FONDAZIONI SU PALI (*)

A. PELLEGRINO (**)

SOMMARIO: Vengono passati in rassegna gli argomenti trattati nelle comunicazioni, nella relazione generale e nelle discussioni presentate al *V° Congresso Internazionale di Geotecnica,* Parigi 1961, nella sezione 3B.

Premessa

1 - Sotto i carichi trasmessi da una palificata di fondazione si verificano nel terreno fenomeni assai complessi. Il loro studio presenta notevoli difficoltà per il gran numero di fattori in gioco e pertanto finora è stato possibile affrontare solo alcuni aspetti del problema e per questi giungere a soluzioni approssimate.

I primi studi hanno preso in esame il palo singolo, ma anche con questa limitazione il problema si presenta oltremodo complesso. Infatti la distribuzione delle sollecitazioni al contatto fra il palo ed il terreno dipende non soltanto dal carico esterno applicato sul palo e dalle dimensioni del palo stesso, ma anche — ed in maniera decisiva — dalle proprietà del terreno. A tale riguardo è da tener presente che in generale un palo interessa terreni di diversa natura ovvero uno stesso terreno di caratteristiche però differenti da punto a punto. Inoltre le proprietà dei terreni possono subire sensibili variazioni a seguito della costruzione del palo, variazioni che possono proseguire per un certo tempo anche dopo l'ultimazione dei lavori.

L'attenzione degli studiosi è stata concentrata su una particolare condizione di carico del palo e precisamente quelle in cui si raggiunge il « *carico limite* » del complesso palo-terreno.

L'analisi teorica dei fenomeni che avvengono intorno al palo nella condizione anzidetta è basata su uno schema assai semplificato ed inoltre trascura numerosi fattori dei quali non è ancora ben nota la influenza sull'andamento dei fenomeni stessi. Non sorprende quindi se con la teoria si perviene spesso a valori del carico limite del palo notevolmente diversi da quelli effettivi. Si è cercato di ridurre questo divario introducendo nelle formule alcuni coefficienti correttivi, ma è facile comprendere come la loro validità risulti assai limitata.

Per queste ragioni oltre ai metodi teorici sono stati proposti e vanno affermandosi metodi semiempirici. Già da tempo si ricorre a prove di battitura (formule dinamiche), mentre in epoca recente sono state introdotte le prove penetrometriche. Fra i metodi semiempirici possono rientrare le prove di carico statico, con le quali si procede direttamente alla determinazione del carico limite.

Occorre però tener presente che lo studio del comportamento del palo singolo non può esaurirsi nel considerare la condizione limite di resistenza dell'insieme palo-terreno, ma deve comprendere anche l'esame dei fenomeni in « *regime elastico* ».

Su questo ultimo argomento sono stati effettuati alcuni tentativi di analisi teorica, ma con risultati poco soddisfacenti; allo stato attuale non vi è altra possibilità che fare ricorso alle prove di carico statico.

Passando dal palo singolo al gruppo di pali sorge il quesito dell'influenza reciproca dei vari pali. Se il numero di pali appartenenti al gruppo è limitato e se l'interasse fra i pali stessi è relativamente elevato, un tale effetto può essere trascurato e rimangono perciò validi i procedimenti innanzi ricordati. Nel caso di palificate costituite da un gran numero di pali l'esperienza ha mostrato che in via di prima approssimazione il comportamento della palificata nel suo insieme può essere analizzato sia in regime elastico che in regime plastico con i procedimenti adottati per le fondazioni ripartite. Anche in questo caso bisognerà dapprima considerare la stabilità del palo singolo.

2 - Come si è visto nel paragrafo precedente, lo studio del comportamento di un palo o di un gruppo di pali viene attualmente svolto con procedimenti teorici o con metodi semiempirici. In entrambi i casi la ricerca assume un aspetto sperimentale importante: nel campo delle teorie è necessario ricorrere all'esperienza per stabilire i valori dei coefficienti che — come si è detto — inevitabilmente debbono essere introdotti nelle formule risolutive per tenere conto in qualche modo dei fattori che sono stati trascurati negli

(*) La presente nota è stata redatta per incarico dell'*Associazione Geotecnica Italiana,* che l'Autore sentitamente ringrazia.

(**) Dott. Ing. Arturo PELLEGRINO, Assistente Incaricato presso l'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra* (*Geotecnica*) dell'Università di Napoli.

sviluppi analitici. Per i metodi semiempirici soltanto l'esperienza può indicare i criteri da adottare, a seconda della costituzione del sottosuolo e del tipo costruttivo del palo, per contenere gli errori entro limiti accettabili.

In generale la sperimentazione viene svolta in sito su pali in vera grandezza, il che comporta difficoltà non indifferenti di carattere tecnico ed economico. Ne consegue che per questa via non è possibile effettuare ricerche a carattere sistematico in modo da tener conto dei numerosi fattori che intervengono nei fenomeni in esame.

Soltanto per alcuni problemi particolari si ricorre a prove in piccola scala, i cui risultati per il momento non possono essere trasferiti all'opera in vera grandezza.

In conclusione dunque la ricerca scientifica sia per via teorica, sia con i metodi semiempirici risulta assai complessa e perciò lenta.

E' ben vero che in occasione di problemi a carattere applicativo si cerca di approfondire l'esame di talune questioni che nel singolo caso maggiormente interessano, ma è facile comprendere come i risultati di queste indagini, pur presentando un indubbio interesse per il caso specifico, apportano un contributo molto modesto da un punto di vista generale. Ciò spiega come nel campo delle palificate di fondazione non siano stati ancora conseguiti risultati di rilievo, nonostante la vasta letteratura al riguardo.

Quanto si è or ora detto appare evidente esaminando le memorie presentate al *V Congresso Internazionale di Geotecnica,* tenutosi a Parigi nel 1961. Si può dire che tutti i principali problemi inerenti alle palificate di fondazione siano stati affrontati, ma per nessuno di essi si è giunti ad una soddisfacente risoluzione.

3 - Qui di seguito sono indicati gli argomenti trattati nelle ventotto comunicazioni presentate al Congresso.

La determinazione del **carico limite del palo singolo** ha attirato l'attenzione di numerosi ricercatori: nuove *teorie* sono state proposte da BEREZANTZEV, da LUGA e da GAMAL EL DIN; MEYERHOF ha esteso la sua ben nota teoria a fondazioni con base a cuneo e con base a cono. Un notevole impulso è stato dato alla determinazione delle *caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni intorno ad un palo.* Su questo argomento hanno riferito SZECKY, GAMAL, SOWERS, MARTIN, WILSON e FAUSOLD, MOHAN e SINGH JAIN, SHARMAN e HALCROW, WOODWARD, LUNDGREN e BOITANO. *La distribuzione delle sollecitazioni intorno ad un palo* ha formato oggetto di studi teorici e sperimentali da parte di NISHIDA, di MOGAMI e KISHIDA, di SODERMAN e MILLIGAN.

Applicazioni di *profili penetrometrici* sono state svolte da ARTIKOGLU, da BOGDANOVIC e da VAN WEELE; MENZENBACH ha effettuato una indagine statistica sulla corrispondenza fra profili penetrometrici e pali di fondazione per quanto riguarda la resistenza alla punta; una indagine sistematica sui profili penetrometrici è stata iniziata da KERISEL.

Problemi inerenti alle *prove di carico statico* sono stati considerati da CAMBEFORT e CHADEISSON, da SHARMAN e HALCROW, da EIDE, HUTCHINSON e LANDVA, da MOGAMI e KISHIDA, da WHITAKER e COOKE, da HAEFELI e BUCHER.

In nessuna delle memorie presentate al Congresso di Parigi si accenna alle *formule dinamiche.*

Il comportamento di **pali in gruppo** è stato preso in considerazione da SAFFERY e TATE, da SOWERS, MARTIN, WILSON e FAUSOLD, da GOLUBKOV. L'analisi del comportamento in regime plastico di un'opera di fondazione nel suo insieme è stato affrontato da STUART e HANNA.

Indagini su **pali sollecitati a trazione** sono state svolte da LUGA, VOROBKOV, TEN e TROFIMENKOV, da MOGAMI e KISHIDA, da MOHAN e SINGH JAIN.

Questioni relative a **pali sollecitati da carichi orizzontali** sono state affrontate da MATLOCK e REESE e da FOULQUE e DE CASTRO. Gli studi effettuati e le soluzioni prescelte nella progettazione di **palificate in terreni particolari** sono illustrati da SODERMAN e MILLIGAN e da CORREA. Infine alcuni **problemi costruttivi** inerenti ai pali di fondazione sono stati considerati da CHADEISON, da LUGA, VOROBKOV, TEN e TROFIMENKOV e da VAN WEELE.

Nei successivi paragrafi illustreremo gli aspetti più interessanti delle singole memorie, cercando, quando è possibile, di collegare i risultati di più indagini effettuate su ciascun argomento e tenendo conto di quanto già è stato pubblicato sull'argomento stesso.

Teorie sul carico limite del palo singolo

4 - Come si è già detto nel paragrafo 1, fra valori del carico limite calcolati per via teorica e valori reali molto spesso sussistono scarti notevoli. Come risulta chiaramente dalle comunicazioni presentate al Congresso di Parigi, per ridurre questo divario la ricerca procede attualmente secondo due direttrici: la prima (v. par. 5) mira a rendere più aderenti alla realtà gli schemi posti alla base delle teorie; la seconda (v. par. da 6 a 9) cerca di individuare quei criteri che consentano di fissare con maggior precisione i valori dei parametri che caratterizzano il comportamento del terreno.

Sviluppi teorici

5 - V. G. BEREZANTZEV [10] propone una nuova formula per il calcolo della resistenza alla base di pali con punta piana ed orizzontale infissi in sabbie ($c = 0$; $\varphi \neq 0$).

Il BEREZANTZEV, come già altri Autori fra i quali ricordiamo il TERZAGHI, suppone che in condizioni di equilibrio limite nel terreno posto al disotto della punta del palo si verifichi un fenomeno di scorrimento che si arresta al piano orizzontale passante per la punta stessa (1).

(1) Come è noto in altre teorie (MEYERHOF, 1951 e SKEMPTON, 1952) si suppone invece che il fenomeno di scorrimento si sviluppi anche al di sopra del piano orizzontale passante per la punta del palo.

Egli assegna però una diversa intensità alle sollecitazioni agenti su tale piano, suppone cioè che queste sollecitazioni abbiano direzione verticale e che la loro intensità sia inferiore, e non uguale, al peso del terreno sovrastante a causa di uno stato di coazione che si verificherebbe nel terreno durante l'infissione del palo. Durante questa operazione le particelle di terreno poste intorno al palo verrebero trascinate dal palo stesso; a seguito di ciò si avrebbe nel terreno una ridistribuzione delle sollecitazioni, che l'A. calcola in base ad alcune ipotesi semplificative. Questo stato di coazione sussisterebbe anche quando in condizione di equilibrio limite un certo volume di terreno posto al disotto della punta del palo si sposta lateralmente e dal basso verso l'alto.

Considerando il fenomeno di rottura spaziale, l'A. giunge ad una espressione del carico limite in funzione delle caratteristiche geometriche del palo e delle proprietà fisico-meccaniche del terreno che circonda il palo e del terreno posto immediatamente al disotto della punta.

G. G. MEYERHOF [24] ha esteso il campo di applicazione della sua ben nota teoria al caso di fondazioni a forma di striscia con base a cuneo ed al caso di pali con punta conica. L'espressione del carico limite q è rimasta invariata e precisamente:

$$q = c\,N_c + p_o\,N_q + \gamma\,\frac{b}{2}\,N_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno

γ = peso dell'unità di volume del terreno

b = larghezza o diametro dell'opera di fondazione

h = profondità della base del cuneo o del cono rispetto al piano di campagna

p_o = $\begin{cases} \gamma h \text{ (fondazioni superficiali : } h/b \leq 1) \\ K_b \gamma h \text{ (fondazioni profonde : } h/b \geq 4 \div 10), \text{ essendo } K_b = 0{,}5 \text{ per le sabbie e } K_b = 1 \text{ per le argille} \end{cases}$

N_c, N_q ed N_γ = coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito φ del terreno, dal rapporto h/b e dall'angolo di apertura 2α del cuneo o del cono.

MEYERHOF ha calcolato i valori dei coefficienti N_c, N_q ed N_γ per fondazioni superficiali e per fondazioni profonde, con superficie esterna ruvida e con superficie esterna liscia, per valori di α compresi fra pochi gradi e 90° (base piana).

Nel caso di fondazioni con base conica e di fondazioni a cuneo con superficie esterna ruvida, per $\alpha < 30° \div 40°$ i tre coefficienti assumono valori maggiori di quelli corrispondenti alla base piana e decrescenti all'aumentare di α; per $\alpha > 30° \div 40°$ i valori dei tre coefficienti sono all'incirca costanti e molto prossimi a quelli corrispondenti alla base piana.

Per fondazioni a cuneo con superficie esterna liscia i coefficienti N_c ed N_q aumentano notevolmente con l'angolo di apertura del cuneo, raggiungendo il valore massimo in corrispondenza di $\alpha = 90°$, cioè nel caso di base piana. Lo stesso si verifica per il coefficiente N_γ nel campo $\alpha > 30° \div 40°$, mentre per $\alpha < 30° \div 40°$ il coefficiente in esame diminuisce all'aumentare di α.

Per fondazioni con base conica con superficie esterna liscia il MEYERHOF ha calcolato soltanto i valori del coefficiente N_c nel caso di terreni privi di attrito ($c \neq 0$; $\varphi = 0$).

