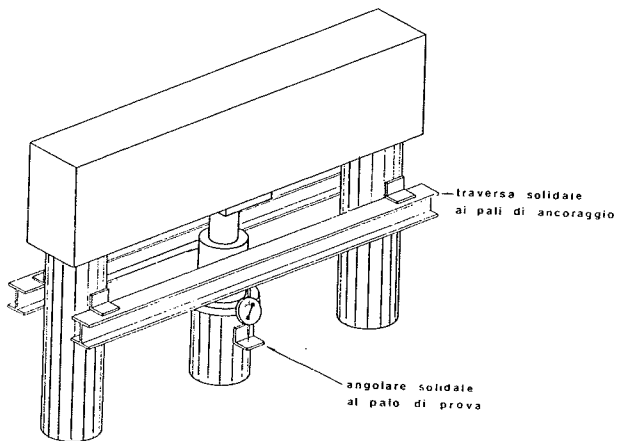


Fig. 5. - Prova di carico verticale su palo singolo. Misura del cedimento del palo di prova riferito ai pali d'ancoraggio mediante comparatori contrastati rispetto alla traversa solidale ai pali d'ancoraggio stessi.

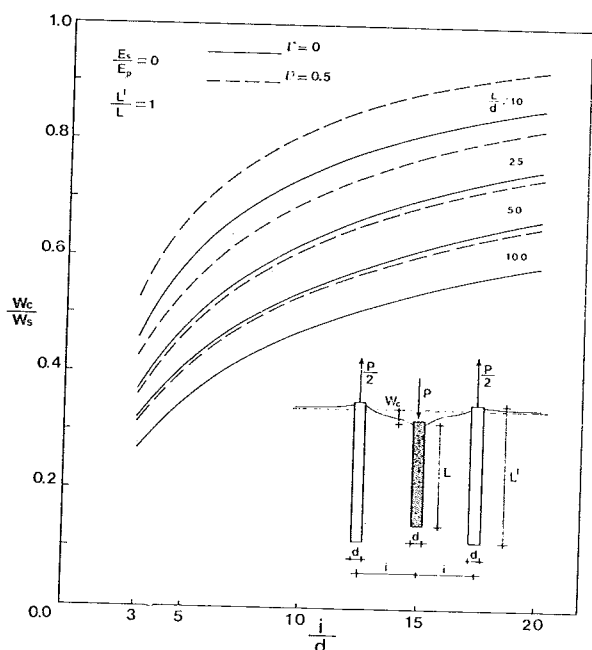


Fig. 6. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

del rapporto  $W_c/W_s$ , in funzione dell'interasse reso adimensionale rispetto al diametro, è illustrato nei grafici delle figg. da 6 a 11.

Come era da attendersi, tale rapporto è sempre inferiore all'unità; per i valori dell'interasse di più frequente impiego nella pratica (da 3 a 5 volte il diametro), l'interazione fra i pali provoca una sensibile riduzione del cedimento del palo di prova; inoltre, all'aumento della deformabilità relativa  $E_s/E_p$  fa riscontro una generale tendenza nel senso di una diminuzione dell'errore e una meno accentuata dipendenza dalla snellezza dei pali.

I pali più snelli e meno deformabili, in relazione al terreno, risultano essere i più penalizzati.

Per valori dell'interasse da 5 a 3 volte il diametro e per  $E_s/E_p = 0$ , il cedimento subisce riduzioni che possono superare il 70% nel caso di pali con snellezza pari a 100; pali tozzi, caratterizzati da una snellezza pari a 10, implicano riduzioni comprese fra il 30 e il 55%.

Valori non nulli della deformabilità fanno registrare riduzioni meno severe del cedimento; ad esempio in corrispondenza di  $E_s/E_p = 0.01$ , l'errore è mediamente compreso fra il 27 e il 37% indipendentemente dalla snellezza.

