

CALCOLO E PROVE DI CARICO DI ALCUNE PALIFICATE IN TERRENI ARGILLO-LIMOSI (*)

G. MEARDI (**)

SOMMARIO: I pali infissi e quelli eseguiti entro cassaforma infissa sono di solito progettati in base al rifiuto ottenuto alla fine dell'infissione. In fase di progetto la portata è stimata in base alla resistenza del terreno misurata con prove in sito o sui campioni estratti mediante i sondaggi. Il controllo della portata effettiva può essere fatto solo con prove di carico.

L'autore riporta i risultati ottenuti in diversi lavori con terreni limoso-argillosi: la capacità portante misurata sulla base della resistenza del terreno si accordava con la portata delle prove di carico meglio di quella stimata in base al rifiuto. Quest'ultimo metodo ha dato valori di portata molto inferiori a quelli reali; un risultato migliore fu ottenuto misurando il rifiuto un po' di tempo dopo l'infissione.

L'autore ha dedotto che, per evitare uno spreco di denaro che può essere considerevole, è consigliabile prima di stimare la capacità portante con le formule statiche e poi verificarla, non solo con alcune prove di carico, ma anche, almeno per i pali prefabbricati infissi, con le formule dinamiche in base al rifiuto misurato dopo un poco di tempo dall'infissione. Il tempo da attendere deve essere stabilito sperimentalmente piuttosto che con calcoli teorici.

I fenomeni descritti vengono alla fine interpretati con la teoria del consolidamento.

Il calcolo della portata dei pali infissi viene sempre eseguito o almeno controllato in fase esecutiva in base al rifiuto finale della loro infissione. Questo metodo è molto comodo perchè non fa perdere tempo ed ha il grande vantaggio di seguire le variazioni delle caratteristiche portanti del terreno, e tutti sappiamo come questo abbia una grande importanza. Sappiamo però anche, e la letteratura geotecnica sull'argomento è quanto mai abbondante, che il rapporto tra il rifiuto alla fine dell'infissione e la capacità portante del palo non è per nulla costante, specialmente nei terreni limoso-argillosi.

Prima di iniziare l'esecuzione della palificata è però sempre necessario un orientamento sul terreno per sapere se si devono eseguire i pali e per conoscere la loro lunghezza approssimativa, allo scopo di fare un preventivo della spesa e di adeguare alla lunghezza dei pali l'attrezzatura da impiegare. Sarebbe utile per questo eseguire diversi pali di prova con prove di carico, essendo queste il solo vero controllo della portata; ma non è sempre possibile.

Per questa ragione viene sempre eseguito un calcolo preventivo, di solito attraverso indagini sulla natura del terreno e sulle sue caratteristiche fatte con sondaggi e prove di laboratorio o con misure in posto di resistenza alla penetrazione o di resistenza al taglio.

Anche così procedendo, però, le incertezze non mancano perchè il valore della resistenza al taglio di

cui potrà disporre il palo quando dovrà entrare in servizio non è facilmente prevedibile con la sola misura della resistenza al taglio del terreno prima dell'infissione del palo.

Su questo argomento l'indagine teorica può permettere qualche previsione, ma soprattutto possono aiutare le osservazioni fatte durante altri lavori simili già eseguiti perchè in questi tutti gli elementi determinanti della portata si presentano nella loro effettiva scala.

Seguendo questo criterio comunico i risultati ottenuti durante tre lavori di palificazione con pali infissi o eseguiti con cassaforma infissa in terreni in grande prevalenza limoso-argillosi. In tutti e tre il calcolo venne fatto in base ad una valutazione, diretta o indiretta, della resistenza al taglio del terreno; il controllo venne fatto prima con la *battitura* e poi alla fine, con *prove di carico*.

1° lavoro.

In questo lavoro i pali erano destinati ad un pontile che portava una condotta di olio combustibile dalla nave a terra. La palificata era costituita da coppie di pali che sostenevano ad intervalli la tubazione ed i servizi relativi.

I pali erano costituiti da tubi metallici \varnothing 42 a 57 cm con spessore normale di 12 mm, aperti sul fondo.

Durante l'infissione si ebbe modo di osservare che con pali infissi più di 12÷13 m il rifiuto che si otteneva era equivalente a quello di pali infissi con la base chiusa: evidentemente il terreno che entrava dentro il tubo esercitava una così forte resistenza

(*) Traduzione di una nota presentata al *Symposium sulla capacità portante dei pali*, Roorkee, Febbraio 1964.

(**) Prof. Ing. Guglielmo MEARDI, Libero Docente del Politecnico di Milano, di *Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra* ed incaricato di *Geotecnica* nello stesso Politecnico.

contro le pareti interne del palo da farlo comportare come un palo cilindrico pieno.