A. LUGA [21] propone di svolgere il calcolo della capacità portante di un palo di fondazione in base a valori medi delle sollecitazioni agenti lungo la superficie laterale e sulla punta. L'A. fornisce questi valori in funzione della natura e della granulometria dei terreni di fondazione, tenendo conto delle caratteristiche geometriche del palo.

Moltiplicando la capacità portante per un coefficiente di sicurezza, il cui valore viene scelto in base al numero di pali costituenti la palificata, si ottiene il carico di esercizio del palo.

In argille ($c \neq 0$; $\varphi = 0$) la resistenza totale di un palo, T_t, pari alla somma della resistenza alla punta, T_p, e della resistenza laterale, T_l, può essere calcolata con le formule qui di seguito riportate:

$$\begin{aligned} T_t &= T_p + T_l \\ T_p &= \Omega_p\,(\gamma h + B\,c) \\ T_l &= \Omega_l\,a \end{aligned} \qquad (1)$$

in cui:

Ω_p = area della sezione trasversale del palo in corrispondenza della sua estremità inferiore

h = profondità della estremità inferiore del palo rispetto al piano di campagna

γh = pressione effettiva verticale alla profondità h

B = coefficiente, per il quale nel caso di area di carico piana e circolare sono stati fissati valori compresi fra 4,9 (TERZAGHI, rottura locale) e 9,5 (MEYERHOF) (2)

c = coesione del terreno in corrispondenza dell'estremità inferiore del palo e relativa al terreno prima della costruzione del palo

Ω_l = superficie laterale del palo

a = adesione media fra la superficie laterale del palo ed il terreno circostante. In genere nelle applicazioni si pone:

$$a = m\,c_l$$

essendo: c_l la coesione del terreno che circonda il palo ed m un coefficiente correttivo (3).

Talvolta nel calcolo della resistenza alla punta T_p si trascura il contributo dovuto al peso proprio del terreno posto fra il piano di campagna e la profondità h, contributo che è all'incirca uguale al peso proprio del palo, e si assume:

$$T_p = \Omega_p\,B\,c \qquad (2)$$

(2) Il coefficiente B coincide col coefficiente N_c della teoria di MEYERHOF.

(3) Per il significato e per i valori del coefficiente m vedi par. 8.

Come è noto, le formule (1) sono state dedotte nella ipotesi che in condizione di equilibrio limite si abbiano nel terreno due distinti fenomeni di rottura: l'uno al contatto fra la superficie laterale del palo ed il terreno circostante, l'altro nel terreno posto intorno alla punta del palo. Questo ultimo fenomeno di rottura secondo alcune teorie (TERZAGHI) interessa il solo terreno posto al disotto della punta, secondo altre teorie più recenti (MEYERHOF) interessa anche il terreno posto al disopra della punta stessa e compreso in un tratto di lunghezza di solito assai piccola rispetto alla lunghezza del palo.

Una nuova formula per il calcolo della resistenza totale di pali in argilla viene proposta da A. K. GAMAL EL DIN [18] sulla scorta di risultati di alcune esperienze in piccola scala.

In queste esperienze, che descriveremo dettagliatamente nel paragrafo 8, il GAMAL ha misurato valori della resistenza totale maggiori di quelli calcolati in base alla (1). Per spiegare questo divario il GAMAL suppone che in condizioni di rottura si abbia un unico fenomeno di scorrimento (v. fig. 1): il terreno posto intorno alla punta scorre lateralmente e verso l'alto provocando il sollevamento del terreno compreso fra la superficie cilindrica DD_1EE_1, coassiale al palo stesso.

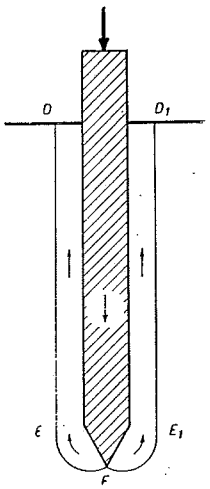

Fig. 1

Nel corso delle esperienze il GAMAL ha osservato che il diametro della superficie cilindrica anzidetta è tale che il volume racchiuso dalla superficie stessa e la superficie esterna del palo è uguale al volume del palo.

L'A. giunge pertanto alla seguente espressione della resistenza totale:

$$T_t = (\Omega_p B c + \Omega_{l1} \tau) + \Omega_l a \qquad (3)$$

in cui:

Ω_p, B, c, Ω_l ed a sono gli stessi simboli che compaiono nella (1)

τ = resistenza tangenziale del terreno lungo la superficie cilindrica DD_1EE_1

Ω_{l1} = superficie laterale del cilindro DD_1EE_1.

La formula proposta dal GAMAL è basata su risultati di esperienze molto particolari; l'A. ha sperimentato su pali di dimensioni molto ridotte ($b = 1{,}27$ cm; $h = 25{,}4$ cm) infissi in terreni dotati di resistenza al taglio modesta ($c = 0{,}05 \div 0{,}20$ km/cm^2; $\varphi = 0$); per conseguenza la validità della formula è assai limitata.

Nell'esaminare i risultati delle esperienze del GAMAL può essere utile ricordare che anche lo scrivente [3] ha misurato valori della resistenza totale maggiori di quelli teorici in prove effettuate con un penetrometro statico di tipo olandese in argille di origine fluviale con coesione di $0{,}3 \div 0{,}8$ kg/cm^2. Allo stesso risultato è pervenuto KALLSTENIUS [1] in prove penetrometriche in argille.

Nel caso di pali in vera grandezza risultati analoghi a quelli del GAMAL sono stati ottenuti in argille caratterizzate da resistenza al taglio assai ridotta; a risultati differenti si è invece pervenuti nel caso di argille di media o di elevata resistenza.

Caratteristiche dei terreni intorno al palo

6 - Il calcolo del carico limite di un palo per via teorica presuppone la conoscenza dei valori delle proprietà fisico-meccaniche che caratterizzano il comportamento del terreno all'atto della rottura.

Mentre però è possibile determinare le proprietà che il terreno possiede prima della costruzione del palo, si può dire sia impossibile determinare i valori che le stesse proprietà assumono dopo la costruzione. Si è stati pertanto costretti ad ammettere implicitamente che le proprietà del terreno non subiscano alcuna modifica con la costruzione del palo. Come era da temere, e come l'esperienza ha chiaramente confermato, nella realtà l'ipotesi anzidetta non è verificata e pertanto i risultati dei calcoli sono affetti da errori di segno e di entità variabili da caso a caso. Per ridurre questi errori sono stati introdotti alcuni coefficienti correttivi, che tengono conto delle variazioni che subiscono le proprietà in esame sia durante la costruzione del palo, sia nel tempo che intercorre fra il termine della costruzione ed il momento in cui l'insieme palo-terreno viene portato a rottura.

Queste variazioni dipendono da una serie di parametri, fra i quali assumono particolare importanza la natura e le proprietà del terreno, il tipo e le dimensioni del palo, il procedimento impiegato nella sua costruzione, il tempo intercorso fra la costruzione e l'inizio dell'applicazione dei carichi.

Allo stato attuale non è possibile sottoporre ad una analisi teorica i fenomeni anzidetti e pertanto sono state intraprese ricerche a carattere sperimentale allo scopo di raccogliere elementi che consentano di valutare l'influenza che i vari parametri in gioco esercitano sul comportamento del terreno posto nell'intorno del palo.

Queste ricerche hanno avuto un notevole impulso negli ultimi anni, al Congresso di Parigi infatti sono state presentate ben sei memorie su questo argomento.

Nell'esporre le conclusioni più interessanti considereremo separatamente il caso dei pali in sabbia (par. 7) e quello dei pali in argilla (par. 8).

7 - Mediante indagini su modello, C. SZECHY [33] si è proposto di determinare le variazioni che subisce la porosità di una sabbia fina a granulometria uniforme a seguito dell'infissione di un palo metallico.

L'A. ha considerato i seguenti fattori sperimentali: diametro del palo e forma della sua punta, sistema di infissione (vibrazione e battitura). Le esperienze sono state effettuate su pali tubolari con diametro compreso fra 2,5 e 9 cm circa e della lunghezza di 80 cm circa; all'estremità inferiore alcuni pali non avevano fondo, altri avevano fondo piano o fondo conico.

La porosità iniziale della sabbia è stata determinata su campioni prelevati in punti prestabiliti, ma nella comunicazione l'A. non fa cenno ai valori assunti dal parametro in esame.

Dopo l'infissione del palo la porosità della sabbia è stata nuovamente misurata prelevando a tal fine un secondo gruppo di campioni.

Dai risultati ottenuti si rileva che le variazioni della porosità nella sabbia dipendono dai fattori sperimentali presi in considerazione. Nel caso di pali senza fondo, con la vibrazione o con la battitura, si ha un addensamento delle particelle in corrispondenza del piano di campagna; a metà altezza del palo ed in prossimità del palo stesso la vibrazione determina un aumento di porosità, mentre con la battitura non è stata registrata alcuna variazione; al disotto della punta si ha un addensamento del terreno con la vibrazione, mentre la battitura produce l'effetto contrario.

Per i pali con base piana e con base conica l'A. ha preso in esame la sola infissione con battitura. Non sono state riscontrate differenze sostanziali fra i due tipi di pali: in superficie si è avuto un addensamento delle particelle; a metà altezza del palo ed a breve distanza dal palo stesso non si sono avute apprezzabili variazioni di porosità; al disotto della punta del palo si sono avute variazioni molto modeste del parametro in esame ed in generale di segno negativo. A breve distanza dalla punta si è invece verificato un aumento di porosità.

Al variare del diametro del palo in generale l'andamento del fenomeno non cambia, varia però la sua entità. A tal riguardo si rileva che nelle esperienze in esame soltanto in qualche caso la porosità ha subìto variazioni percentuali pari a $5 \div 6$ unità, di norma esse si aggirano intorno a qualche unità.

Le indagini or ora esaminate possono essere collegate alle ricerche effettuate qualche anno fa da PLANTEMA e NOLET [4] e dal MÜLLER nel 1939 [2]. I primi due sperimentatori operando su pali in vera grandezza battuti in sabbia rilevarono che al disotto della punta si verificava un aumento della capacità portante del terreno. Dalle indagini in piccola scala del MÜLLER risultò che a modeste variazioni della porosità della sabbia corrispondevano notevoli variazioni del carico limite del palo.

Possiamo concludere che i risultati delle tre ricerche non solo sono in accordo, ma in un certo senso si completano fra loro: SZECHY ha rilevato che la battitura di un palo con fondo piano determina un addensamento delle particelle della sabbia al disotto della punta del palo; le esperienze del MÜLLER mostrano che a tale addensamento corrisponde un incremento del carico limite del palo. PLANTEMA e NOLET infine hanno sperimentalmente confermato questi risultati.

Nel caso di pali senza fondo infissi con vibrazione o con battitura e nel caso di pali con fondo infissi con vibrazione disponiamo dei soli risultati delle esperienze di SZECHY e pertanto non è possibile stabilire alcun collegamento fra l'infissione e la capacità portante del palo.

8 - Per i pali in argille ($c \neq 0$; $\varphi = 0$) la ricerca mira a determinare sperimentalmente i valori dei coefficienti B ed m che compaiono nella formula (1) del carico limite. Si ricorda che per il coefficiente B nel caso di pali con base piana le teorie forniscono valori compresi fra 4,9 (TERZAGHI rottura locale) e 9,5 (MEYERHOF), nel caso di pali con punta conica il coefficiente in esame assume valori maggiori se l'angolo di apertura del cono è inferiore a 60° (MEYERHOF 1961).

Il coefficiente m assume in generale valori inferiori all'unità; in taluni casi sono stati riscontrati valori di m maggiori dell'unità (4).

Nella memoria [18], della quale si è già parlato nel paragrafo 5, GAMAL illustra i risultati di una indagine in piccola scala effettuata con pali in quercia con punta conica ($2\alpha = 90°$) del diametro di 1,27 cm e della lunghezza di 25 cm, infissi in argilla dotata di alta plasticità ($w_L = 105\%$; $w_p = 37\%$) e di modesta resistenza al taglio ($c = 0{,}05 \div 0{,}20$ kg/cm^2).

Il GAMAL ha misurato gli sforzi necessari per infiggere il palo nell'argilla per un tratto di 20 cm ottenendo sempre valori superiori a quelli calcolati con la (1) ponendo $B = 9{,}5$ ed $m = 1$. Lo scarto fra valori sperimentali e valori teorici è dell'ordine del $15 \div 20\%$ dei valori teorici.

Per poter determinare in quali aliquote la resi-

---

(4) La costruzione di un palo per lo più modifica la struttura del terreno circostante, con conseguente riduzione della resistenza al taglio del terreno ($a < c_i$; $m < 1$).

Può però accadere anche che la costruzione del palo provochi un addensamento delle particelle del terreno al quale corrisponde un aumento della resistenza al taglio del terreno stesso ($a > c_i$). Supponiamo che questo fenomeno interessi il terreno compreso fra il palo ed una superficie cilindrica di raggio R e coassiale al palo stesso. In tal caso il fenomeno di scorrimento potrà avvenire lungo la superficie cilindrica anzidetta, oppure al contatto fra palo e terreno; nel primo caso la resistenza laterale sarà eguale al prodotto della coesione c_i per la superficie del cilindro, che è maggiore della superficie laterale del palo. Nel secondo caso la resistenza laterale potrà essere calcolata moltiplicando la resistenza a per la superficie laterale del palo. In entrambi i casi il coefficiente m risulterà maggiore della unità.

E' evidente che se il raggio R del cilindro innanzi definito è di poco maggiore del raggio del palo il coefficiente m risulterà praticamente eguale all'unità.

stenza totale si ripartiva fra la punta e la superficie laterale del palo, l'A. ha effettuato a parte alcune prove di carico su una piastra circolare con diametro uguale a quello dei pali. La piastra era poggiata sull'argilla.