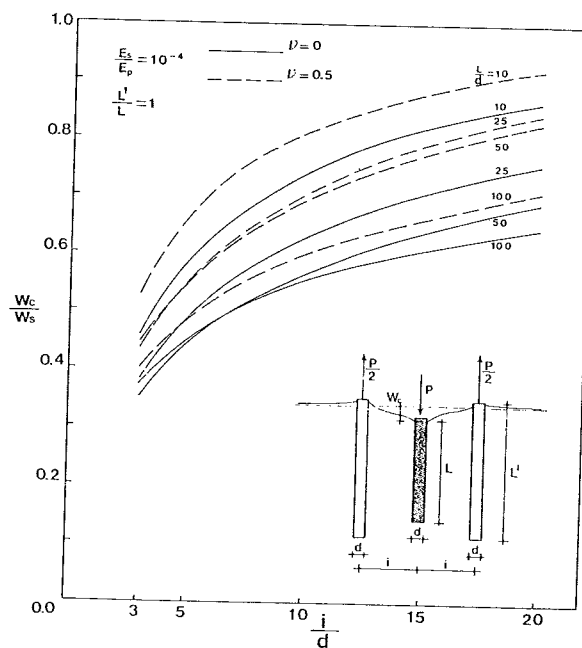


Fig. 7. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

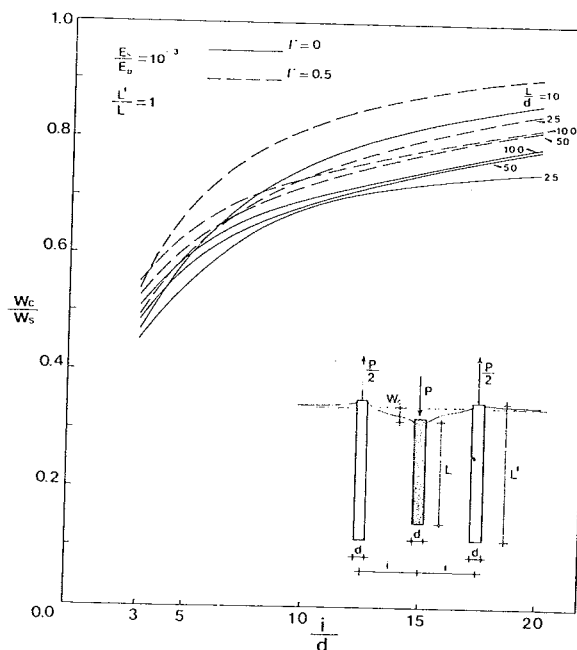


Fig. 8. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

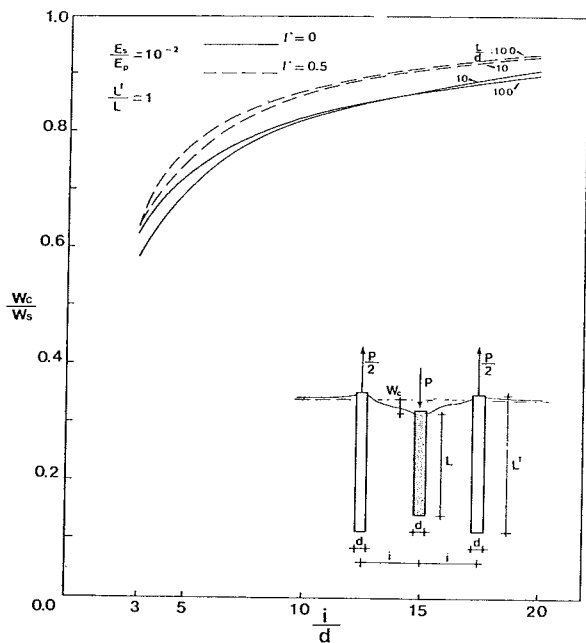


Fig. 9. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

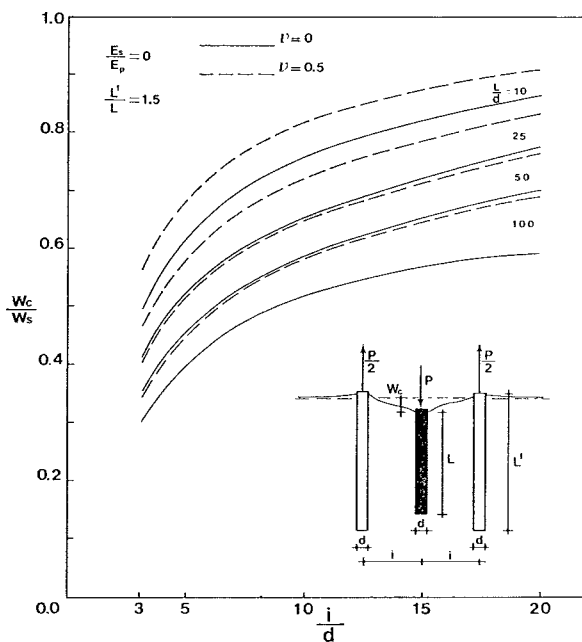


Fig. 10. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

Al crescere dell'interasse, tende ad attenuarsi l'interazione fra i pali, con la conseguenza di far incrementare il rapporto  $W_c/W_s$ ; tuttavia, poiché il gradiente di  $W_c/W_s$  decresce all'aumentare della distanza fra i pali fino a diventare sensibilmente costante, anche per valori notevoli dell'interasse si commettono non trascurabili errori nella valutazione del cedimento del palo di prova.

Naturalmente l'errore è funzione oltre che dell'interasse, della snellezza e della deformabilità.

Pali rigidi ( $E_s/E_p = 0$ ) con snellezza pari a 100 e posti a interasse di 10 volte il diametro esibiscono un cedimento del 55% di quello vero  $W_s$ ; mentre, a parità d'interasse, solo per pali abbastanza deformabili ( $E_s/E_p = 0.01$ ) il cedimento  $W_c$  assume il valore  $0.8W_s$ .

Le figg. 10 e 11 evidenziano l'influenza della diversa lunghezza dei pali d'ancoraggio rispetto a quello in prova.

È appena il caso di notare che  $L'/L = 0.5$  corrisponde al più basso rapporto fra le lunghezze, necessario per garantirsi contro lo sfilamenti dei pali tesi nel caso limite di palo compresso per il quale è da ritenersi nullo il contributo della base.