Le indagini preventive erano state fatte con prelevamento di campioni di terreno e con prove in posto eseguite con penetrometro conico da 51 mm. Dal campionamento del terreno erano stati ricavati solamente la natura del terreno ed il limiti di ATTERBERG.

In queste condizioni ho dovuto calcolare la portata dei pali in base alla resistenza penetrometrica espressa da N (numero di colpi di maglio necessari per affondare la punta di 30 cm.). Il penetrometro era da 51 mm. (2''), la mazza di 72 Kg, la volata di 75 cm; si era provvisto anche al tubo di rivestimento del foro per proteggere l'asta dall'aderenza del terreno circostante. Era precisamente il penetrometro a punta conica consigliato da TERZAGHI e PECK quando non è possibile impiegare lo *Standard Penetration Test*.

È noto che il ricavare da questo N il valore della resistenza al taglio non è facile nè sicuro, dato il comportamento difforme ed ancora poco chiaro delle argille e dei limi argillosi nei confronti della punta infissa, sia che l'infissione avvenga staticamente che dinamicamente.

In questo caso (ripeto, non avendo altro) ho calcolato la resistenza al taglio ritenendo che la resistenza N del penetrometro conico potesse paragonarsi a quella dello *Standard Penetration Test* ed utilizzando quindi un valore medio delle tabelle che a questo proposito forniscono TERZAGHI e PECK. Ho ricavato pertanto, trattandosi di terreno nello stato plastico

$$\tau = q_u : 2 = N : 20$$

e la resistenza di sicurezza $\tau_s = \tau : 2 = N : 40$

Prima dell'inizio dei lavori è stato possibile disporre di alcuni campioni di terreno indisturbato, che furono provati a compressione con espansione laterale libera. I valori ricavati andavano questa volta sufficientemente d'accordo con quelli calcolati, come sopra indicato, dalle prove penetrometriche. La portata nei terreni argillosi limosi è stata così calcolata con

$$P = \Sigma \pi d \tau \Delta h + 9 \tau A$$

essendo d il diametro del palo Δh lo spessore dello strato generico di uguale resistenza τ , e A l'area della base.

Non ho utilizzato per calcolare la capacità portante del fusto la resistenza all'affondamento della tubazione Ø48 cm di rivestimento del foro perchè numerose volte l'ho trovata del tutto inadatta. Avevo infatti notato che i terreni argillosi limosi molli, meno resistenti, davano maggiore resistenza all'affondamento della tubazione di rivestimento che non i terreni più resistenti, specialmente se questi erano sabbiosi. Sembra che il terreno argilloso molle, che non ha il minimo assestamento durante l'infissione della punta, spostato dalla punta stessa vada a stringere fortemente la tubazione di rivestimento che la segue; e che al contrario il terreno sabbioso si costipi lateralmente mandando l'acqua nel foro soprastante

e così stringa meno il fusto, perchè l'acqua non dà attrito.

L'inizio del lavoro si volle farlo precedere dalla esecuzione di pali di prova a diverse distanze dalla riva, infissi con diverse profondità e diversi rifiuti; essi erano poi sottoposti a carico servendosi di due pali di ancoraggio infissi a breve distanza dal palo da provare. Non è il migliore sistema per una prova di carico; ma in mare non se ne poteva impiegare altro.

Il carico veniva dato con incrementi di circa 1/4 del carico previsto di lavoro fino a 1,5 volte tale carico. Questo ultimo veniva lasciato per diverse ore.

Le prove di carico eseguite in questo modo incontrarono molta difficoltà per il moto ondoso che impediva una misura esatta delle deformazioni, cosichè non era possibile rendersi conto con questa misura se sotto i vari carichi era stato raggiunto l'assestamento minimo necessario. Si dovette adottare il criterio di mantenere costante ogni carico almeno un'ora prima di passare al carico successivo.

Data la presenza del mare che per periodi di tempo piuttosto lunghi, anche di diverse settimane, non permetteva l'esecuzione delle prove di carico, i pali erano provati a distanze diverse di tempo dalla loro