Dai risultati delle esperienze l'A. ha dedotto per B un valore pari ad 11,3, cioè nettamente superiore a quelli proposti dalle teorie (5). Pur introducendo nella (1) questo valore, si ha che la resistenza totale T_t calcolata risulta ancora inferiore a quella sperimentale.

A conclusione dell'indagine l'A. ha proposto, come si è visto nel paragrafo 5, una nuova formula per il calcolo della resistenza totale di un palo in argille.

Rileviamo infine che, se nella (1) si introducono per i vari parametri i valori sperimentali rilevati dal GAMAL, si deducono valori di m compresi fra 1,20 ed 1,35. Valori dello stesso ordine furono già riscontrati dal TOMLINSON [5] su pali in vera grandezza ed in terreni dotati di modesta resistenza quali sono appunto quelli sui quali il GAMAL ha sperimentato.

Una seconda ricerca in piccola scala è stata svolta da G. F. SOWERS, G. B. MARTIN, L. L. WILSON e M. FAUSOLD [32].

Le esperienze sono state effettuate su un palo tubolare di alluminio del diametro di 3,1 cm e della lunghezza di 92 cm; nel suo interno sono stati montati estensimetri elettrici. Il palo è stato infisso in un'argilla bentonitica con contenuto d'acqua del 300% e coesione pari a 0,06 kg/cm².

Dai risultati delle prove di carico sono stati dedotti nel caso in questione un valore di 5 per il coefficiente B ed un valore di 0,83 per il coefficiente correttivo m.

Le misure estensimetriche hanno posto in rilievo che nel corso delle prove di carico le sollecitazioni tangenziali al contatto fra palo e terreno non erano costanti con la profondità; inoltre il loro andamento variava col carico applicato sul palo: sotto un carico applicato pari al 25% di quello limite la sollecitazione tangenziale alla base inferiore del palo era circa il doppio della stessa sollecitazione alla estremità superiore. Con l'aumentare del carico la differenza fra le sollecitazioni tangenziali alle due estremità si attenuava, ma non si annullava.

D. MOHAN e G. SINGH JAIN [26] hanno effettuato un'ampia ricerca sul comportamento di pali trivellati di calcestruzzo, di varia forma e di modesta lunghezza.

Le esperienze sono state eseguite in India in una zona il cui sottosuolo è costituito da argille dotate di alta plasticità ($w_L = 0{,}56$; $w_p = 0{,}15$). Da prove di compressione a dilatazione trasversale libera è risultato che la coesione del terreno in esame è compresa fra 1 e 2 kg/cm². Valori poco differenti sono stati dedotti con indagini effettuate in sito con l'apparecchio ad alette.

Gli AA. hanno sottoposto a prova di carico un palo cilindrico (palo 2) del diametro di 0,23 m e della lunghezza di 1,83 m e costruito in modo tale che il contatto col terreno avvenisse soltanto lungo la superficie laterale del palo stesso. Dai risultati della prova si deduce per il coefficiente m un valore di 0,25 se si fa riferimento alla coesione determinata con prove di laboratorio ed un valore di 0,30 se si considera la coesione misurata in sito con l'apparecchio ad alette.

Gli stessi AA. hanno poi effettuato prove di carico a rottura su quattro pali cilindrici di tipo normale pali 5, 7, 9 e 13) del diametro di $0{,}23 \div 0{,}30$ m e della lunghezza di $1{,}80 \div 3{,}70$ m. Per questi pali gli AA. deducono il valore della resistenza alla punta sottraendo dalla resistenza totale sperimentale la resistenza laterale, calcolata in base ad un valore dell'adesione palo-terreno determinato con prove a trazione effettuate su altri pali. Con la formula (2), dalla resistenza alla punta deducono poi per il coefficiente B valori compresi fra 5,7 ed 8,2 con un valore medio pari a 7,2, avendo introdotto per la coesione, c, i valori ottenuti con le prove di laboratorio.

Il calcolo del coefficiente B per i pali 5 e 9 può essere svolto anche nel modo seguente: la lunghezza dei due pali in questione è uguale a quella del palo 2 per il quale, come si è detto poco innanzi, gli AA. hanno determinato sperimentalmente il valore dell'adesione fra il terreno e la superficie laterale del palo stesso.

Calcolando la resistenza laterale dei pali 5 e 9 in base all'anzidetto valore dell'adesione, si ottiene: $B = 7{,}1$ per il palo 5 e $B = 10{,}3$ per il palo 9, con un valore medio uguale a 8,7 molto prossimo al valore $B = 9{,}5$ fornito dalla teoria di MEYERHOF.

F. A. SHARMAN e W. HALCROW [29] illustrano i risultati di una indagine effettuata per la progettazione delle palificate di fondazione di una centrale di pompaggio e di 74 ponti da costruire in un comprensorio di bonifica della Guiana Britannica.

Il sottosuolo della zona è costituito per i primi $10 \div 12$ m circa da argilla cedevole di colore bleu o grigio di alta plasticità; il contenuto d'acqua è elevato e pertanto l'indice di consistenza assume generalmente valori molto modesti e talvolta negativi. A profondità maggiori si rinvengono argille compatte e molto compatte.

La resistenza al taglio delle argille è stata determinata con prove di compressione triassiale su campioni intatti e con prove in sito eseguite con l'apparecchio ad alette. Sono stati ottenuti valori della coesione molto variabili da verticale a verticale e con la profondità. Facendo riferimento ai valori medi, le argille cedevoli possono essere caratterizzate da valori della coesione crescenti con la profondità e compresi fra 0,15 e 0,50 kg/cm²; per le argille compatte si ha un valore medio della coesione pari a 1,5 kg/cm² circa E' da notare che per entrambi i tipi di

(5) Si ricorda che nel caso di piastra circolare appoggiata sul terreno ($c \neq 0$; $\varphi = 0$) le teorie forniscono per B valori compresi fra 4,9 a 7,4 (TERZAGHI). Il valore dedotto sperimentalmente dal GAMAL è quindi nettamente maggiore di quelli teorici.

L'A. non si sofferma minimamente su questo punto. A nostro avviso il divario fra teoria ed esperienze del GAMAL è da porre in relazione all'elevato cedimento che ha subito la piastra prima di raggiungere la condizione di rottura.

argilla gli scarti fra valori misurati della coesione e valori medi sono di norma compresi fra il ± 50% e talvolta raggiungono il ± 100% dei valori medi.

In fase di progettazione delle opere di fondazione sono state effettuate prove di carico a rottura su undici pali, dei quali quattro di legno e sette di cemento armato.

I pali di legno avevano forma tronco-conica, con diametro superiore pari a 35 ÷ 40 cm e con diametro inferiore uguale a 24 ÷ 27 cm; la lunghezza era di 20 m per tre pali e di 10 m circa per il quarto. Questi pali sono stati sottoposti a prove di carico subito dopo la loro infissione.

I sette pali in cemento armato avevano sezione quadrata con lato di 30 cm ed una lunghezza di 12 m circa. Solo quattro pali raggiungevano le argille compatte e penetravano in esse per un breve tratto. Fra la costruzione e le prove di carico è intercorso un intervallo di tempo variabile da palo a palo e compreso fra 20 e 300 giorni circa.

Dai valori del carico limite misurati nelle prove SHARMAN e HALCROW sottraggono la resistenza alla punta, calcolata con la teoria di MEYERHOF, ottenendo la resistenza laterale. Da questa infine deducono valori del coefficiente m compresi fra 0,7 ed 1 per i pali in legno e fra 0,2 e 0,6 per i pali in cemento armato.

In occasione della costruzione dei capannoni di un aereoporto in Canada R. J. WOODWARD, R. LUNDGREN e D. BOITANO [36] hanno effettuato prove di carico a rottura su nove pali battuti.

Il sottosuolo della zona è costituito da argille di colore marrone e da lenti di sabbia. Da prove di compressione a dilatazione trasversale libera è risultato che le argille sono caratterizzate da valori della coesione variabili e compresi fra 0,35, e 1,8 kg/cm². Prove effettuate col penetrometro RAYMOND hanno mostrato che il numero medio dei colpi $\overline{N}$ nelle sabbie è compreso fra 18 e 45. Nel sottosuolo

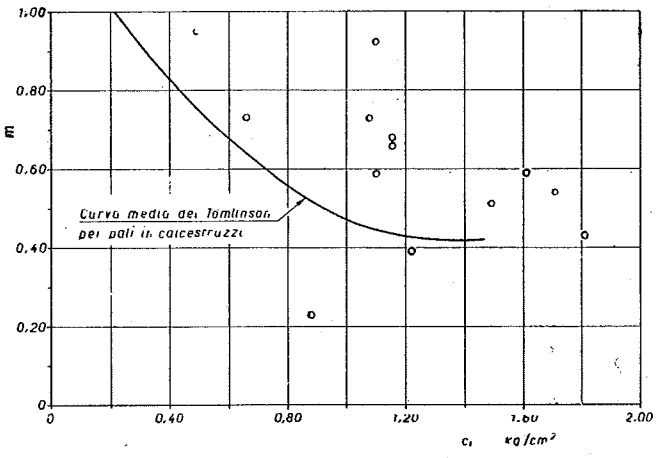

Fig. 2 - Esperienze di WOODWARD, LUNDGREN e BOITANO su pali metallici in argille.

in esame è presente una falda alla profondità di 6 ÷ 10 m dal piano di campagna.

I pali sono stati realizzati infiggendo una tubazione metallica con diametro esterno pari a 32,5 cm, munita di fondo piano. Una volta infissa la tubazione si è proceduto al getto di calcestruzzo nell'interno di essa. La lunghezza dei pali era compresa fra 13 e 24 m.

Seguendo i criteri adottati dal TOMLINSON in una indagine analoga [5], gli AA. elaborano i risultati delle loro esperienze nell'ipotesi che il coefficiente correttivo m sia funzione della coesione dell'argilla. I nove pali sottoposti a prove di carico attraversavano banchi di argille caratterizzate da differenti valori della coesione e spesso intercalate da lenti di sabbia; pertanto, per poter giungere alla deduzione dei valori del coefficiente m, gli AA. sono costretti ad introdurre alcune ipotesi semplificative (6). I risultati ottenuti sono rappresentati in fig. 2. Si rileva che nelle esperienze in questione il coefficiente m assume valori compresi fra 0,95 e 0,20 circa, e decrescenti all'aumentare della coesione c_l del terreno posto intorno al palo. Si osserva ancora che i valori dedotti da WOODWARD, LUNDGREN e BOITANO su pali con rivestimento metallico sono in genere più elevati di quelli misurati dal TOMLINSON su pali in calcestruzzo.

Distribuzione delle sollecitazioni intorno al palo

9 - La costruzione di un palo, oltre che modificare a volte la struttura del terreno posto intorno al palo, determina variazioni nello stato tensionale del terreno medesimo; in particolare si possono verificare variazioni sia nelle pressioni neutre che nelle pressioni effettive.

Su questo argomento al Congresso di Parigi hanno riferito NISHIDA che ha esposto i risultati di una ricerca teorica, MOGAMI e KISHIDA, SODEMAN e MILLIGAN che hanno illustrato i risultati di indagini sperimentali effettuate in laboratorio ed in sito.

Lo studio teorico della distribuzione delle sollecitazioni nel terreno in seguito alla infissione di un palo è stato affrontato da Y. NISHIDA [27].

L'A. suddivide il terreno in due zone cilindriche coassiali al palo; nella prima, a contatto col palo, il terreno è in regime plastico; nella seconda, adiacente alla precedente, il terreno è in regime elastico.

(6) Due pali (pali VI e VIII) attraversavano argille caratterizzate da valori della coesione differenti lungo l'asse di ciascun palo. WOODWARD, LUNDGREN e BOITANO determinano la resistenza laterale dei due pali sottraendo dalla resistenza totale, misurata con la prova di carico, la resistenza alla punta, calcolata con la teoria di MEYERHOF. Dalla resistenza laterale deducono poi i valori del coefficiente m in funzione della coesione dell'argilla, nell'ipotesi che nel caso da loro considerato fra i due parametri intercorra la stessa relazione dedotta dal TOMLINSON nel 1957 in una indagine analoga.

Per quattro pali (pali II, III, XII e XIII), che attraversavano argille e sabbie, gli AA. fanno riferimento al valore del carico limite a trazione, che assumono uguale alla resistenza laterale del palo. Seguendo poi il procedimento esposto per i pali VI ed VII e considerando contemporaneamente una coppia di pali, deducono sia i valori del coefficiente m sia i valori dell'adesione fra palo e sabbia.

Per i rimanenti tre pali gli AA. seguono criteri poco differenti da quelli sopra illustrati.

Nell'ipotesi che l'avanzamento del palo provochi nel terreno deformazioni soltanto in direzione orizzontale l'A. individua il raggio del cilindro che delimita le due zone anzidette e deduce la distribuzione delle sollecitazioni effettive nelle due zone medesime.

Lo stesso argomento ha formato oggetto di una indagine sperimentale in piccola scala effettuata da T. MOGAMI e H. KISHIDA [25] con pali di calcestruzzo e di legno, del diametro di 2 ÷ 5 cm e della lunghezza di 50 ÷ 70 cm.

I pali sono stati infissi sotto carichi statici in sabbia asciutta contenuta in una cassa con sezione orizzontale di 1 × 1,5 m² e dell'altezza di 1 m. Sul fondo della cassa erano disposte alcune celle per la misura della pressione totale.

Tali celle prima dell'infissione del palo misuravano la pressione dovuta al peso proprio della sabbia sovrastante. Durante l'infissione esse hanno rilevato valori crescenti delle pressioni via via che il palo avanzava, ciò sia perché aumentava la resistenza offerta dal terreno all'avanzamento del palo sia perché si riduceva la distanza fra il palo ed il fondo della cassa sul quale erano disposte le celle.