Si può rilevare come pali d'ancoraggio di ridotta lunghezza ( $L'/L = 0.5$ ) esercitino una influenza più accentuata di quelli di lunghezza maggiore, che si traduce, comunque, in riduzioni del cedimento che non superano il 10%.

Per quanto concerne il coefficiente di Poisson, si riscontrano differenze modeste pur passando da un valore estremo all'altro.

I risultati fin qui esaminati denotano con chiarezza che una marcata interazione si genera tra i pali coinvolti nella prova di carico.

È da osservare che, molto probabilmente, tale interazione che fa sentire i suoi effetti anche per valori notevoli dell'interasse, è conseguente all'ipotesi di modello linearmente elastico; nella realtà il carattere non lineare del terreno tende a concentrare le deformazioni in una zona abbastanza ristretta intorno al palo e

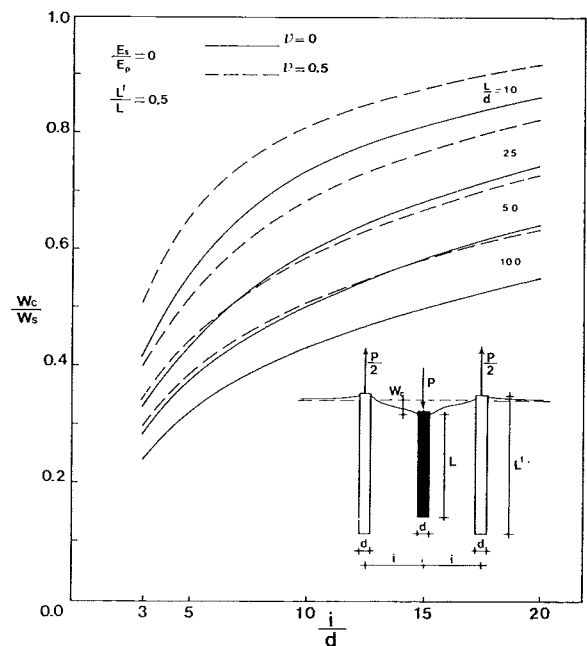


Fig. 11. - Influenza sul cedimento dell'interazione fra palo di prova e pali d'ancoraggio.

a ridurre l'influenza reciproca tra i pali. Le valutazioni effettuate sono da considerarsi pertanto alla stregua di limiti superiori.

Si tenga presente che la trattazione è stata basata sull'ipotesi di mezzo omogeneo, mentre è noto che la deformabilità di un terreno normalmente diminuisce con la profondità.

In un mezzo eterogeneo con modulo crescente dall'alto verso il basso, l'interazione fra i pali diminuisce, quanto più la legge di variazione di  $E_s$  con la profondità si discosta da  $E_s = \text{cost}$ , poiché una maggiore aliquota di carico è trasmessa a più elevate profondità rispetto al caso di pali immersi in un mezzo omogeneo. Ciò contribuisce ad esaltare il carattere di limiti superiori delle riduzioni del cedimento calcolate assumendo la costanza del modulo  $E_s$ .

Passando allo schema *b*), nelle figure da 12 a 15 sono riportati gli errori connessi con i

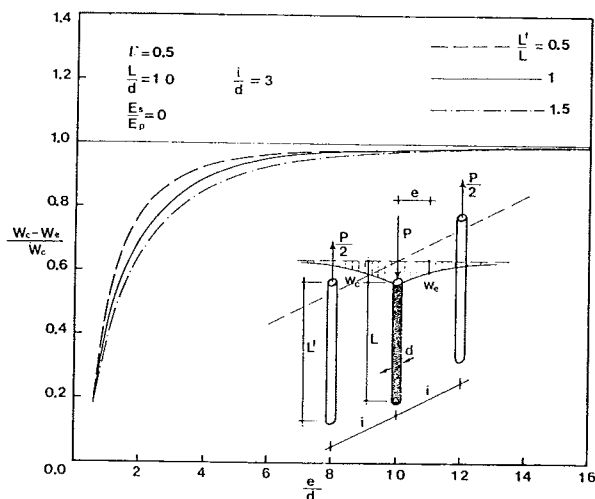


Fig. 12. - Influenza delle deformazioni del piano campagna sulla misura del cedimento.

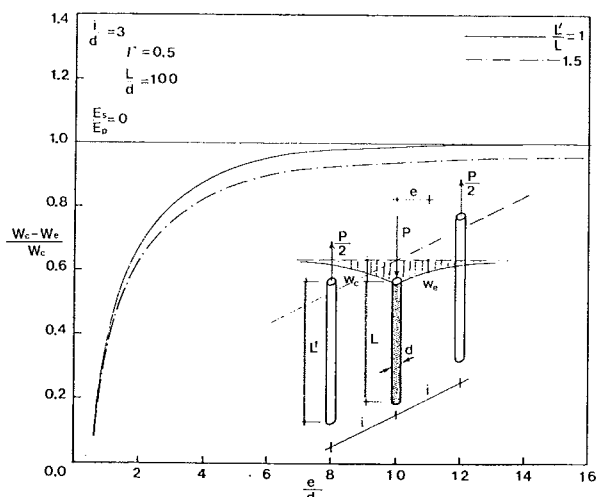


Fig. 13. - Influenza delle deformazioni sul piano campagna sulla misura del cedimento.