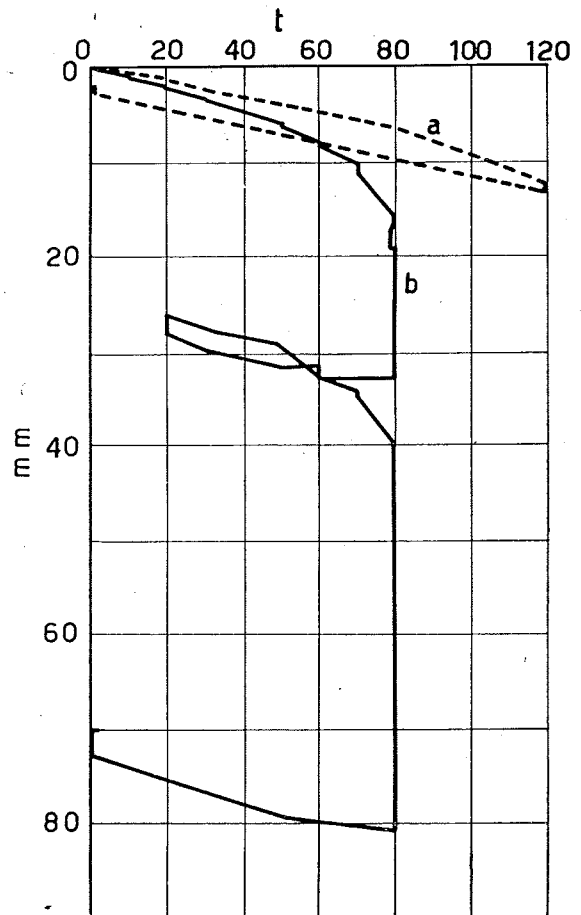


Fig. 1 - 1° Lavoro - Prove di carico di un palo

a) palo infisso 27,50 m e = 2,8 mm provato dopo 14 giorni
 b) lo stesso infisso 30,60 m e = 1,2 mm provato dopo 6 ore.

infissione. Si ebbero così risultati sconcertanti. Un palo infisso 27 m e provato dopo 14 giorni portava bene 120 t; infisso altri 3 m e provato dopo 6 ore partiva a 80 t. Riprovato dopo 10 giorni partiva a 100 t (V. diagrammi in fig. 1). Non fu potuto riprovare a distanze maggiori di tempo dall'infissione per ragioni di cantiere.

La constatazione fatta servì perciò a farmi considerare valide solo le prove eseguite dopo almeno 15 giorni dalla infissione dei pali. Con questo criterio le portate risultate dalle prove di carico andavano sufficientemente d'accordo con quelle previste con il calcolo fatto in base alla resistenza al taglio calcolata nel modo sopra indicato. Esse erano almeno il doppio di quelle calcolate con la formula di BRIX con il comune grado di sicurezza 8 (teorica). Il lavoro venne quindi eseguito mantenendo praticamente le lunghezze previste col calcolo statico con il solo criterio prudenziale, nel caso di forti variazioni locali di consistenza del terreno, che il rifiuto all'infissione non superasse quello indicato dalla formula, dinamica di BRIX con sicurezza 4 (metà della normale)

$$P = Q^2 q H : (Q + q)^2 e$$

Questo avvenne per la grande maggioranza dei pali: quando non avveniva i pali venivano infissi con maggiore lunghezza, fino ad ottenere un rifiuto accettabile.

2° lavoro.

Il secondo lavoro ci presenta una palificata di fondazione per una centrale termoelettrica in un terreno lagunare composto per oltre 200 m di spessore di una alternanza di limi un poco argillosi e un poco sabbiosi, questi ultimi passanti talvolta anche a sabbie limose. Sono presenti anche sostanze organiche. Anche con pali di 18 m la compressibilità prevista per il macchinario è molto elevata, dell'ordine di 20 cm. Si dovettero pertanto adottare particolari criteri per la costruzione del macchinario e nei metodi di posa del macchinario stesso sulle sue fondazioni per poter sopportare gli inevitabili cedimenti relativi di queste ultime.

Per quanto riguarda invece la portata dei singoli pali essa venne calcolata in base alle resistenze al taglio misurate con prove rapide sui campioni indisturbati di terreno estratti con numerosi sondaggi. Venne valutata così una portata di 55 t per palo lungo 18 m. I pali erano costruiti col metodo SIMPLEX, ma con raddoppio degli ultimi 4 m di palo. Una tubazione Ø40 cm veniva quindi infissa (V. fig. 2) per tutta la lunghezza prevista, munita di puntazza: si riempiva il tubo di calcestruzzo plastico, si estraeva poi gradatamente la tubazione per 4 m lasciando che il calcestruzzo occupasse il posto nella tubazione, senza premerlo se non col peso del calcestruzzo soprastante. Estratta così la colonna della tubazione per 4 m la si riempiva di nuovo, si applicava la cuffia al tubo e si rinfiggeva il palo entro i 4 m di calcestruzzo fino alla quota raggiunta precedentemente. Si estraeva poi tutta la tubazione lasciando che il calcestruzzo andasse a riempire il foro, sempre senza batterlo.

Durante l'operazione si misurava il rifiuto alla fine della prima infissione ed alla fine della seconda infissione.