Gli AA. osservano che la distribuzione delle sollecitazioni rilevata sperimentalmente è in buon accordo con la distribuzione calcolata in base alla teoria dell'elasticità, se si ammette che la resistenza offerta dal terreno all'avanzamento del palo sia applicata all'estremità inferiore del palo stesso.

Gli stessi AA. hanno effettuato un'indagine in sito per determinare le variazioni di pressione neutra provocate dall'infissione di un palo. Le esperienze sono state effettuate in un terreno costituito da silt e da argilla di alta plasticità, indice di consistenza quasi nullo, modesta coesione ($w_L = 1{,}15$; $w = 1{,}10$; $c = 0{,}36$ kg/cm²). Purtroppo gli AA. si limitano ad una descrizione sommaria dei terreni e non danno alcuna notizia sui particolari stratigrafici, che in esperienze del genere possono esercitare una notevole influenza.

Nei terreni indicati è stato infisso un palo di acciaio del diametro di 0,30 m e della lunghezza di 6,60 m. Nelle immediate vicinanze del palo sono state installate a differenti quote quattro celle per la misura delle pressioni neutre.

Durante l'infissione del palo le celle hanno registrato istantaneamente incrementi delle pressioni neutre, subito dopo il termine dell'infissione le pressioni in esame sono aumentate ulteriormente: tre delle quattro celle hanno misurato un valore massimo della pressione pari a 0,3 kg/cm². Successivamente le pressioni neutre sono andate diminuendo, raggiungendo dopo tre giorni i valori preesistenti alla infissione del palo. Durante questi tre giorni il palo è stato sottoposto a prova di carico.

Gli AA. non danno alcuna interpretazione dei fenomeni osservati. La dissipazione molto rapida delle pressioni neutre può forse essere attribuita alla natura del terreno ed in particolare alla presenza di silt sotto forma di frequenti straterelli di spessore molto modesto. Purtroppo però su questo punto — come già si è detto innanzi — gli AA. non forniscono alcuna notizia.

Altri elementi sull'argomento in esame ci vengono forniti da G. SODERMAN e V. MILLIGAN [30] i quali hanno effettuato misure di pressioni neutre durante la battitura di pali metallici. Nel sottosuolo dell'area considerata si rinvengono nei primi cinque metri sabbie fini, alle quali segue un banco di argille a varve dello spessore di circa quindici metri; successivamente sono presenti silt e sabbie fini. In questi ultimi terreni ha sede una falda artesiana. Prima della infissione dei pali sono stati installati dei piezometri tipo CASAGRANDE nelle sabbie superficiali e nelle argille a varve.

I pali erano costituiti da profilati ad H da 0,30 m e di lunghezza compresa fra 17 e 50 m.

Durante la battitura dei pali si sono verificati incrementi delle pressioni neutre nelle sabbie ed in maggior misura nelle argille; in quest'ultime si sono avuti incrementi di pressione crescenti con la profondità. Il fenomeno ha interessato il terreno compreso entro un raggio di 5 m circa dal palo.

Per quanto riguarda poi l'entità del fenomeno in esame rileviamo che sono stati misurati incrementi massimi di pressioni neutre pari a 0,4 kg/cm²; il 90% di queste pressioni si è dissipato durante i tre giorni successivi alla battitura dei pali.

Si può osservare che i risultati delle esperienze or ora esaminate sono in ottimo accordo con i risultati di MOGAMI e KISHIDA, dei quali si è parlato poco innanzi, sia per l'entità dei fenomeni sia per il loro decorso nel tempo.

Profili penetrometrici

10 - Per il calcolo del carico limite del palo singolo ci si avvale da oltre venticinque anni dei profili penetrometrici. Nel trasferire al palo i risultati della prova penetrometrica si è ammesso all'inizio che la similitudine meccanica fra penetrometro e palo si risolva in una semplice similitudine geometrica.

In effetti l'esperienza ha mostrato subito che la correlazione fra palo e penetrometro è assai più complessa e che pertanto i risultati a cui si perviene adottanto l'ipotesi or ora ricordata sono affetti da errori di segno ed entità variabili da caso a caso.

Su questo argomento — di indiscutibile interesse scientifico ed applicativo — sono state finora effettuate solo poche ricerche, che si limitano a considerare per taluni casi applicativi l'entità degli errori anzidetti o, al più, a definire qualche criterio che consenta di ridurne il valore (7).

Ancora oggi perciò si adotta la primitiva ipotesi semplificativa e si limita di conseguenza l'impiego del penetrometro a quei casi per i quali, in base a

(7) Nell'intento di far luce su questi problemi la Società Internazionale di Geotecnica nel 1957 ha costituito un Comitato di studio, che avrebbe dovuto riferire sui risultati della prima parte del suo lavoro in occasione del Congresso di Parigi. A questo Congresso il Comitato non è stato in grado di apportare alcun contributo degno di rilievo.

precedenti esperienze, si ritiene che l'approssimazione dei risultati sia accettabile.

Sull'argomento in esame sono state presentate al Congresso di Parigi cinque memorie, delle quali quella di N. O. ARTIKOGLU [9] presenta assai scarso interesse. BOGDANOVIC, MENZENBACH e KERISEL (par. 11), hanno considerato questioni inerenti alla progettazione dei pali di fondazione in base ai profili penetrometrici. VAN WEELE (par. 12), ha posto in relazione i profili della resistenza alla punta rilevati con un penetrometro statico con i diagrammi di battitura dei pali.

11 - L. BOGDANOVIC [17], dovendo procedere alla progettazione di alcune palificate di fondazione in condizioni abbastanza simili fra loro per quanto riguarda natura e caratteristiche del sottosuolo, ha effettuato un'ampia ricerca che comprende prove di carico su pali e rilievo di profili penetrometrici.

Per definire il criterio da adottare nel trasferire i risultati della prova penetrometrica al palo in vera grandezza l'A. ha infisso nel terreno un palo *Franki* tipo *Mega* sotto l'azione di carichi statici *Mega;* questa resistenza è posta a confronto con quella calcolata in base ai risultati della prova penetrometrica P_2, tenendo conto dei soli rapporti geometrici fra palo e penetrometro. Nel tratto compreso fra quote 74 e quota 64 circa, nel quale il sottosuolo è costituito da silt con percentuali variabili di argilla e di sabbia, la resistenza calcolata segue da vicino quella rilevata, con uno scarto massimo dell'ordine del $\pm$ 70% della resistenza sperimentale. Nel sottostante banco di sabbia e ghiaia la resistenza calcolata è in genere maggiore della resistenza misurata.

BOGDANOVIC concentra la sua attenzione sul banco di sabbia e ghiaia or ora detto, poiché i carichi delle opere di fondazione in progetto dovevano essere trasmessi su questo banco mediante palificate.

Egli osserva innanzitutto che per un tratto della lunghezza di 2,5 m la resistenza sperimentale Q_t si mantiene all'incirca costante con un valore medio pari a 111 ton, mentre in base al profilo penetrometrico P_2 si hanno valori della resistenza totale compresi fra 80 e 190 ton con uno scarto massimo pari a + 70% del valore medio anzidetto. Egli procede quindi ad una nuova elaborazione dei risultati

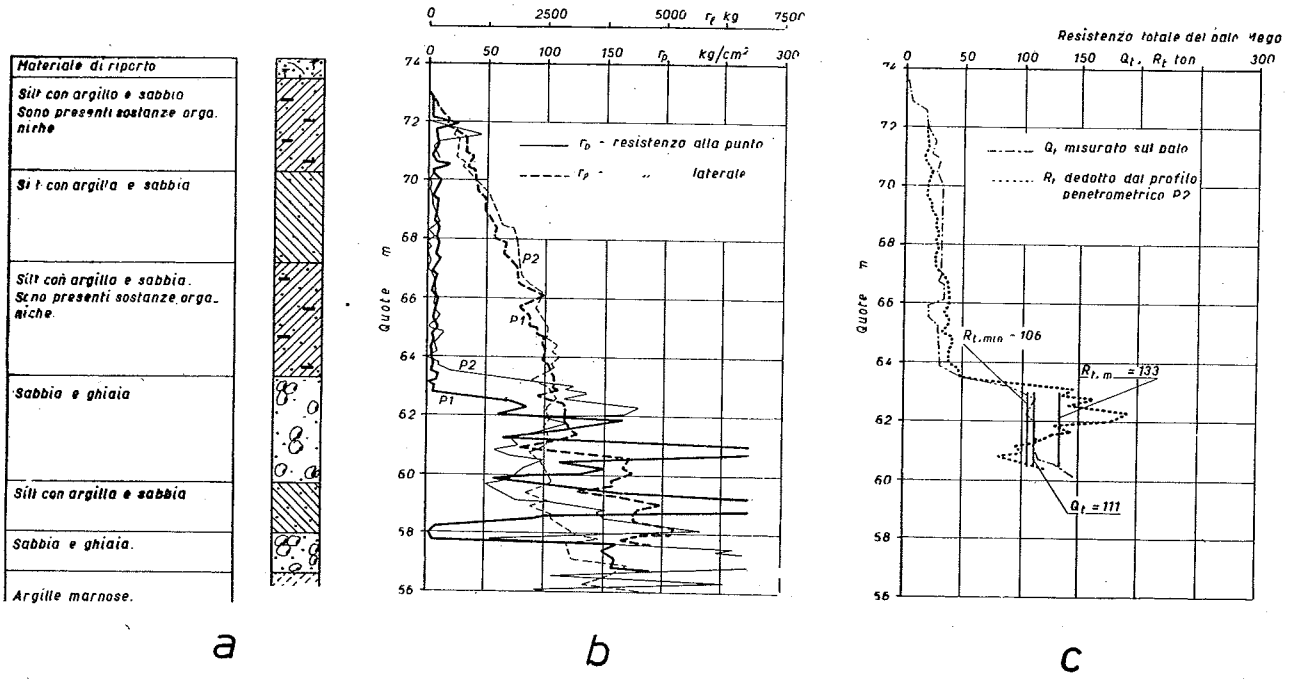

Fig. 3 - Esperienze di BOGDANOVIC: a) Stratigrafia; b) Risultati delle prove penetrometriche P_1 e P_2; c) Profili della resistenza totale del palo Mega misurata e calcolata in base al profilo penetrometrico P_2.

misurando la relativa resistenza totale. Il palo era a sezione quadrata con lato pari a 30 cm e della lunghezza di 13 m circa.

Nelle immediate vicinanze del palo sono state effettuate due prove penetrometriche con un penetrometro statico di tipo olandese.

I risultati dell'indagine sono rappresentati nella fig. 3: accanto ad una sommaria descrizione dei terreni (fig. 3 a) sono riportati i profili delle resistenze alla punta e laterale delle due prove penetrometriche (fig. 3 b). Nella fig. 3 c è riportato il profilo della resistenza totale misurata nell'infissione del palo delle prove penetrometriche con i criteri qui di seguito indicati.

Facendo riferimento ai valori medi della resistenza alla punta e laterale misurata nel tratto in esame nelle due prove pentrometriche, l'A, giunge ad un valore della resistenza totale del palo, $R_{t,m}$, pari a 133 ton. Seguendo lo stesso criterio per la resistenza laterale, ma basando il calcolo della resistenza alla punta sulla media dei valori minimi rilevati col penetrometro nel tratto in esame, si ha $R_{t,min} =$ 106 ton, valore questo molto vicino al valore sperimentale.

In base a questi risultati l'A. conclude che, nel caso in questione, nel trasferire i risultati delle prove penetrometriche a pali battuti a sezione quadrata è opportuno far riferimento al valore medio della resistenza laterale del penetrometro ed alla media dei valori minimi della resistenza alla punta. Nel calcolare questi valori BOGDANOVIC prende in considerazione il tratto di profilo penetrometrico compreso fra le profondità $h - 2d$ ed $h + 2d$ essendo d il diametro del cerchio equivalente alla sezione quadrata di lato b del palo (8).

BOGDANOVIC ha effettuato poi una seconda indagine su quattro pali battuti in calcestruzzo precompresso ed aventi l'estremità inferiore infissa in ghiaie (v. tabella I).

I quattro pali sono stati sottoposti a prove di carico nelle quali non sono state raggiunte le condizioni di rottura. Per stabilire il valore della resistenza limite di ciascun palo BOGDANOVIC ha adottato il procedimento proposto da VAN DER VEEN [7]; ha determinato poi in quali aliquote la resistenza ande profili penetrometrici — è relativamente modesta e può essere considerata ammissibile ai fini applicativi.

Al fine di indagare sulla corrispondenza fra penetrometro statico e palo per quanto concerne la resistenza alla punta, E. MENZENBACH [23] ha elaborato con criteri statistici i risultati di esperienze effettuate da vari Autori, fra i quali ricordiamo HUIZINGA, PLANTEMA e VAN DER VEEN.

Complessivamente MENZENBACH considera 88 pali battuti; circa la natura dei terreni in 48 casi l'estremità inferiore dei pali è infissa in sabbie e ghiaie, in 4 casi in argille; per i rimanenti 36 casi non si ha alcuna notizia sui terreni.