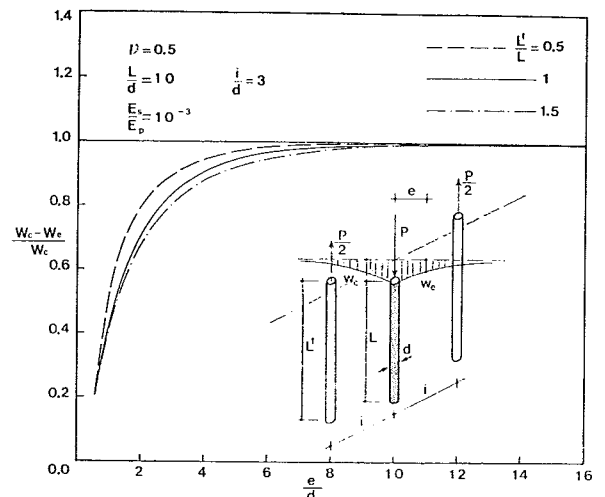


Fig. 14. - Influenza delle deformazioni del piano campagna sulla misura del cedimento.

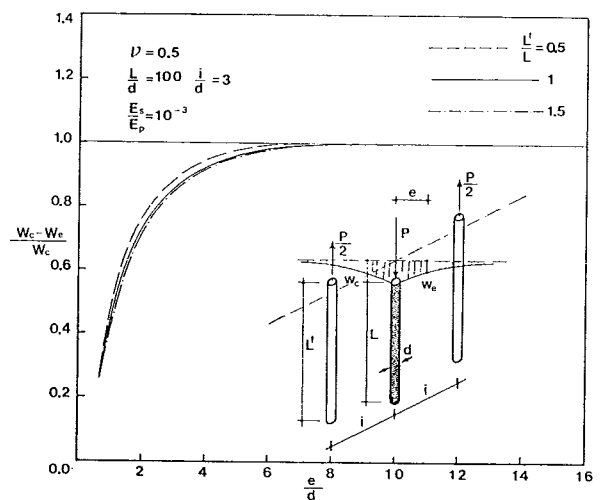


Fig. 15. - Influenza delle deformazioni del piano campagna sulla misura del cedimento.

cedimenti dei punti di ancoraggio dei micro-  

$$\frac{W_c - W_e}{W_c}$$
metri, espresso dal rapporto  $\frac{W_c - W_e}{W_c}$ .

I risultati mettono in evidenza che, indipendentemente dalla snellezza  $L/d$ , dalla deformabilità relativa  $E_s/E_p$  e dal rapporto fra le lunghezze  $L'/L$ , ad una distanza dal palo in prova di circa tre volte il diametro, l'errore che si commette rispetto al valore  $W_c$  è mediamente pari al 20% e diventa circa il 10% ad una distanza di 5 volte il diametro.

Come è ovvio, l'errore così determinato va a sommarsi a quello precedentemente calcolato  $W_c/W_s$ , rendendo in tal modo ancora più lontana dal vero la misura del cedimento.

Considerando infine lo schema di misura *c*), nelle figg. da 16 a 23 è riportato il cedimento