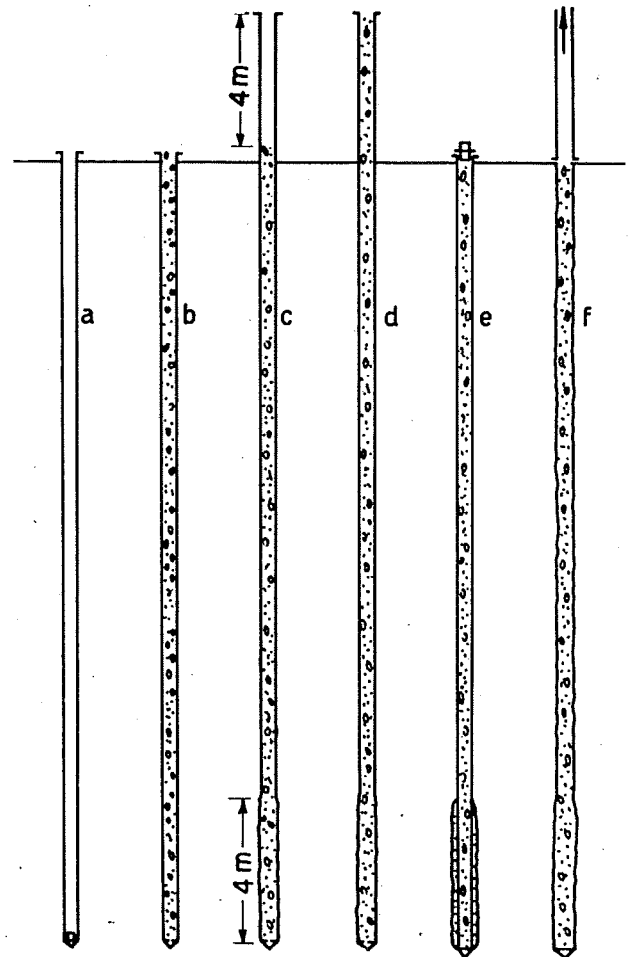


Fig. 2 - 2° Lavoro - Esecuzione di uno speciale palo SIMPLEX

- a) infissione della cassaforma
- b) riempimento della cassaforma
- c) parziale sollevamento della cassaforma
- d) nuovo riempimento della cassaforma
- e) infissione della cassaforma piena di calcestruzzo
- f) sollevamento della cassaforma.

La prima importante constatazione fu che il rifiuto alla fine della prima infissione (palo semplice) era minore che alla fine della seconda (palo raddoppiato nel tratto dei 4 m più bassi). Per questo ultimo con la formula di BRIX con sicurezza 8 si otteneva una portata utile di 17 t invece delle 55 previste. Ciononostante la palificata fu continuata col primitivo progetto della portata di 55 t e dopo 3 settimane venne provato il primo palo. Esso portò con notevole sicurezza il carico di 100 t; le prove successive furono fatte con carichi maggiori: si arrivò alle 143 t senza mai raggiungere lo sfilamento e con cedimenti di pochi mm. (V. fig. 3).

Secondo le norme comunemente seguite in Italia con questi ultimi risultati il palo sarebbe stato idoneo, almeno per quanto riguarda la resistenza del terreno, ad un carico di 95 t.