Per ciascun palo l'A. prende in esame il rapporto w/W, in cui w è la resistenza unitaria media alla punta misurata con un penetrometro statico di tipo olandese e W è la resistenza unitaria media alla punta del palo in condizione di equilibrio limite, dedotta dalla prova di carico (9). Considerando tutti gli 88

TABELLA I - *Esperienze di* BOGDANOVIC *su pali battuti a sezione quadrata*

PALO			PENETROMETRO			PROVA DI CARICO			
n.	Lunghezza h (m)	Lato b (m)	R_p (ton)	R_l (ton)	$R_t = R_p + R_l$ (ton)	Carico max Q_t* (ton)	Dall'elaborazione dei risultati della prova		
							Q_p (ton)	Q_l (ton)	$Q_t = Q_p + Q_l$ (ton)
1	15	0,35	100	33	133	98	102	33	135
2	21,28	0,40	142	55	197	186	176 ÷ 165	44 ÷ 55	220
3	10	0,30	135	27	162	100	110 ÷ 103	20 ÷ 27	120
4	8,80	0,30	100	16	116	137	142 ÷ 149	23 ÷ 16	165

zidetta si ripartisce fra la punta e la superficie laterale del palo col metodo consigliato da VAN WEELE [8]. I risultati così ottenuti sono riportati nella tabella I.

Si osserva che per il palo 1 il penetrometro e la prova di carico conducono allo stesso valore della resistenza totale ($R_t = 133$ ton; $Q_t = 135$ ton); per i pali 2 e 4 il valore del carico limite dedotto dalla prova di carico risulta essere maggiore di quello calcolato in base ai profili penetrometrici (palo 2 : $Q_t/R_t = 1{,}12$; palo 4 : $Q_t/R_t = 1{,}42$); infine per il palo 3 si verifica il contrario ($Q_t/R_t = 0{,}80$).

Si può rilevare che nelle esperienze in esame l'entità degli scarti fra i valori del carico limite determinati con i due differenti metodi — prove di carico

pali l'A. perviene al diagramma di frequenza riportato in fig. 4.

Si nota subito che la distribuzione non è normale; la media dei valori è pari ad 1,17.

Fra gli 88 pali MENZENBACH ne considera poi 48 che hanno un area alla base inferiore a 2000 cm²

(8) Si ricorda che VAN DER VEEN e BOERSMA [6] consigliano di porre alla base del calcolo della resistenza alla punta di un palo di lunghezza h il valore medio della resistenza alla punta misurata col penetrometro fra le profondità $h - 3{,}75\ D$ e $h + D$, essendo D il diametro del palo. Nel caso di pali con sezione quadrata D è il diametro del cerchio con area uguale all'area del quadrato.

(9) Per la resistenza W MENZENBACH non dà alcuna indicazione sui procedimenti adottati per determinarla. Dalla letteratura risulta che nelle esperienze di PLANTEMA è stata misurata direttamente la resistenza alla punta del palo; HUIZINGA ha dedotto la resistenza alla punta di ciascun palo sottraendo dalla resistenza totale — misurata con una normale prova di carico a compressione — la resistenza laterale misurata con una prova a sfilamento effettuata su un secondo palo delle stesse dimensioni del primo ed ubicato nelle sue immediate vicinanze; VAN DER VEEN e BOERSMA hanno dedotto dalla resistenza totale la resistenza alla punta e la resistenza laterale col procedimento proposto da VAN WEELE [8].

Per quanto riguarda la resistenza w MENZEMBACH in 74 casi considera la media dei valori misurati col penetrometro in un tratto del quale non definisce la lunghezza; per i rimanenti 14 casi egli considera il valore medio della resistenza alla punta misurata in un tratto la cui lunghezza è fissata in base al criterio proposto da VAN DER VEEN e BOERSMA [6].

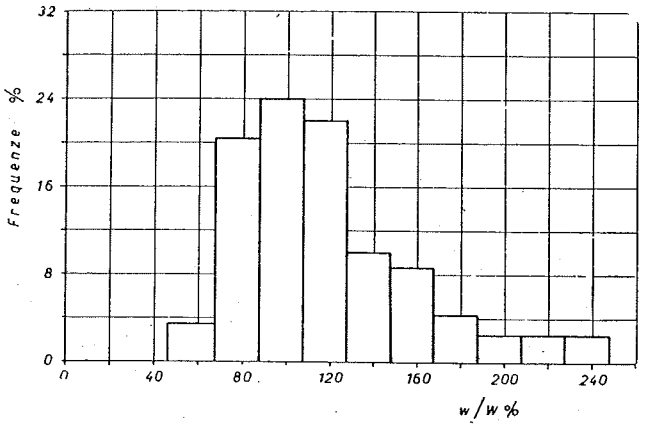

Fig. 4 - Confronto fra penetrometro statico e pali: resistenza alla punta. $N = 88$ pali; media = 1,17; scarto quadratico medio = 0,40.

e per i quali si ha che la resistenza alla punta W è inferiore a 100 kg/cm²; elabora i relativi risultati con criteri analoghi ai precedenti ottenendo il diagramma di frequenza di fig. 5.

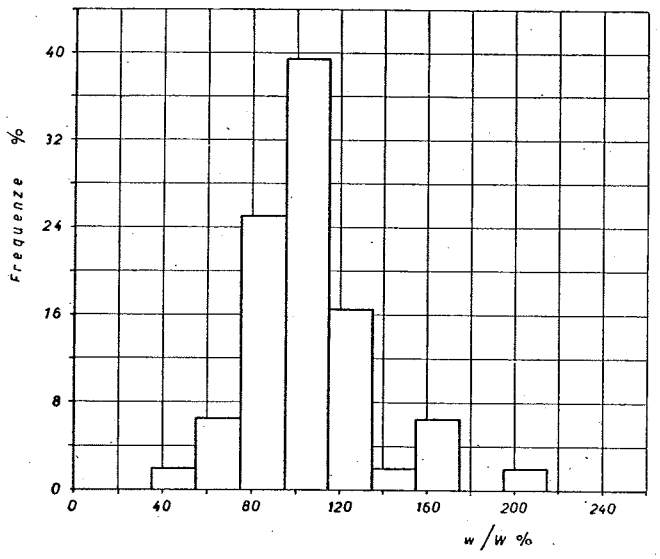

Fig. 5 - Confronto fra penetrometro statico e pali: resistenza alla punta. Area della sezione trasversale della punta dei pali inferiore a 2000 cm²: $W < 100$ kg/cm²; $N = 48$ pali; media = 1,05; scarto quadratico medio = 0,22.

Anche questa seconda distribuzione non è normale, ma gli scostamenti dalla media sono inferiori a quelli rilevati nella prima distribuzione, che, come si è detto, è relativa a tutti gli 88 pali. Per il gruppo di 48 pali il valore medio del rapporto $\frac{W}{w}$ è pari ad 1,05 cioè è molto prossimo all'unità.

Si ha quindi che la corrispondenza fra penetrometro e palo è tanto più soddisfacente quanto minore è l'area della sezione trasversale del palo e quanto minore è il valore unitario della resistenza alla punta.

Nel calcolare quindi la resistenza alla punta di un palo MENZENBACH consiglia di dividere il valore ottenuto in base al profilo penetrometrico per un coefficiente correttivo, che è funzione dell'area della sezione trasversale del palo e del valore della resistenza media alla punta misurata col penetrometro.

J. KERISEL [20] espone i primi risultati di una ricerca sperimentale su alcuni fattori che influenzano la resistenza alla punta e la resistenza laterale di un penetrometro statico in terreni sabbio-ghiaiosi.

Le esperienze vengono condotte con quattro penetrometri ad avanzamento simultaneo della punta e della colonna dei tubi e con misura separata della resistenza alla punta e della resistenza laterale. Il diametro dei quattro penetrometri è rispettivamente uguale a 45, 110, 216 e 320 mm.

Le prove vengono effettuate presso il laboratorio dell' IRABA su « *sabbia grossa e ghiaia* » della Loira, costipata in un cassone cilindrico di cemento armato con diametro di m 6,40 e dell'altezza di m 10 circa.

Per quanto riguarda la resistenza alla punta sono stati presi in considerazione i seguenti fattori sperimentali: profondità, diametro e velocità di avanzamento del penetrometro, compattezza della sabbia.

Le prove effettuate col penetrometro ∅ 45 mm (v. fig. 6) mostrano che la resistenza alla punta aumenta rapidamente con la profondità in un primo tratto della lunghezza di un metro, nel successivo tratto della lunghezza di otto metri la resistenza si mantiene all'incirca costante. L'A. non dà alcuna spiegazione di questo fenomeno che è in netto contrasto con la teoria secondo la quale in terreni incoerenti, a parità di valori dell'angolo di attrito e del peso dell'unità di volume del terreno, la resistenza alla punta di un palo è funzione lineare della profondità.

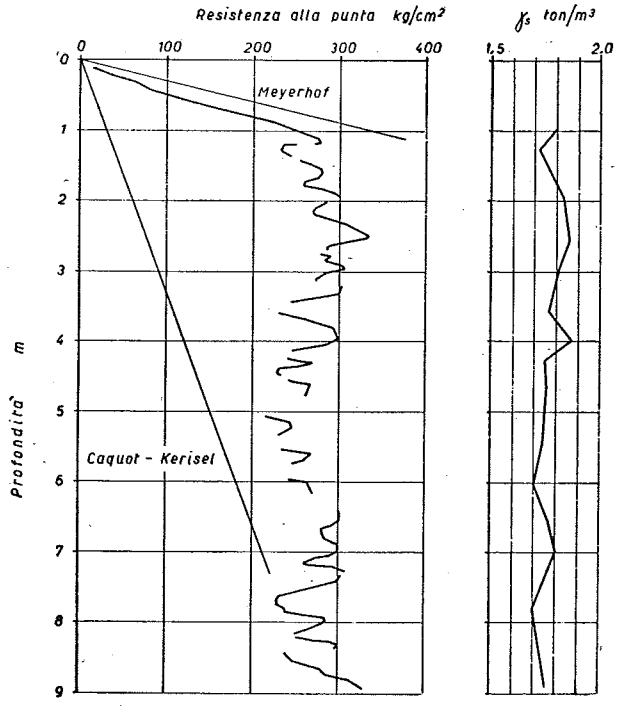

Fig. 6 - Esperienze effettuate da KERISEL in terreni sabbio-ghiaiosi con un penetrometro statico del diametro di 45 mm.

KERISEL si limita a segnalare che le oscillazioni di valori della resistenza in esame riscontrate nel secondo tratto del profilo sono da porre in relazione alle variazioni del peso secco dell'unità di volume del terreno, γ_s.

L'A. rileva poi che all'aumentare del diametro del penetrometro l'andamento del profilo della resistenza alla punta non cambia, varia soltanto la lunghezza del primo tratto e precisamente si ha che tale lunghezza aumenta col diametro del penetrometro.

Nel campo di velocità di avanzamento compreso fra 0,35 e 20 cm/min le esperienze di KERISEL mostrano che la resistenza alla punta è indipendente dalla velocità stessa, il che è spiegabile poiché le prove sono state effettuate in terreni sabbio-ghiaiosi.

Osserviamo infine che i valori sperimentali di KERISEL sono nettamente differenti da quelli ai quali si perviene per via teorica, come si può rilevare dalla fig. 6 nella quale abbiamo riportato i valori della resistenza alla punta calcolati con le teorie di CAQUOT-KERISEL e di MEYERHOF ([10]) in base ai valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, determinate sperimentalmente dallo stesso KERISEL. A tal riguardo si ricorda che anche lo scrivente [3] in prove effettuate con un penetrometro statico di tipo olandese in terreni piroclastici del Napoletano, caratterizzati da una modesta coesione e da un elevato valore dell'angolo di attrito, ha riscontrato una netta discordanza fra valori sperimentali e valori teorici.

Queste osservazioni stanno chiaramente a dimostrare come sia indispensabile svolgere ulteriori e più approfondite ricerche sperimentali a carattere sistematico sull'argomento in esame, tenendo conto in particolare del parametro profondità.

Per la resistenza laterale KERISEL prende in considerazione i seguenti fattori sperimentali; velocità di avanzamento, diametro del penetrometro e profondità. I risultati delle esperienze mostrano che:

— nel campo di velocità compreso fra 0,35 e 20 cm/min la resistenza laterale aumenta con la velocità;

— all'aumentare della profondità la resistenza laterale media per unità di superficie in un primo tratto ha un andamento irregolare e differente a seconda del diametro del penetrometro; successivamente assume valori all'incirca costanti ed indipendenti dal diametro dell'apparecchio.

Prima di chiudere il presente paragrafo, riteniamo opportuno svolgere qualche considerazione conclusiva sull'impiego dei profili penetrometrici nel calcolo del carico limite di un palo di fondazione.

A nostro avviso per palificate in terreni sabbio-ghiaiosi il penetrometro è oggi il mezzo di indagine più adatto; l'interpretazione dei profili penetrometrici presenta però ancora numerose e gravi difficoltà.

Le ricerche finora effettuate riguardano un particolare aspetto del problema e precisamente la corrispondenza fra il valore della resistenza totale di un palo determinato con prove di carico statico ed il valore della stessa resistenza dedotto da prove penetrometriche. Le esperienze di BOGDANOVIC e lo studio statistico di MENZENBAC confermano che per i pali battuti il penetrometro conduce a risultati accettabili anche sulla base dei soli rapporti geometrici fra penetrometro e palo.

Per i pali trivellati i dati finora raccolti sono in numero estremamente limitato. Per questo tipo di palo a volte è stata riscontrata un'ottima corrispondenza fra realtà e risultati dei calcoli basati sui profili penetrometrici; in altri casi invece i valori dedotti dai profili penetrometrici sono stati nettamente differenti da quelli misurati sui pali.

Si deve concludere perciò, come è stato posto in evidenza soprattutto dalla ricerca svolta da KERISEL, che per una migliore utilizzazione dei profili penetrometrici è necessario proseguire ed approfondire le indagini sui fenomeni che si svolgono nel terreno nel corso di una prova penetrometrica. Soltanto così si potrà giungere a conclusioni di validità generale.

12 - Consideriamo infine la memoria [34] di A. F. VAN WEELE. Dall'esame dei risultati di numerose indagini effettuate in Olanda, l'A. giunge alla conclusione che esiste una correlazione fra il profilo della resistenza alla punta, rilevato con penetrometro statico, ed il diagramma di battitura di un palo.