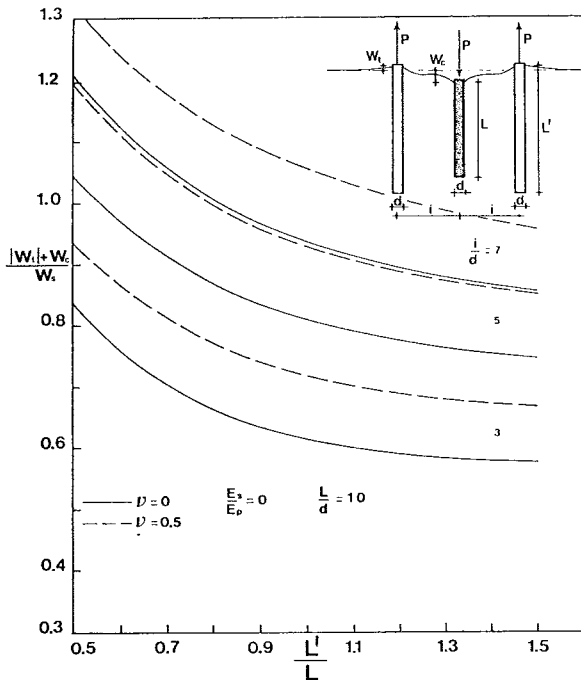


Fig. 16. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

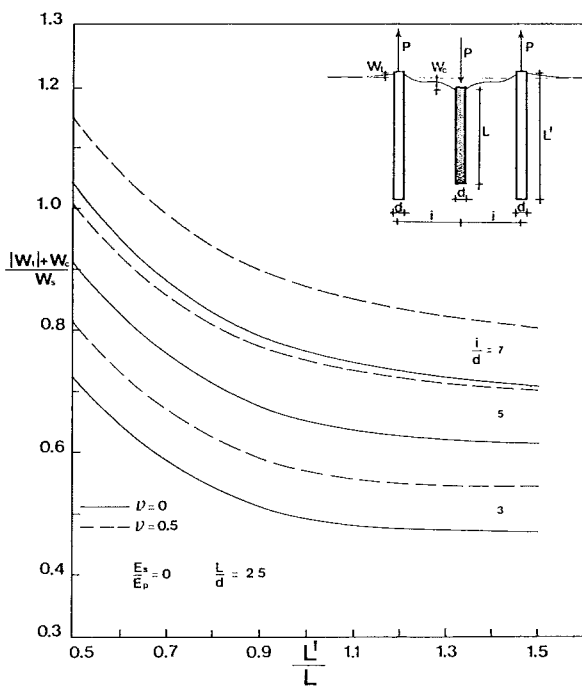


Fig. 17. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

relativo palo compresso-pali tesi, rapportato al cedimento vero  $W_s$ , al variare dei parametri  $L'/L$  e  $i/d$ .

I risultati ottenuti denunciano che per pali poco snelli e bassi valori del rapporto  $L'/L$ , si può sovrastimare il cedimento  $W_s$ . Infatti, come si deduce dal grafico di fig. 24, dove vengono evidenziate le due aliquote che compon-

gono lo spostamento relativo, al diminuire del rapporto  $L'/L$ , cresce con gradiente sempre maggiore, l'innalzamento dei pali tesi  $W_t/W_s$ , mentre il cedimento del palo compresso  $W_c/W_s$  si decrementa, con progressione pressoché costante, di non più il 10% passando da  $L'/L=1.5$  a  $L'/L=0.5$ .