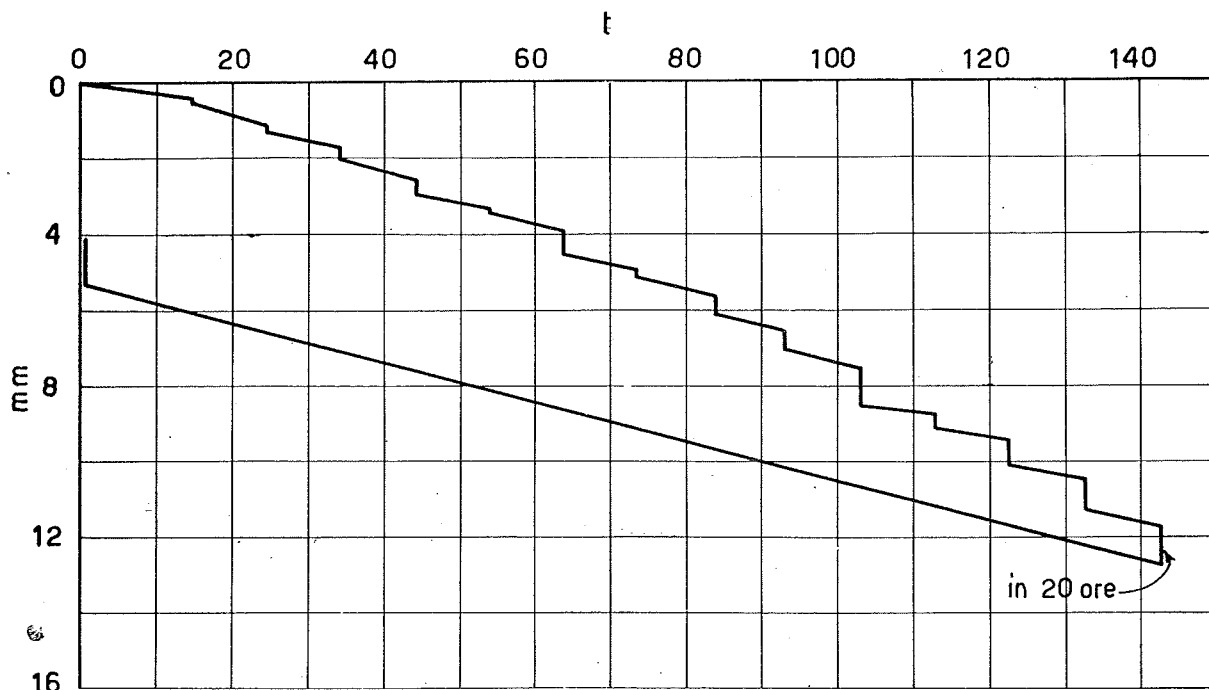


Fig. 3 - 2° Lavoro - Prova di carico dello speciale palo SIMPLEX L = 21 m; cassaforma Ø 40 cm; e = 35 mm; Q (peso maglio) = 3,3 t; q (peso tubo + cuffia) = 5,1 t; H = 1 m.

Si può quindi ritenere che la portata effettiva del palo 3 settimane dopo la sua esecuzione è superiore a quella calcolata in base alla resistenza al taglio del terreno indisturbato.

Furono eseguiti anche taluni pali dello stesso tipo senza il raddoppio dei 4 m più profondi: la portata di rottura è stata di 34 t per un palo e di 83 t per un altro palo. Il diametro del tubo impiegato per l'esecuzione di questi pali è sempre stato di 40 cm; il rifiuto per il primo palo (34 t) è stato di 19 mm, per il secondo (83 t) di 37 mm.

3° lavoro.

Questo lavoro è per diversi aspetti analogo al primo poiché si tratta sempre di palificate per un pontile, che entrava nel mare 2,6 Km. Le pile erano qui costituite di 12 pali ciascuna, con interasse di 10 m. Le pile dovevano qui portare oltre le tubazioni di olio combustibile anche i canali dell'acqua di raffreddamento della centrale termica. I pali erano di calcestruzzo armato centrifugato Ø75 cm ed erano chiusi in punta.

In questo caso il calcolo di progetto della portata dei pali in terreno limoso-argilloso è stato eseguito come per il 2° lavoro in base alle resistenze al taglio misurate con prove rapide di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati estratti con sondaggi preventivi.

Furono eseguite anche prove penetrometriche, ma soprattutto allo scopo di rendersi conto di eventuali variazioni di consistenza del terreno tra sondaggio e sondaggio.

Le lunghezze di infissione dei pali previste dal cal-

colo andavano da 12 a 22 m: le maggiori erano per i più lontani.

Il primo controllo della portata veniva eseguito durante l'infissione applicando la formula dinamica

$$P = Q^2 H / (Q + q) e$$

detta dell'«urto anelastico», con sicurezza 7.

Da questo risultava necessario raggiungere per un carico di 65 t un rifiuto di 4 mm per colpo dato che si impiegava una massa Q di 6,75 t con la volata di 0,8 m su un palo di peso medio q = 12,5 t. I pali venivano quindi infissi fino a raggiungere tale rifiuto.

Nel primo tratto di pontile la lunghezza media dei pali corrispondeva bene alle lunghezze calcolate staticamente, ma si avevano differenze sensibili in più ed in meno che arrivavano fino a 4 ÷ 5 m su 12 m di lunghezza media. Questo portava inconvenienti gravi per la necessità di dover tagliare i pali quando risultavano troppo lunghi e di prolungarli con giunti costosi e di grave disturbo quando risultavano troppo corti.

Le differenze nelle lunghezze necessarie a raggiungere il rifiuto di 4 mm furono attribuite a lenti di materiale particolarmente molle. Non si sono fatte però indagini apposite non avendo più in cantiere attrezzature adatte allo scopo. Si ebbe però occasione di notare che se i pali fermati alla quota di progetto con un rifiuto sfavorevole erano ribattuti dopo alcune ore, prima di aggiungere il prolungamento, davano un rifiuto molto più favorevole e qualche volta addirittura sufficiente, cioè inferiore ai 4 mm. In questo caso il palo non veniva più prolungato.