Come riconosce lo stesso VAN WEELE, questa correlazione non può essere giustificata da un punto di vista teorico e ciò sia perché essa pone in relazione due fenomeni differenti, l'uno a carattere statico e l'altro a carattere dinamico, sia perché nei due fenomeni vengono interessati differenti tratti di terreno. Infatti nel penetrometro la resistenza alla punta dipende dalle proprietà dei terreni posti intorno alla punta stessa; mentre la resistenza che offre il terreno durante la battitura di un palo dipende non soltanto dalle proprietà del terreno posto intorno alla punta del palo, ma anche dalle proprietà del terreno che è contatto con la superficie laterale del palo.

Prove di carico

13 - Nello studio del comportamento di un palo di fondazione la prova di carico statico presenta ancora oggi numerosi vantaggi rispetto agli altri metodi. Ciò vale sia se si fa riferimento al comportamento del palo in regime plastico, sia — e principalmen-

---

([10]) La resistenza alla punta di un penetrometro in terreni incoerenti può essere calcolata [3] con la seguente espressione:

$$q = A^* \gamma h$$

in cui:

A^* è un coefficiente il cui valore dipende dall'angolo di attrito del terreno. A parità di angolo di attrito il coefficiente A^* assume valori diversi a seconda della teoria che si considera.

Nelle esperienze di KERISEL il valore medio dell'angolo di attrito è pari a 45° e pertanto si ha:

teoria di CAQUOT-KERISEL : $A^* = 170$

teoria di MEYERHOF : $A^* = 1900$

h = profondità della punta dal piano di campagna

γ = peso dell'unità di volume del terreno compreso fra il piano di campagna e la profondità h.

te — se si considera il comportamento del palo in regime elastico. E' però da tener presente che anche per questo metodo sono tuttora da risolvere una serie di problemi al fine di poterne utilizzare appieno i risultati.

Qui di seguito esamineremo gli argomenti che sono stati affrontati al Congresso di Parigi.

Per semplificare l'esecuzione della prova di carico, in generale si cerca di ridurre la durata dell'applicazione del carico. Di conseguenza, i cedimenti che subisce il palo sotto ciascun incremento di carico sono minori di quelli che si avranno nel palo effettivo, sul quale i carichi graveranno per intervalli di tempo di gran lunga maggiori. Ciò vale in particolare per i pali costruiti in terreni a grana fina e poco permeabili.

Nelle applicazioni si presenta quindi la necessità di prevedere quale sarà il cedimento finale del palo sotto l'azione di un generico carico — ad esempio del carico di esercizio — in base ai risultati della prova di carico.

Per risolvere questo problema H. CAMBEFORT e R. CHADEISSON [12] propongono un metodo empirico.

Secondo gli AA., a carico costante il cedimento z del palo può essere così espresso in funzione del tempo t:

$$z = \partial_1 + \partial_2 \log (1 + m \sqrt{t}).$$

Secondo questa relazione in un diagramma semilogaritmico il decorso dei cedimenti in funzione del tempo è rappresentato da una retta se sull'asse delle ordinate si riportano i cedimenti in scala naturale e sull'asse delle ascisse si riportano in scala logaritmica i valori del termine $(1 + m \sqrt{t})$. ∂_1 è il cedimento che subisce il palo appena si applica il carico ($t = 0$; $z = \partial_1$); m è un coefficiente, il cui valore deve essere determinato caso per caso.

La relazione anzidetta è stata verificata dagli AA. per intervalli di tempo di alcune ore, ma essi ritengono che sia ancora valida per alcune decine o per alcune centinaia di ore; si tratta comunque di intervalli di tempo relativamente modesti rispetto a quelli che si hanno nel palo effettivo.

Infine gli AA. rilevano che uno studio del decorso dei cedimenti nel tempo con la relazione in esame consente di individuare con sufficiente precisione quale sia il carico al di là del quale hanno inizio nel terreno fenomeni di rottura. Si ha infatti che ∂_2 aumenta in genere con l'aumentare del carico applicato, quando però cominciano ad insorgere fenomeni in regime plastico ∂_2 subisce un incremento più pronunziato.

Sulla previsione del cedimento finale di un palo in base ai risultati delle prove di carico, hanno riferito anche F. A. SHARMAN e W. HALCROW [29].

Sulla scorta di misure effettuate su un palo sottoposto a carico costante per oltre 200 giorni, gli AA. osservano che la velocità del cedimento del palo diminuisce col tempo e che fra i logaritmi dei due parametri intercorre una correlazione lineare.

E' appena il caso di osservare che per il momento le relazioni empiriche dedotte da CAMBEFORT e CHADEISSON e da SHARMAN e HALCROW hanno una validità molto limitata; esse però offrono lo spunto ad ulteriori indagini sull'argomento. Sarebbe certamente molto interessante accertare l'applicabilità delle relazioni anzidette per intervalli di tempo molto più lunghi ed in terreni e con tipi di pali differenti da quelli finora presi in esame.

Le caratteristiche del terreno posto intorno ad un palo possono variare sia durante la costruzione del palo sia dopo la costruzione stessa. Pertanto i risultati di una prova di carico sono influenzati dal tempo che intercorre fra la costruzione del palo e l'inizio della prova.

Alcune esperienze su questo argomento sono state effettuate da O. EIDE, J. N. HUTCHINSON e A. LANDVA [16] da T. MOGAMI e H. KISHIDA [25] e da F. A. SHARMAN e W. HALCROW [29].

Consideriamo dapprima le memorie [16] e [29].

EIDE, HUTCHINSON e LANDVA hanno eseguito delle esperienze su un palo battuto in argille di origine marina, alquanto cedevoli e caratterizzate da una sensitività compresa fra 4 e 8, cioè « argille sensitive » secondo la classificazione di TERZAGHI-PECK.

Anche SHARMAN e HALCROW hanno sperimentato su pali battuti in argilla (11).

In entrambe le esperienze gli stessi pali sono stati sottoposti a ripetute prove di carico. I risultati più significativi delle due ricerche sono riportati nella tabella II e nella fig. 7.

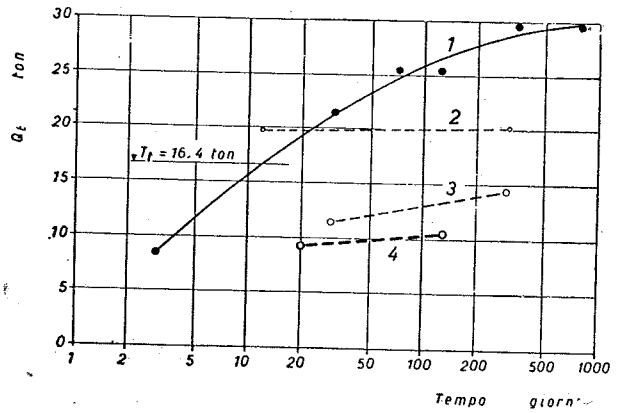

Fig. 7 - Carico limite di pali in argille in funzione del tempo. I valori del carico limite sono stati determinati sottoponendo i pali a successive prove di carico

Nelle esperienze di EIDE, HUTCHINSON e LANDVA (palo 1) si sono avute notevoli variazioni del valore del carico limite nel primo anno: dopo un anno dalla costruzione la condizione di equilibrio limite è stata raggiunta con un carico uguale a circa tre volte il carico che ha determinato la rottura dopo tre giorni dalla costruzione; nel secondo anno il valore del carico limite è rimasto costante.

Con la teoria di MEYERHOF ed in base ai risultati di prove di taglio senza consolidazione, gli AA. hanno calcolato la resistenza totale del palo ed hanno ottenuto $T_t = 16{,}4$ ton (v. fig. 7). Nel caso in esame si ha quindi che il valore teorico del carico limite risulta pari a circa la metà del valore del

(11) Le caratteristiche dei terreni nei quali sono state effettuate le esperienze di SHARMAN e HALCROW sono state già descritte nel paragrafo 8.

TABELLA II - *Esperienze di* EIDE, HUTCHINSON *e* LANDVA *e di* SHARMAN *e* HALCROW *su pali battuti in argille*

Autore	Palo		Giorni intercorsi fra la battitura del palo e la prova di carico	Durata della prova	Carico limite Q_t (ton)
EIDE, HUTCHINSON e LANDVA	1	In legno, tronco-conico: base superiore $b = 0{,}35$ m; base inferiore $b = 0{,}15$ m; lunghezza = 13 m	3	3 ore	8,5
			31	»	21,5
			71	2 ore	25,5
			125	218 giorni	25,5
			343	452 »	29,5
			799	6 »	29,5
SHARMAN e HALCROW	2	In cemento armato a sezione quadrata con lato di 36 cm e della lunghezza di 12 m	12	—	19,7
			305	—	20,7
	3	»	30	—	11,4
			300	—	11,4
	4	Come sopra lunghezza = 10,60 m	20	—	9,3
			130		10,5

carico di rottura misurato dopo un anno dalla costruzione del palo ($Q_t = 29{,}5$ ton).

Nelle loro esperienze (v. fig. 7; pali 2, 3 e 4) SHARMAN e HALCROW hanno misurato incrementi del carico limite in funzione del tempo assai ridotti o addirittura trascurabili.

Anche MOGAMI e KISHIDA hanno effettuato una serie di prove su uno stesso palo dopo vari intervalli di tempo dalla sua infissione nel terreno, senza però raggiungere la condizione limite di rottura.

L'indagine è stata svolta su un palo in acciaio del diametro di 0,30 m e della lunghezza di 6,61 m, infisso in un banco costituito da argille ($w_L = 1{,}15$; $w = 1{,}10$; $c = 0{,}36$ kg/cm^2) e da silt.

Il comportamento del palo è stato nettamente differente nelle varie prove come si può rilevare confrontando i valori dei carichi che hanno determinato lo stesso cedimento del palo (v. tabella III).

TABELLA III - *Esperienze di* MOGAMI *e* KISHIDA *su un palo battuto in argille e silt*

Prova	Tempo intercorso fra la infissione del palo e la prova di carico	Carico che ha determinato un cedimento di 5 mm (ton)
1	2 ore	4,7
2	1 giorno	6,8
3	1 settimana	8,8
4	3 »	9,5
5	5 »	10,0

Nelle esperienze di MOGAMI e KISHIDA si è verificato dunque, a somiglianza di quanto rilevato da EIDE, HUTCHINSON e LANDVA, un netto aumento della resistenza del terreno col passare del tempo.

In generale le prove di carico vengono effettuate sottoponendo il palo a successivi incrementi di carico; ciascun incremento viene applicato quando si è raggiunta la condizione di equilibrio del palo sotto l'incremento di carico precedente. In pratica si considera raggiunta la condizione anzidetta quando la velocità di deformazione del palo scende al disotto di prefissati valori.

Per ridurre il tempo necessario all'esecuzione della prova e nel caso in cui la prova venga effettuata per determinare soltanto il valore del carico limite del palo, T. WHITAKER e R. W. COOK [35] propongono un metodo completamente differente da quello tradizionale.

Essi consigliano di caricare rapidamente e con continuità il palo in modo da far avanzare il palo stesso nel terreno con velocità costante e di considerare come carico limite quello per il quale non si raggiunge la condizione di equilibrio del palo.

Allo scopo di stabilire se il valore della velocità di avanzamento influisce o meno sul risultato, gli AA. hanno effettuato una serie di prove su due pali, uno in argilla e l'altro in ghiaia. Ciascun palo è stato sottoposto a numerosi cicli di carico nei quali la velocità di avanzamento è stata variata fra 0,03 e 0,13 in/min per il palo in argilla e fra 0,07 e 0,12 in/min per il palo in ghiaia. Il valore del carico limite è risultato indipendente dalla velocità di avanzamento.

Per valutare l'attendibilità del metodo di prova proposto gli AA. hanno sottoposto un palo a numerosi cicli di carico dei quali alcuni sono stati effettuati col metodo tradizionale ed altri secondo il nuovo metodo. L'indagine è stata effettuata su un palo battuto a sezione quadrata con lato pari a 0,35 m e della lunghezza di 12 m circa; il palo attraversava terreni cedevoli ed era infisso in ghiaia. Dai risultati delle prove si deduce che nel caso in esame il valore del carico limite non era apprezzabilmente influenzato dal tipo di prova di carico.

Il metodo proposto da WHITAKER e COOK è stato seguito da SHARMAN e HALCROW [29] in prove di carico effetuate su due pali battuti in cemento armato infissi in argille. Anche in questo caso i due metodi di prova conducono allo stesso valore del carico limite.

A nostro avviso il nuovo metodo di prova presenta indubbiamente alcuni vantaggi rispetto al metodo tradizionale; riteniamo però che l'esecuzione della prova col nuovo metodo sia più delicata: per applicare carichi crescenti con velocità costante è necessario ricorrere ad attrezzature più complesse di quelle che, almeno per ora, sono di solito disponibili.

Per quanto riguarda poi i risultati non è possibile esprimere un giudizio sia per la complessità dell'argomento e sia per l'esiguo numero di dati sperimentali finora raccolti.

La conoscenza della compressibilità del terreno nel quale viene costruito un palo di fondazione è certamente un elemento di decisiva importanza per lo studio del comportamento del palo stesso. In generale la compressibilità di un terreno viene determinata con prove di laboratorio su campioni intatti; da alcuni anni si sta sviluppando la tendenza a misurare il parametro in esame con prove in sito.

Su questo argomento al Congresso di Parigi è stata presentata una memoria da R. HAEFELI e H. BUCHER [19].