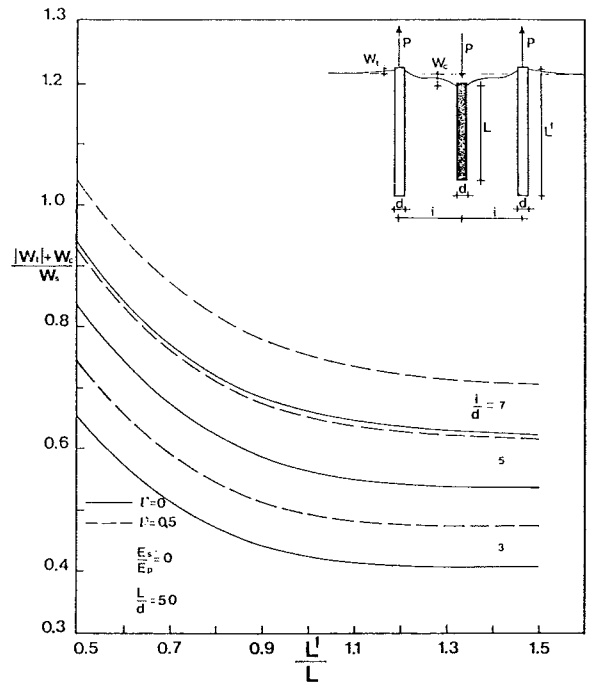


Fig. 18. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

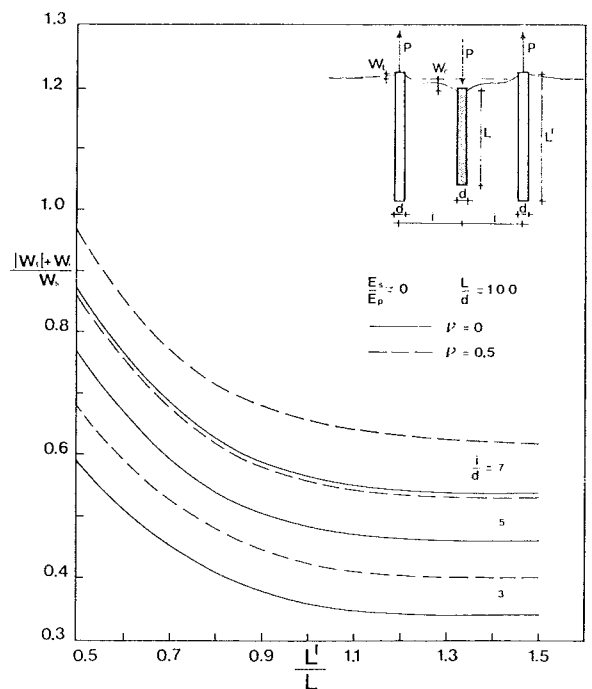


Fig. 19. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

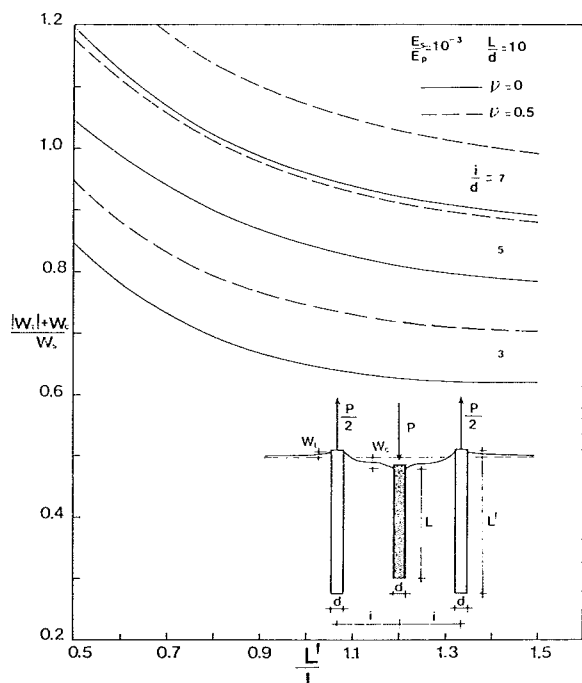


Fig. 20. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

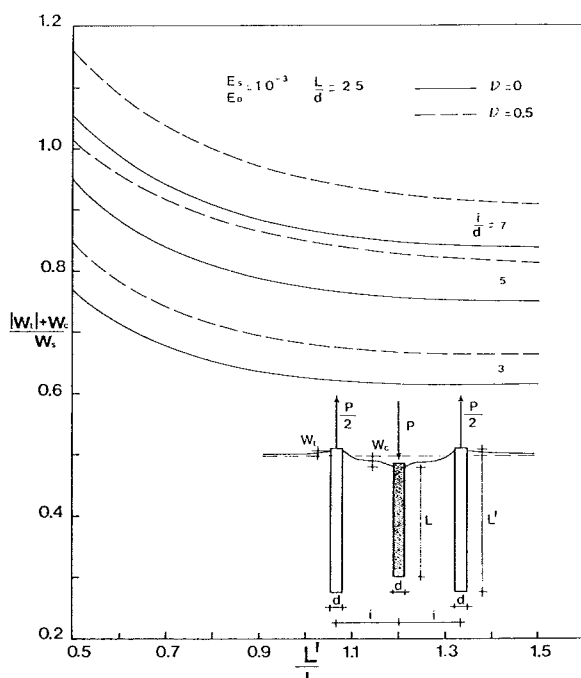


Fig. 21. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

Al diminuire della snellezza, diventa meno importante la reciproca riduzione operata dalla interazione nei confronti dell'innalzamento  $W_t$  e dell'abbassamento  $W_c$ .

Si noti anche, nel grafico di fig. 24, come il contributo del palo compresso al cedimento relativo superi quello dei pali tesi, tranne che per i pali snelli e valori di  $L'/L$  molto prossimi a 0.5.

Per i pali deformabili si estende il campo dei parametri entro cui lo spostamento relativo sovrastima il cedimento vero, in accordo con il fatto che la maggiore deformabilità implica, a parità di tutte le altre condizioni, minore influenza mutua; inoltre, i risultati tendono a dipendere sempre meno dal rapporto fra le lunghezze, al crescere della snellezza.

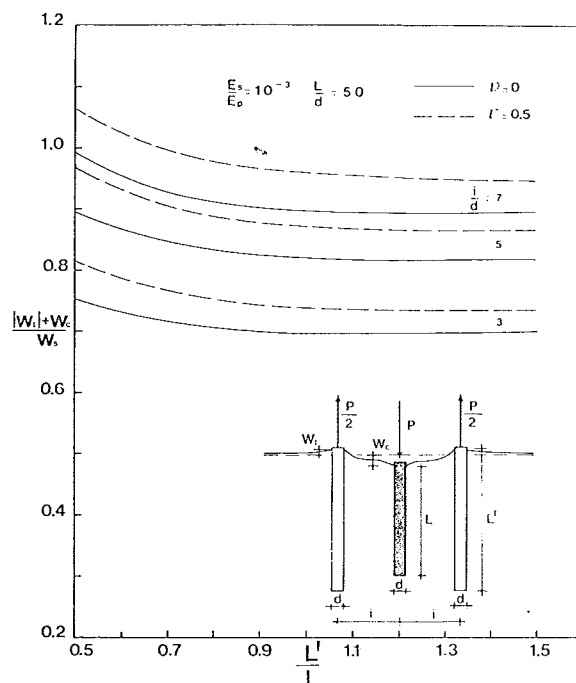


Fig. 22. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

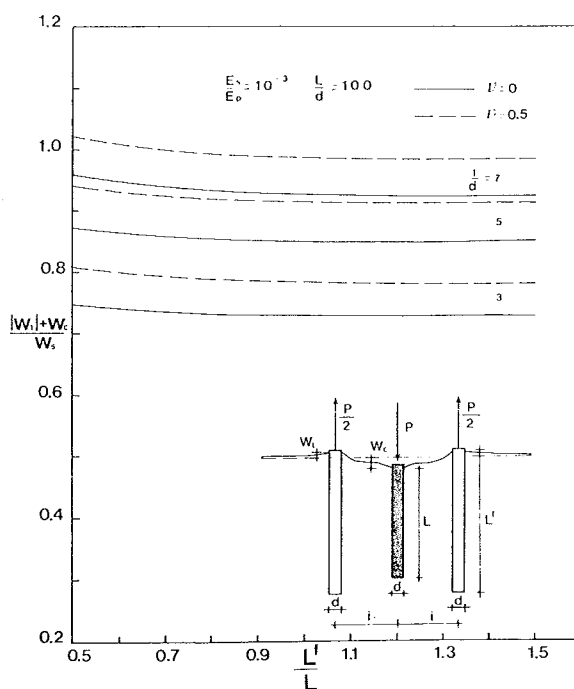


Fig. 23. - Cedimento relativo ai pali d'ancoraggio, rapportato al palo di prova pensato isolato.