Si decise allora di eseguire prove di carico sopra

quei pali che alla fine della infissione erano risultati insufficienti, e si constatò che la portata era sempre sufficiente. Le prove di carico erano eseguite dopo 10 giorni circa dalla esecuzione del palo e con criteri analoghi a quelli del New York Code per quanto riguarda gli assestamenti richiesti durante ciascun incremento di carico. Si ebbero così pali che all'atto dell'infissione avevano dato rifiuto da 100 a 150 mm, dopo qualche giorno davano rifiuti inferiori ai 4 mm, e sottoposti a regolari prove di carico portavano regolarmente un carico uguale a 1,5 volte il carico di lavoro con cedimenti massimi di pochi millimetri.

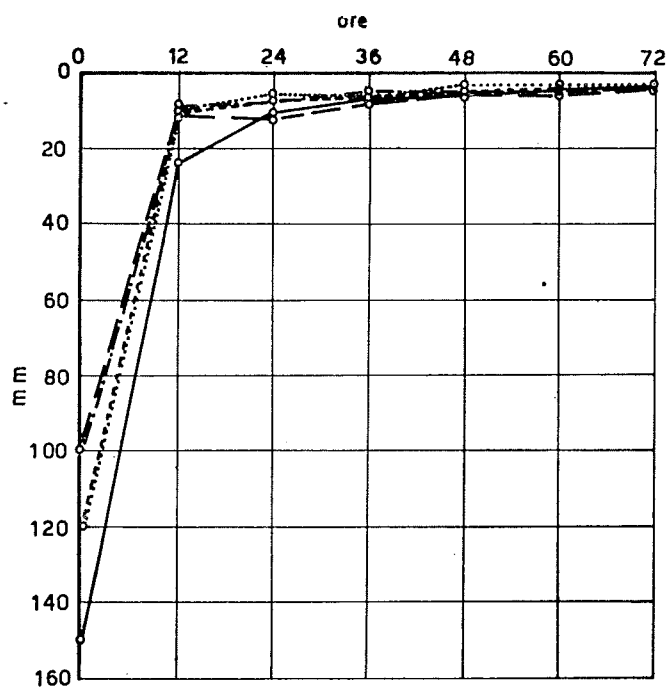


Fig. 4 - 3° Lavoro - Rifiuto a diverse distanze di tempo dalla infissione di un palo \varnothing 75 cm infisso 12 m in terreno limoso argilloso con intercalate lenti sabbiose. $Q = 6,75$ t; $q = 12,5$ t; $H = 8$ m.

Si intensificarono allora i controlli intanto che il pontile proseguiva verso la zona meno resistente, e visto che i risultati erano sempre buoni, si decise di limitare la lunghezza di infissione a 12 m anche dove il calcolo statico ne richiedeva di più. I rifiuti, controllati quando occorreva dopo qualche giorno, erano sempre accettabili (V. fig. 4). Sottoposti a prove di carico quelli che avevano dato i peggiori rifiuti iniziali essi hanno sempre portato bene e con cedimenti accettabili (V. fig. 5). Il lavoro è ormai praticamente finito con la parte dove il terreno era peggiore tutta di pali di 12 m.

Anche in questo caso, quindi, la resistenza incontrata durante le prove di carico è superiore a quella calcolata in base alla resistenza al taglio misurata sul terreno indisturbato. Il rifiuto, invece, purchè misurato dopo qualche giorno dalla infissione, va abbastanza d'accordo con la reale portata.

Da quanto sopra esposto risultano evidenti le seguenti conclusioni.

Il calcolo della portata dei pali infissi impiegando le formule statiche assumendo come resistenza al taglio quella misurata sul terreno indisturbato, per i terreni limosi argillosi plastici dei lavori illustrati ha rappresentato un metodo di calcolo utile ma prudentiale, perchè le prove di carico eseguite successivamente hanno indicato portate superiori. Tale aumento di resistenza si è manifestato con prove di carico eseguite dopo 10 giorni (3° caso), dopo 3 settimane (2° caso).