Gli AA. si sono proposti di determinare la compressibilità di un terreno in base ai risultati di una prova di carico effettuata su un palo di dimensioni ridotte infisso per un breve tratto nel terreno sul fondo di un foro di sondaggio. Il palo trasmette il carico al terreno sia attraverso la base, sia attraverso la superficie laterale per il breve tratto in cui questa è a contatto col terreno. Per determinare le rispettive aliquote si sottopone dapprima il palo ad una prova a compressione e successivamente ad una prova a trazione.

Noto il rapporto fra le sollecitazioni medie agenti sulla superficie laterale e sulla base del palo, gli AA. deducono il valore del modulo di compressibilità del terreno posto al disotto della punta.

Pali in gruppo

14 - L'esperienza e l'analisi teorica mostrano chiaramente che il comportamento di un gruppo di pali è in genere differente da quello del palo singolo sia in regime elastico, sia in regime plastico a seconda della natura e della proprietà del terreno ed a seconda delle caratteristiche geometriche dell'opera di fondazione.

Lo studio del comportamento di un insieme di pali può oggi essere affrontato soltanto introducendo ipotesi schematiche sia sulla ripartizione delle sollecitazioni al contatto fra terreno e superficie esterna dei pali, sia sulla diffusione delle sollecitazioni or ora dette nel terreno.

Per superare le non lievi difficoltà che presenta l'analisi teorica e lo studio sperimentale su opere in vera grandezza, da alcuni anni si è ricorso alla sperimentazione su piccola scala.

Tema delle ricerche è il confronto fra il comportamento del gruppo di pali ed il comportamento del palo singolo al variare delle caratteristiche geometriche del gruppo di pali; a tal riguardo i parametri presi in considerazione sono: il numero dei pali costituenti il gruppo, il rapporto fra lunghezza e diametro dei pali, l'interasse fra i pali. Per quanto riguarda la natura e le caratteristiche dei terreni sono state finora prese in esame soltanto condizioni estremamente schematiche.

Su questo argomento al Congresso di Parigi hanno riferito M. R. SAFFERY e A. P. K. TATE [28], G. F. SOWERS, B. MARTIN, L. L. WILSON e M. FAUSOLD [32] e V. N. GOLUBKOV [10].

Consideriamo dapprima le memorie [28] e [32] nelle quali vengono esposti i risultati di indagini effettuate su terreni a grana fina.

SAFFERY e TATE hanno sperimentato su un gruppo di nove pali in acciaio ($b = 6{,}3$ mm; $h = 12 \div 30\,b$) infissi in argilla di Londra rimaneggiata ($w_L = 0{,}86$; $w_p = 0{,}23$; $w = 0{,}30 \div 0{,}36$; $c = 0{,}2 \div 0{,}4$ kg/cm^2).

L'indagine di SOWERS, MARTIN, WILSON e FAUSOLD è stata effettuata su gruppi di 2, 4, 9 e 16 pali di alluminio ($b = 1{,}27$ cm; $h = 12 \div 36\,b$) infissi in una argilla bentonitica ($w \cong 3{,}00$; $c = 0{,}06$ kg/cm^2).

In queste indagini è stato osservato che in condizione di equilibrio limite l'interasse fra i pali, i, esercitava una decisiva influenza sull'efficienza del gruppo ([12]): questa aumentava rapidamente per $1{,}5\,b < i < 3\,b$; per $i > 3\,b$ a notevoli incrementi dell'interasse corrispondevano modesti aumenti dell'efficienza.

Si osservi poi che per $i = 3\,b$ l'efficienza era compresa fra 0,7 e 0,9.

A parità di altri fattori l'efficienza diminuiva all'aumentare del numero di pali costituenti il gruppo ed all'aumentare della lunghezza dei pali.

In regime elastico infine, lo scostamento fra il cedimento del palo singolo ed il cedimento del gruppo di pali, a parità di carico per palo, dipendeva dall'interasse i e dal numero di pali costituenti il gruppo.

GOLUBKOV ha considerato il comportamento in regime elastico di gruppi di pali ($b = 28$ cm; $h = 5{,}6$ m) battuti in sabbia fina compatta. In pieno accordo con le due ricerche innanzi illustrate, e relative a pali in argilla, le indagini di GOLUBKOV mostrano che il comportamento del gruppo dipende in maniera decisiva dall'interasse fra i pali e dal numero di pali del gruppo.

([12]) Com'è noto, per "*efficienza*" di un gruppo di pali s'intende il rapporto fra il carico limite del gruppo di n pali ed n volte il carico limite del palo singolo.

Il tentativo di analizzare il comportamento in regime plastico di un'opera di fondazione nel suo insieme è stato compiuto da J. G. STUART e T. H. HANNA [31].

Nella loro memoria gli AA. espongono i primi risultati di una ricerca teorica-sperimentale sul carico limite di un'opera di fondazione costituita da due strisce parallele e di egual larghezza, poste in sabbia ad una generica profondità dal piano di campagna. Essi prendono in esame l'influenza dell'interasse fra le strisce: l'efficienza dell'opera di fondazione è pari all'unità se l'interasse è notevole, in tal caso infatti non si ha interferenza fra le due strisce. Al contrario, se le strisce sono vicine l'andamento delle superfici di rottura è differente da quello relativo alla singola striscia, e pertanto l'efficienza del gruppo non è più uguale all'unità. Gli AA. calcolano il valore dell'efficienza al variare dell'interasse, dell'angolo di attrito della sabbia e dello stato della superficie esterna delle opere di fondazione. Confrontano infine le deduzioni teoriche con i risultati di prove in piccola scala, ottenendo in generale una discreta corrispondenza.

Pali sollecitati a trazione

15 - Elaborazioni di carattere teorico e risultati sperimentali sul comportamento di pali sollecitati a trazione sono illustrati nelle memorie [21] di A. LUGA, L. VOROBKOV, I. TEN e J. TROFIMENKOV, [25] di T. MOGAMI e K. KISHIDA e [26] di D. MOHAN e G. SINGH JAIN.

Considereremo dapprima pali di forma cilindrica [25 e 26] successivamente pali a vite o a base espansa [21 e 26].

MOGAMI e KISHIDA hanno effettuato le loro esperienze in due differenti località del Giappone nelle quali sono presenti terreni a grana fina di elevata plasticità e caratterizzati da modesti valori della coesione ($w_L = 1 \div 1{,}2$; $c = 0{,}2 \div 0{,}4$ kg/cm^2).

Alcune indagini sono state effettuate su pali di acciaio, di calcestruzzo e di legno, di dimensioni molto ridotte ($b = 5$ cm; $h = 200$ cm). Altre indagini sono state eseguite su un palo di acciaio di dimensioni nettamente maggiori ($b = 30$ cm; $h = 660$ cm).

Dai risultati delle prove si deduce che il carico di sfilamento è uguale al prodotto della superficie laterale del palo per la coesione del terreno, misurata con prove di laboratorio.

A risultati differenti sono pervenuti MOHAN e JAIN in esperienze su quattro pali trivellati di calcestruzzo ($b = 23 \div 30$ cm; $h = 180 \div 360$ cm) in terreni a grana fina di elevata plasticità e caratterizzati da elevati valori della coesione ($w_L = 0{,}56$; $c = 1 \div 2$ kg/cm^2).

Dalle prove a sfilamento — effettuate dopo tre mesi dalla costruzione dei pali — risulta che in condizioni di equilibrio limite la sollecitazione tangenziale media sulla superficie laterale del palo è pari al $30 \div 40\%$ della coesione del terreno misurata con prove di laboratorio.

Dalle esperienze or ora esaminate ci sembra lecito desumere che in terreni a grana fina ($c \neq 0$; $\varphi = 0$) il comportamento dei pali sollecitati a trazione è molto simile al comportamento dei pali sollecitati a compressione, dei quali si è parlato nei paragrafi 5 e 8. In entrambi i casi il rapporto fra l'adesione palo-terreno e la coesione del terreno ([13]) dipende dalla resistenza al taglio del terreno stesso e precisamente il rapporto in esame va diminuendo all'aumentare della coesione del terreno.

Sulla scorta di numerosi indagini effettuate in terreni di varia natura, LUGA, VOROBKOV, TEN e TROFIMENKOV hanno elaborato una teoria sul carico limite di pali a vite sollecitati a trazione. Essi hanno osservato che in condizioni di rottura si verifica nel terreno un fenomeno di scorrimento che ha inizio in corrispondenza della base superiore della vite e raggiunge o meno il piano di campagna a seconda che la lunghezza del palo sia inferiore o maggiore della « *profondità critica* ». Questa profondità può essere calcolata moltiplicando il diametro della vite per un coefficiente, che assume valori crescenti da 2,5 a 6,5 all'aumentare dell'angolo di attrito del terreno da 0° a 40°.

Per pali di lunghezza superiore a quella critica, gli AA. deducono una formula per il calcolo delle resistenze alla base del palo con ipotesi del tutto analoghe a quelle adottate nelle teorie del carico limite di fondazioni superficiali e profonde.

Applicando questa formula alle loro esperienze gli AA. giungono a valori del carico di sfilamento dei pali a vite che differiscono del $\pm 25\%$ dai valori sperimentali.

Oltre alle indagini sui pali cilindrici illustrate poco innanzi, MOHAN e JAIN hanno eseguito prove a sfilamento su quattro pali trivellati di calcestruzzo a base espansa e di forma tronco-conica e su due blocchi di ancoraggio.

I valori del carico allo sfilamento misurati nelle sei prove sono inferiori sia ai valori calcolati con la formula proposta da LUGA, VOROBKOV, TEN e TROFIMENKOV sia ai valori ottenuti moltiplicando la coesione del terreno per la superficie laterale del cilindro che circoscrive la base dei pali o degli ancoraggi.

Pali sollecitati da carichi orizzontali

16 - Problemi relativi a pali di fondazione sollecitati da carichi orizzontali sono stati considerati da H. MATLOCK e L. C. REESE [22] e da J. FOLQUE e G. DE CASTRO [17]. Nella prima memoria vengono esposti due metodi di calcolo per il progetto dei pali in esame, nella seconda sono riportati i risultati di esperienze effettuate su una palificata in vera grandezza.

MATLOCK e REESE considerano la palificata di una struttura caricata da sforzi orizzontali e prendono in esame il comportamento di un palo della palificata stessa.

([13]) Nei paragrafi 5 e 8 il rapporto fra l'adesione palo-terreno e la coesione del terreno è stato indicato col coefficiente m.

Sull'estremità superiore del palo agisce uno sforzo di taglio ed un momento flettente. Gli AA. suppongono che il carico orizzontale agente sulla struttura si ripartisca in egual misura fra i pali che costituiscono la palificata. L'entità del momento flettente è invece una delle incognite del problema e dipende non solo dai carichi esterni, ma anche dalle proprietà elastiche del terreno e dalle caratteristiche geometriche ed elastiche del palo e della struttura in elevazione.

Lo sforzo tagliante ed il momento vengono equilibrati dalle reazioni p del terreno, agenti normalmente alla superficie laterale del palo e quindi in direzione orizzontale. Queste reazioni, che in generale variano con la profondità x, sono da porre in relazione con le deformazioni y che il palo subisce in direzione orizzontale, si può quindi scrivere:

$$p = E_s y$$

E_s è la « *costante di sottofondo* » che, come è noto, dipende da vari parametri, quali: natura e caratteristiche del terreno, pressione p applicata sul terreno, profondità, dimensioni e forma della superficie di carico. Gli AA. considerano il caso in cui E_s sia funzione lineare della profondità cioè:

$$E_s = K x$$

Il fattore K è funzione della pressione p, della deformazione y e della profondità x: $K = f(x, y, p)$. Gli AA. suppongono che con prove di laboratorio sia stata determinata la relazione che lega il fattore K con i parametri or ora detti.

In generale K assume valori differenti lungo l'asse del palo, ma in effetti nello svolgimento dei calcoli MATLOCK e REESE fanno riferimento ad un valore medio.

Il problema consiste nel determinare la deformata del palo, il valore del momento flettente agente sull'estremità superiore del palo ed il valore medio del fattore K. Le equazioni a disposizione sono due: la prima lega le deformazioni del palo con le reazioni p; le seconda equazione esprime la condizione di congruenza alla rotazione fra il palo e la struttura in elevazione. Poiché le incognite sono in numero superiore alle equazioni a disposizione, per giungere alla soluzione del problema gli AA. procedono per tentativi: assegnano un valore arbitrario al fattore K e determinano il momento flettente agente sull'estremità superiore del palo e la deformata del palo; in base a questa ed alla relazione sperimentale $K = f(x, y, p)$, gli AA. deducono un secondo valore del fattore K. Questo in generale è differente dal valore prefissato e pertanto bisogna ripetere il calcolo fino a raggiungere l'eguaglianza fra i due valori del fattore K.

MATCLOCK e REESE espongono poi un secondo procedimento di calcolo che consente di tener conto di variazioni molto più complesse delle caratteristiche elastiche del terreno.

L'applicazione di questo procedimento richiede l'impiego di un calcolatore elettronico.

FOLQUE e DE CASTRO illustrano i risultati di una indagine effettuata su un gruppo di 18 pali di tipo Benoto, sollecitati da sforzi orizzontali.

I pali, del diametro di 1 m e della lunghezza di 55 m circa, attraversavano terreni a grana fina di media e di elevata plasticità ($w_L = 0{,}50 \div 0{,}60$) e caratterizzati da valori dell'indice di consistenza per lo più modesti e talvolta negativi. I pali avevano la loro estremità inferiore incastrata per alcuni metri in una formazione lapidea. Al disopra dei pali erano stati costruiti due plinti, ciascuno dei quali collegava rigidamente le estremità superiori di nove pali. Durante la prova i due gruppi di pali sono stati sollecitati da sforzi orizzontali di uguale intensità e di senso opposto.