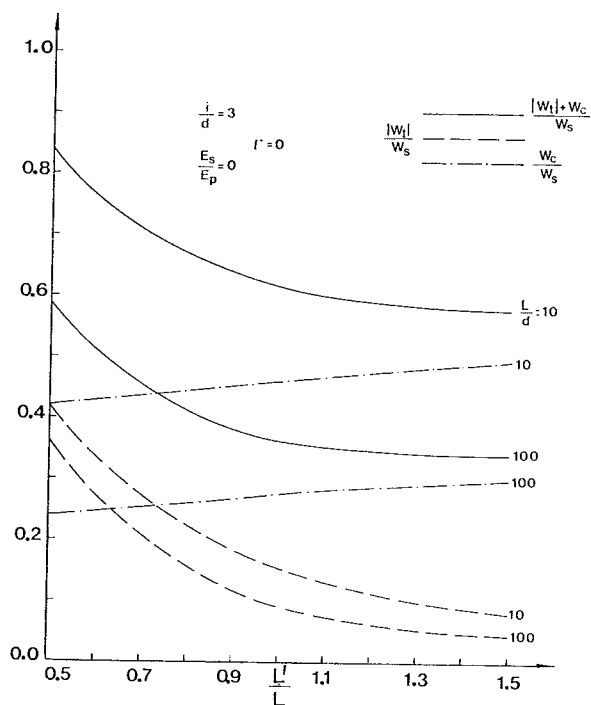


Fig. 24. - Aliquote di spostamento che compongono il cedimento relativo palo di prova-pali d'ancoraggio.

## 6. Considerazioni conclusive

Nella presente nota viene esaminata l'influenza dello schema di misura sui risultati della prova di carico su palo, relativamente al noto dispositivo di carico comprendente i pali d'ancoraggio.

I risultati ottenuti, con riferimento a tre diversi schemi di misura, vengono presentati sotto forma di diagrammi adimensionali al variare della geometria dei pali e della deformabilità degli stessi in relazione al terreno.

L'analisi svolta ha mostrato che l'interazione comporta una non trascurabile riduzione del cedimento, soprattutto per pali snelli e indeformabili rispetto al terreno.

Per valori dell'interasse di uso corrente (da 3 a 5 volte il diametro), il cedimento che si misura sottostima in maniera severa quello vero; ciò accade anche per valori notevoli dell'interasse; pali rigidi con snellezza 100, posti a distanza di 10 volte il diametro, possono dar luogo a errori del 45%.

Nella realtà data la natura non lineare del terreno è da ritenere che l'interazione si estingua a più breve distanza dai pali.

L'aumento della deformabilità esercita una azione mitigatrice sull'errore, e per valori più elevati si registra una accettabile approssimazione ( $W_c = 0.8W_s$  per  $i/d = 10$  e  $E_s/E_p = 0.1$ ).

Le deformazioni verticali del piano campagna intorno al palo, invece, si smorzano abbastanza rapidamente, tanto che a distanza di 3 ÷ 5 volte il diametro, possono ritenersi poco influenti. Ma comunque si misura un cedimento  $W_c$  e non  $W_s$ .

Il terzo schema, che fa misurare lo spostamento relativo palo di prova-palo d'ancoraggio, approssima generalmente meglio il cedimento vero del palo pensato isolato.

L'indicazione che si trae è la seguente: per pali caratterizzati da  $E_s/E_p = 0.001$  e  $L'/L = 1$ , è sufficiente un interasse di 5 volte il diametro per avere riduzioni del cedimento che non superano il 20%. In analoghe situazioni geometriche e per terreni tali che  $E_s/E_p = 0$  solo per i pali più tozzi si registra la stessa riduzione.

Se non si vogliono adottare valori elevati dell'interasse, per ridurre, utilizzando questo schema di misura, l'errore insito nella misura del cedimento, si può intervenire realizzando pali d'ancoraggio di ridotta lunghezza rispetto a quello in prova; tale riduzione porta in alcuni casi a sovrastimare il cedimento per rapporti  $L'/L$  abbastanza prossimi a 0.5.

I risultati ottenuti, sono stati dedotti assumendo l'uguaglianza dei moduli di Young, a trazione e a compressione, del materiale costituente i pali.

Nel caso di calcestruzzo armato, con l'elevarsi della tensione, è più verosimile fare riferimento a un modulo elastico di trazione che sia mediamente pari a  $1/2 \div 1/3$  di quello a compressione.

Questa riduzione, che non implica significative influenze sui risultati delle determinazioni di cui agli schemi delle figg. 3 e 4, poiché comporta un maggiore innalzamento dei pali tesi  $W_t$ , può condurre a valutazioni del cedimento approssimate per eccesso nel caso in cui si adotti lo schema di misura di fig. 5.