Il calcolo della portata in base al valore del rifiuto misurato alla fine dell'infissione del palo si è rivelato non attendibile; infatti nei casi illustrati la portata così calcolata è risultata molto inferiore al reale. Il rifiuto misurato in tempi successivi ha invece indicato in modo molto evidente l'aumentare della resistenza col passare del tempo e le prove di carico eseguite nel 3° caso dopo 10 giorni non hanno mai smentito quelle calcolate con formule dinamiche

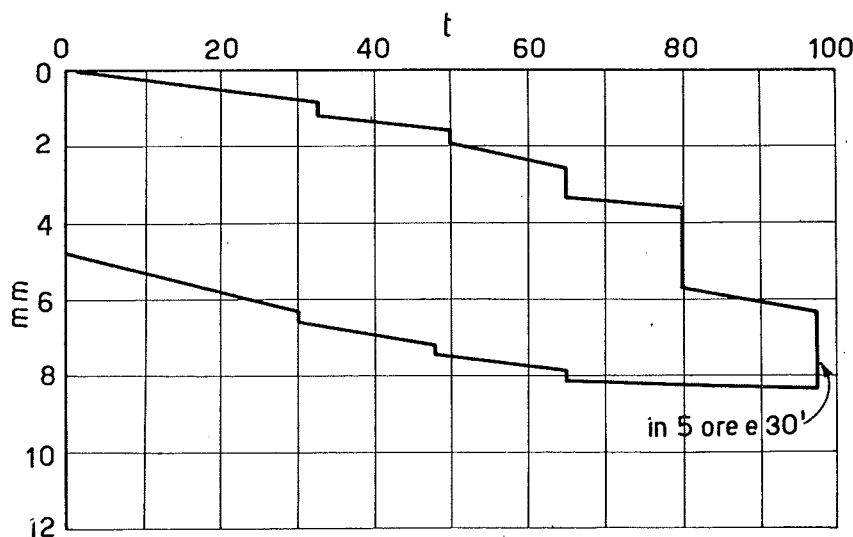


Fig. 5 - 3° Lavoro - Prova di carico di un palo $L = 12$ m; rifiuto alla fine dell'infissione = 100 m.

in base ai rifiuti misurati dopo 72 ore e con le normali sicurezze.

Pertanto ritengo di poter affermare che il calcolo della portata dei pali in questi terreni in base al rifiuto è troppo prudentiale se il rifiuto si misura alla fine della infissione, mentre sembra sufficientemente indicativo quando il rifiuto viene misurato dopo diverso tempo.

La misura del tempo necessario per ottenere dalle prove eseguite in cantiere una portata vicino a quella definitiva sembra logico che dipenda dalle particolari condizioni del caso in esame, come la permeabilità del terreno, il diametro del palo ed altre ancora.

Uno studio recente sulla causa di questa così forte variazione di portata del palo nei primi tempi dopo l'infissione è stato pubblicato da SODERBERG (*Géotechnique* 1962 pag. 267) in base alla teoria del consolidamento di TERZAGHI.

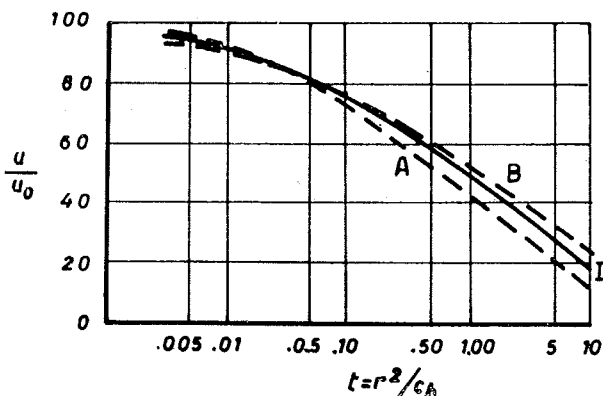


Fig. 6 - Da Lars O. Soderberg - Consolidamento nel tempo intorno ad un palo singolo.

Egli considera la situazione del terreno intorno al palo, messo sotto forte pressione dalla infissione, l'aumento della pressione neutra che ne consegue e la sua dissipazione nel tempo. Ricava così il diagramma di fig. 6 dal quale risulta che il 50% del consolidamento quando il palo è isolato si ha per un tempo $t = r^2/c_h$ essendo r il raggio del palo, c_h il coefficiente di consolidamento per drenaggio orizzontale. La formula vale per pali singoli e si riferisce al solo fusto del palo: il terreno intorno alla punta però dovrebbe consolidarsi più rapidamente perchè il consolidamento invece che radiale è semistellare.

I tempi corrispondenti ad un consolidamento maggiore dell'80% non si possono esprimere con formule attendibili, secondo l'autore; ma raddoppiando l'incremento di portata valutata col rifiuto da $t = 0$ a $t = r^2/c_h$ si potrebbe ugualmente ricavare la portata definitiva. Purtroppo c_h è molto difficilmente calcolabile (TERZAGHI e PECK - *Soil Mechanics in Engineering Practice*); ed ancora il calcolo di SODERBERG, abbiamo visto, vale solo per pali isolati, caso rarissimo nelle fondazioni.

La valutazione si potrà invece fare con la misura del rifiuto su alcuni pali, ripetuta a 4-8-16-26-48 h ecc. fino ad avere ben letto su un diagramma (e, t) un valore praticamente definitivo del rifiuto.