Il diagramma cedimenti-carichi mostra che in due tratti — il primo compreso fra 0 e 250 ton ed il secondo fra 280 e 330 ton — fra carichi e deformazioni orizzontali sussiste una relazione lineare; si osserva ancora che nel primo dei due tratti la deformabilità dell'insieme pali-terreno è nettamente minore che nel secondo. Dai risultati sperimentali gli AA. risalgono alle caratteristiche elastiche del terreno e giungono a valori di queste nettamente maggiori di quelli misurati in laboratorio.

Palificate in terreni particolari

17 - J. J. CORREA [15] e L. G. SODERMAN e V. MILLIGAN [30] riferiscono sulle soluzione adottate per fondare rispettivamente un edificio ed un ponte in condizioni particolari per quanto riguarda la costituzione del sottosuolo.

Come è noto, a Città del Messico per un primo tratto della lunghezza di 20 m circa il sottosuolo è costituito da argille cedevoli di elevata plasticità e con contenuti d'acqua che spesso raggiungono e superano il 100 ÷ 200%; al disotto si rinviene un banco di sabbie. La zona è interessata da vistosi fenomeni di subsidenza.

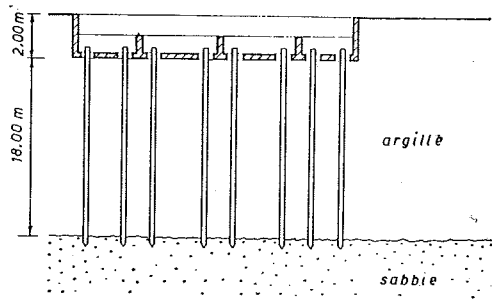

Fig. 8

Per fondare un edificio di 12 piani CORREA ha adottato un'opera di fondazione costituita da una platea, con piano di posa a 2 m dal piano di campagna, e da una palificata che attraversa il banco di argille e si innesta nelle sottostanti sabbie (v. fig. 8). Fra platea e palificata non vi è alcun collega-

mento rigido e pertanto i carichi esercitati dall'edificio vengono trasmessi dalla platea alle argille e da queste alle sabbie in parte direttamente ed in parte tramite i pali.

Secondo l'A. questo tipo di fondazione è da preferire sia alla sola platea sia alla sola palificata per le seguenti ragioni: con la platea si avrebbe una sollecitazione media nelle argille più elevata e quindi cedimenti di maggiore entità. Rispetto alla sola palificata la soluzione prescelta presenta il vantaggio di consentire all'edificio di seguire gli assestamenti che si verificano nel banco di argille a seguito dei fenomeni di subsidenza.

SODERMAN e MILLIGAN descrivono le indagini effettuate per la progettazione delle opere di fondazione di un ponte sul fiume Bic Pic in Canadà.

Nel sottosuolo della zona si rinvengono nei primi metri sabbie fini, alle quali seguono argille a varve fino alla profondità di circa venti metri; infine è presente un banco di sabbia fina nel quale ha sede una falda artesiana.

Il banco di argille a varve è costituito da straterelli dello spessore di qualche centimetro di argille di color scuro e da straterelli di silt argillosi di colore chiaro con spessore intorno al centimetro. Le argille scure sono dotate di media o alta plasticità ($w_L = 0{,}40 \div 0{,}60$; $I_p = 0{,}20 \div 0{,}40$), la loro consistenza è molto modesta e spesso nulla. I silt argillosi sono caratterizzati da una bassa plasticità ($w_L = 0{,}25 \div 0{,}30$; $I_p = 0{,}05$). Da prove di laboratorio su campioni intatti e da prove con l'apparecchio ad alette effettuate in sito è risultato che la coesione del terreno in esame aumenta con la profondità ($c = 0{,}25 \div 0{,}50$ kg/cm^2).

Oltre allo studio dei terreni, in fase di progettazione vennero effettuate prove di carico su pali metallici costituiti da profilati ad H da 30 cm. La loro lunghezza era compresa fra 17 e 50 m: alcuni pali quindi si arrestavano nel banco di argille, altri attraversavano completamente le argille e penetravano nelle sabbie (14).

Nelle prove di carico a rottura i valori più bassi del carico limite si ebbero con i pali più lunghi, i quali, come si è detto or ora, attraversavano completamente il banco di argille e penetravano nelle sottostanti sabbie. Questo risultato inaspettato fu attribuito alla presenza della falda artesiana nel banco di sabbie.

In base a questi risultati si decise di fondare il ponte su pali che si arrestavano nel banco di argille e di migliorare le caratteristiche meccaniche delle argille stesse con l'elettrosmosi.

A tal fine vennero effettuate indagini in sito e si ottennero risultati molto soddisfacenti: l'aumento della capacità portante di un palo fu del 50% circa dopo otto giorni di elettrosmosi e di oltre il 100% dopo 34 giorni.

(14) Durante l'infissione dei pali vennero misurate le variazioni di pressione neutra nel banco di argilla mediante piezometri tipo CASAGRANDE; i risultati di queste misure sono stati già illustrati nel paragrafo 9.

Problemi costruttivi

18 - Nel presente paragrafo verranno esaminati alcuni problemi di carattere costruttivo e precisamente: l'influenza del procedimento impiegato nella costruzione di un palo sul comportamento del palo stesso [13], nuovi procedimenti costruttivi impiegati in Russia [21] ed alcuni inconvenienti che si possono verificare nella costruzione di pali battuti [34].

R. CHADEISSON [13] ha confrontato il comportamento di due pali trivellati costruiti con differenti procedimenti tecnologici. I due pali avevano dimensioni uguali e precisamente: diametro pari a 0,56 m e lunghezza uguale a 12,50 m; la distanza fra gli assi dei pali era di m 1,20. Le esperienze sono state effettuate in una zona il cui sottosuolo, procedendo dall'alto verso il basso, è costiuito da terreno vegetale, marne, ghiaia e sabbia fina.

Le perforazioni dei due pali sono state effettuate con differenti procedimenti: avanzamento con sonda a percussione e rivestimento temporaneo del foro con tubazione metallica per il palo I; avanzamento con sonda a rotazione con circolazione di fanghi per il palo II.

I due pali sono stati poi sottoposti a prove di carico; dai risultati si rileva che sotto un carico di 60 ton il rapporto fra il cedimento del palo I ed il cedimento del palo II è all'incirca uguale a 2; sotto un carico di 160 ton il rapporto anzidetto si riduce ad 1,6.

Questo diverso comportamento dei due pali può essere attribuito soltanto ai differenti procedimenti costruttivi adottati nella loro costruzione. Infatti, come si è già visto nei paragrafi da 6 a 8 la costruzione di un palo può modificare le caratteristiche dei terreni posti intorno al palo stesso e l'entità di queste modifiche dipende fra l'altro dal procedimento impiegato nella costruzione.

La descrizione di tre procedimenti impiegati in Russia per la costruzione di pali trivellati a base espansa forma oggetto della memoria [21] di A. LUGA, L. VOROBKOV, I. TEN e J. TROFIMENKOV.

Col primo procedimento si esegue dapprima una normale trivellazione con tubazione di rivestimento; successivamente si cala sul fondo del foro una carica di esplosivo e si riempie il foro di calcestruzzo. Si fa quindi avvenire l'esplosione che produce una cavità alla base del palo, cavità che viene immediatamente riempita dal calcestruzzo. Gli AA. forniscono gli elementi per fissare il quantitativo di esplosivo in funzione del diametro del palo e del diametro del bulbo che si vuole realizzare.

Col secondo procedimento si possono costruire pali con bulbi posti poco al disopra dell'estremità inferiore dei pali stessi. A tal fine si impiegano particolari attrezzature di trivellazione.

Infine nel terzo procedimento si esegue dapprima la normale trivellazione e si versa il calcestruzzo sul fondo del foro. Si costipa quindi il calcestruzzo ed il terreno circostante con un potente vibratore. Anche per questo procedimento gli AA. forniscono le caratteristiche delle attrezzature impiegate.

A. F. VAN WEELE [34] richiama l'attenzione dei costruttori su un inconveniente che si può verificare durante la battitura dei pali in calcestruzzo con o senza armatura.

Sulla scorta di misure effettuate su pali in vera grandezza, l'A. mostra che in terreni di scadenti caratteristiche meccaniche, se l'affondamento per colpo supera i 10 cm, possono insorgere nel palo sforzi di trazione di entità tale da provocare la rottura del palo stesso, anche se questo è armato. Per evitare questo inconveniente VAN WEELE consiglia di adoperare pali in cemento armato precompresso, di usare magli il cui peso sia uguale al peso del palo, di ridurre l'altezza di caduta del maglio a 20 ÷ 40 cm e di facilitare la penetrazione del palo nel terreno mediante un getto d'acqua.

Bibliografia

[1] KALLSTENIUS T. - *"Development of two Modern Continous Souding Methods"*
Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found Eng. - Vol. I Parigi 1961.

[2] MÜLLER R. - *"Modellversuche über das Zusammenwirken von Mantelreibung, Spitzenwiderstand und Tragfähigkeit von Pfählen"*
Veröffentlichungen des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) - Berlino 1939.

[3] PELLEGRINO A. - *"Il penetrometro statico nello studio delle palificate e dei terreni di fondazione"*
Geotecnica 1961.
Cfr. anche l'intervento dell'A. nelle discussioni al Congresso di Parigi.
Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. III - Parigi 1961.

[4] PLANTEMA G. e NOLET C. A. - *"Influence of Pile Driving on the Sounding Resistances in a Deep Sand Layer"*
Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. II - Londra 1957.

[5] TOMLINSON M. J. - *"The adhesion of Piles Driven in Clay Soils"*
Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. II - Londra 1957.

[6] VAN DER VEEN C e BOERSMA L. - *"The Bearing Capacity of a Pile Predertermined by a Cone Penetration Test"*
Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. II - Londra 1957.

[7] VAN DER VEEN C. - *"The Bearing Capacity of a Pile"*
Proc. III Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. II - Zurigo 1953.

[8] VAN WEELE A. F. - *"A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-friction and Point-resistance"*
Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - Vol. II - Londra 1957.

Memorie presentate al Congresso di Parigi (15)

[9] ARTIKOGLU N. O. - *"Determining Ultimate Bearing Capacity of Precast Reinforced Concrete Piles from Deep Sounding Tests in Alsancak Harbour"*

[10] BEREZANTZEV V., KHRISTOFOROV V. e GOLUBKOV V. *"Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations"*.

[11] BOGDANOVIC L. - *"The Use of Penetration Tests for Determining the Bearing Capacity of Piles"*.

[12] CAMBEFORT H. e CHADEISSON R. - *"Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu"*.

[13] CHADEISSON R. - *"Influence du mode de perforation sur le comportement des pieux forés et moulés dans le sol"*.

[14] CHAPLIN T. K. - *"Compressibility of Sands and Settlements of Model Footings and Piles in Sand"*,

[15] CORREA J. J. - *"The Application of Negative Friction Piles to Reduction of Settlement"*.

[16] EIDE O., HUTCHINSON N. e LANDVA A. - *"Short and Long-term Test Loading of a Friction Pile in Clay"*.

[17] FOLQUE J. e DE CASTRO G. - *"Essai de chargement horizontal de pieux très longs"*.

[18] GAMAL EL DIN A. K. - *"The Bearing Capacity of Piles in Relation to the Properties of Clay"*.

[19] HAEFELI R. et BUCHER H. - *"New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles"*.

[20] KERISEL J. - *"Fondations profondes en milieux sableux: Variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamétrè et de la vitesse d'enfoncement"*.

[21] LUGA A., VOROBKOV V., TEN I. e TROFIMENKÓV J. - *"Bearing Piles and Open Caissons for Foundations"*.

[22] MATLOCK H. e REESE C. - *"Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures"*.

[23] MENZENBACH E. - *"The Determination of the Permissible Point Load of Piles by Means of Static Penetration Tests"*.

[24] MEYERHOF G. - *"The Ultimate Bearing Capacity of Wedge-shaped Foundations"*.

[25] MOGAMI T. e KISHIDA H. - *"Some Piling Problems"*.

[26] MOHAN D. e JAIN S. - *"Bearing Capacity of Bored Piles in Expansive Clays"*.

[27] NISHIDA N. - *"Determination of Stresses around a Campaction Pile"*.

[28] SAFFERY M. e TATE A. P. K. - *"Model Tests on Pile Groups in a Clay Soil with Particular Reference to the Behaviour of the Group when it is Loaded Eccentrically"*.

[29] SHARMAN F. A. e HALCROW W. - *"The Anticipated and Observed Penetration Resistance of Some Friction Piles Entirely in Clay"*.

[30] SODERMAN L. e MILLIGAN V. - *"Capacity of friction Piles in Varved Clay Increased by Electro-Osmosis"*.

[31] STUART J. G. e HANNA T. H. - *"Groups of Deep Foundations: a Theoretical and Experimental Investigation"*.

[32] SOWERS G. e MARTIN B. - *"The Bearing Capacity from Model Studies"*.

[33] SZECHY C. - *"The effects of Vibration and Driving upon the Voids in Granular Soil Surrounding a Pile"*.

[34] VAN WEELE A. - *"Deep Sounding Tests in Relation to the Driving Resistance of Piles"*.

[35] WHITAKER T. e COOK W. - *"A New Approach to Pile Testing"*.

[36] WOODWARD R. e BOITANO J. - *"Pile Loading Tests in Stiff Clays"*.

(15) L'elenco segue l'ordine secondo il quale le memorie compaiono negli atti del Congresso.

SOMMAIRE: On examine les communications, le rapport général et les discussions présentés au Cinquième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris 1961, dans la Section 3 B (Fondations - Les pieux et les fondations sur pieux).

SUMMARY: The Author reviews the papers, the general report and the discussions presented at the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris 1961, in the Division 3 B (Foundations of Structures - Piling and Piled Foundations).