In conclusione, dal punto di vista applicativo e nei limiti dei risultati ottenuti, occorre rilevare che alla base dello studio è stata posta l'ipotesi di comportamento linearmente elastico del terreno, e che pertanto il presente studio risente delle limitazioni connesse con la non messa in conto delle deformazioni plastiche.

Tuttavia, si ritiene che per valori dei carichi applicati lontano dalla rottura (non superiori della metà del carico limite), l'analisi svolta abbia posto in luce, almeno a livello qualitativo, l'influenza dei fattori in gioco nella complessa interazione pali-terreno, ed abbia fornito indicazioni pratiche di qualche utilità.

TABELLA 1  
SPOSTAMENTO DELLA SOMMITA DEL PALO SINGOLO COMPRESSO

L/D	$w'_c = w_c ED/P$							
	$E/E_p = 0$		$E/E_p = 1 \times 10^{-4}$		$E/E_p = 1 \times 10^{-3}$		$E/E_p = 1 \times 10^{-2}$	
	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$
10	0.1140	0.1383	0.1145	0.1388	0.1195	0.1436	0.1630	0.1846
25	0.0581	0.0735	0.0594	0.0747	0.0704	0.0853	0.1424	0.1581
50	0.0336	0.0436	0.0361	0.0460	0.0547	0.0644	0.1409	0.1569
100	0.0188	0.0250	0.0235	0.0295	0.0502	0.0575	0.1440	0.1615

TABELLA 2  
SPOSTAMENTI DELLA SOMMITA DEL PALO SINGOLO TESO

L/D	$w'_t = w_t ED/P$							
	$E/E_p = 0$		$E/E_p = 1 \times 10^{-4}$		$E/E_p = 1 \times 10^{-3}$		$E/E_p = 1 \times 10^{-2}$	
	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$	$\nu = 0$	$\nu = 0.5$
10	0.1158	0.1410	0.1164	0.1415	0.1214	0.1462	0.1641	0.1863
25	0.0589	0.0746	0.0758	0.0758	0.0710	0.0862	0.1425	0.1584
50	0.0339	0.0441	0.0364	0.0464	0.0549	0.0647	0.1410	0.1569
100	0.0190	0.0252	0.0236	0.0297	0.0502	0.0576	0.1441	0.1616

#### BIBLIOGRAFIA

- DENTE G. (1974) - *Problemi di interazione tra pali e terreni di fondazione. Tesi di laurea.* Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in terra. Università di Napoli.
- EVANGELISTA A. (1976) - *Pali inclinati isolati e in gruppo immersi in un semispazio elastico.* Rivista Italiana di Geotecnica, Anno X, n. 3.
- MATTES N. S., POULOS H. G. (1969) - *Settlement of a single compressible pile.* Journal Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 95, SM1.
- MATTES N. S. (1969) - *The influence of radial displacement compatibility on pile settlement.* Geotechnique 19, n. 1, 157.
- MINDLIN R. D. (1936) - *Force at a point in the interior of a semi infinite solid.* Physicsz.
- POULOS H. G. (1968) - *Analysis of the settlement of pile groups.* Geotechnique 18, 449-471.
- POULOS H. G., DAVIS E. H. (1968) - *The settlement behaviour of axially loaded incompressible piles and piers.* Geotechnique 18, n. 3, 351-371.
- POULOS H. G., MATTES N. S. (1969) - *The behaviour of axially loaded and bearing piles.* Geotechnique 19, n. 2, 285-300.
- VIGGIANI C. (1973) - *Significato e limiti delle teorie e dei*

- procedimenti di calcolo per la progettazione dei pali di fondazione.* Atti del Corso di Perfezionamento per la costruzione in cemento armato, Politecnico di Milano.
- WHITAKER T. (1976) - *The design of piled foundations.* Pergamon Press. Oxford.

#### SUMMARY

**An analysis of the influence of the experimental set-up on the settlement observed in a pile load test.**

When a pile load test is carried out providing the reaction by means of tension piles, the mutual interaction between the test pile and the anchor piles influences the settlement of the test pile that becomes smaller than that of a single pile loaded by an external force.

Further influences arise from the procedures adopted to measure the settlement; in the paper, three different set-up are considered, measuring respectively:

- (i) the absolute settlement of the test pile (fig. 3); (ii) the

relative settlement between the test pile and the soil surface near it (fig. 4); (iii) the relative settlement between the test test pole and the anchor piles (fig. 5).

All these influences are analyzed modelling the subsoil as a homogeneous isotropic elastic half space and adopting a discretization procedure based on numerical integration of Mindlin formula. The results are presented in dimensionless form in figs. 6 to 23.

Figs. 6 to 11 show that the influence of anchor piles produces a reduction of the settlement of the test pile.

Figs. 12 to 15 show that the reference points for settle-

ment measurement in the set-up (ii) above must be located at a spacing of at least 3-5 diameters from the test pile axis.

Finally, figs. 16 to 23 show that the relative settlement between the test pile and the anchor piles, in some instances, represents a reasonably good approximation of the settlement of a single pile. This indication, if substantiated by experimental evidence, could be of some use in practice.

The significance and limitation of the results obtained are briefly commented in conclusions of the paper.