Pertanto, dovendosi eseguire una palificata con pali infissi o eseguiti entro cassaforma infissa, converrà eseguirne il progetto in base alla resistenza al taglio misurata in sito su campioni indisturbati, in laboratorio. Il sondaggio che così si deve fare non sarà utile solamente per il calcolo della portata dei pali, ma anche per valutare, spingendo il sondaggio a profondità adeguata, l'assestamento che subirà la costruzione che appoggerà sui pali.

Il calcolo della portata eseguito in questo modo con formule statiche rappresenta un calcolo prudentiale, non sappiamo di quanto poichè l'aumento di portata che avranno questi pali col passare del tempo dipenderà dal diametro del palo, dal numero dei pali in gruppo, dalla permeabilità del terreno, ecc. secondo relazioni non ancora ben note.

Il controllo sulla portata e il progetto definitivo della lunghezza dovrà essere eseguito in seguito all'infissione dei primi pali. Con i pali infissi non è necessario aspettare la prova di carico per avere una prima indicazione, più vicina al vero. Le formule dinamiche basate sul rifiuto all'infissione possono dare delle buone indicazioni purchè il rifiuto non sia misurato solamente all'atto dell'infissione, ma, almeno per i primi pali di prova (che dovranno essere fatti uno per ogni tipo di terreno), anche dopo 6-12-24-48-72 h, ecc. Le portate così ottenute messe in diagramma ci danno col loro andamento una indicazione sufficiente sull'ordine di grandezza della portata definitiva del palo infisso. Spesso non sarà necessario nemmeno arrivare a conoscere la portata massima che può sopportare il terreno poichè, soprattutto per pali di calcestruzzo, si potrà arrivare prima al massimo carico sopportabile dal calcestruzzo.

In questo caso, se l'importanza del lavoro lo consente, si potranno completare le indagini ripetendo le stesse operazioni su un palo più corto. In caso contrario si adotterà, per il palo della lunghezza prima stabilita, la massima portata ammissibile per il suo calcestruzzo.

DESIGN AND LOADING TESTS OF SOME PILE GROUPS IN SILTY CLAYEY SOILS

Summary: Driven piles and piles cast in place in driven casings are mostly designed on the basis of the penetration after last blow met in driving them. In the estimate stage we can design them on the basis of the soil resistance measured with tests-in-situ or on samples extracted with drillings.

The control of the actual bearing capacity can be made only with loading tests.

The author reports the results obtained in several works on silty-clayey soils: the bearing capacity calculated on the basis of the resistance of the soil has been more in keeping with the reality than the bearing capacity estimated on the penetration after last blow during driving. The latter method sometimes has given values much inferior to the actual ones: a better result was obtained by also measuring the penetration after last blow, sometime after the driving.

The author has deduced that — in order to avoid waste of money which might be considerable — it is advisable first to estimate the bearing capacity with static formulae and then verify not only with a few loading tests, but also with dynamic formulae sometime after the driving. This delay must be established experimentally — and not by calculation

which may involve uncertainties — on the basis of the soil conditions and the possibility of work.

The phenomena described are eventually interpreted by the consolidation theory.

PROJET ET ESSAIS DE CHARGEMENT DE GROUPS DE PIEUX BATTUS DANS DES SOLS LIMONEUX-ARGIL- LEUX

Sommaire: Les pieux battus ou moulés dans un tube battu dans le sol sont presque toujours projetés suivant les données de pénétration à la fin du battage. Pendant l'étude du projet on peut calculer la force portante par la résistance du sol mesurée avec des essais en place ou en laboratoire.

La force portante réelle peut être connue seulement avec des essais de chargement.

L'Auteur réfère les résultats obtenus dans quelques travaux avec des sols silteux-argilleux. La force portante calculée de la résistance du sol a été presque toujours plus près de la force réelle que celle estimée avec la pénétration durant le battage. Cette dernière méthode a donné des valeurs de force portante très inférieures aux valeurs réelles. On a obtenu des résultats meilleurs en mesurant la pénétration quelques temps après le battage.

L'Auteur a déduit que l'on peut éviter de considérables gaspillages d'argent en calculant la force portante avec les formules statiques et après en la vérifiant non seulement avec quelques essais de chargement, mais aussi, pour les pieux battus, avec les formules dynamiques suivant les données de pénétration obtenus quelque temps après le battage. Dans ce cas le temps qu'on doit attendre peut être établi expérimentalement mieux qu'avec des calculs théoriques, parce que ceux-ci présentent plusieurs incertitudes.

Le phénomènes décrits sont à la fin interprétés avec le théorie de la consolidation.