

**Prove di carico su piastra elicoidale in argille consistenti.**

KAY J. N., AVALLE D. L. (1982) - *Application of screw-plate to stiff clays*. Proc. ASCE, v. 108, n. GT1, pp. 145-154.

KAY J. N., PARRY H. G. (1982) - *Screw plate tests in a stiff clay*. Ground Engineering, v. 15, n. 6, pp. 22-30.

Gli Autori riferiscono sui risultati ottenuti con un ciclo di prove di carico su « piastra elicoidale » per la misura delle proprietà geotecniche di argille consistenti. Le prove sono state eseguite con tecnica sperimentale molto simile nel corso di due campagne di indagini sviluppate, rispettivamente, in Australia nella città di Adelaide, per la costruzione di una linea di metropolitana, ed in Inghilterra, in una località a due miglia ad Ovest di Cambridge, nell'ambito di una ricerca sul comportamento di pali di fondazione.

Trattandosi di una prova introdotta solo recentemente, soprattutto nello studio in sito delle argille consistenti o dure, si ritiene interessante segnalare all'attenzione dei lettori della Rivista i due articoli, sia per le notizie che recano sulle modifiche apportate all'apparecchiatura ed alla tecnica sperimentale, sia per il confronto, abbastanza accurato nel secondo articolo, con i risultati di indagini convenzionali come le prove di compressione triassiale ed edometrica in laboratorio, la prova pressiometrica e quella penetrometrica in sito.

Si descrivono brevemente la prova, le apparecchiature, le grandezze fisiche oggetto di misura e la relativa interpretazione a fini geotecnici.

La prova viene eseguita su di una « piastra » avente forma diversa dal ben noto disco di acciaio: essa è costituita, infatti, da un'elicoide ad una sola spira, che si avvolge su di un'asta metallica che nella parte inferiore è sagomata a punta; all'estremo superiore è predisposto il collegamento con le aste di applicazione del carico e la misura dei cedimenti.

La denominazione di « piastra », in accordo con la terminologia estera (screw plate, plaque hélicoïdale), per l'attrezzo in esame è, pertanto, alquanto impropria, anche se efficace ai fini dell'esposizione che segue.

La piastra elicoidale per effetto della sua forma può essere « avvitata » con relativa facilità in alcuni tipi di terreno (sabbie, argille molli) sino alla profondità richiesta per la prova. Il terreno non viene asportato.

Un primo modello di piastra, avente diametro variabile da 160 mm a 300 mm, è stato messo a punto ed impiegato in Norvegia sin dal 1965 [JANBU, SENNESSET, 1973], e successivamente in Svezia [SCHWAB, BROMS, 1980], e in Canada [SELVADURAI, BAUER, NICHOLAS, 1980], per lo studio geotecnico in sito di terreni costituiti, come già scritto, da limi e argille molli o da sabbie più o meno addensate.

Nella descrizione riportata da Janbu e Senneset l'elicoide di diametro  $D = 16,0$  cm, superficie utile per il carico  $S = 200$  cm<sup>2</sup>, passo  $d = 4,5$  cm, è collegato al pistone di un martinetto idraulico, a sua volta fissato ad una colonna di aste coassiali; le aste interne recano il circuito idraulico per il comando del martinetto, le esterne servono per l'infissione della piastra e per il collegamento col sistema di contrasto. Durante la fase di infissione, le colonne sono saldamente bloccate fra loro; il momento necessario per l'« avvitamento » della piastra, può essere fornito da una normale attrezzatura per sondaggi meccanici, ovvero, quando le resistenze all'avanzamento sono modeste, addirittura a mano da una coppia di operatori. Raggiunta la profondità prefissata, si sblocca il pistone del martinetto e si carica la piastra misurandone i cedimenti; alla fine della prova, dopo aver bloccato nuovamente il pistone sulla colonna esterna, si riprende l'avanzamento.

In questo modo, procedendo dal p.c. fino alla massima profondità che interessa per il progetto allo studio, è possibile eseguire prove ad intervalli più o meno grandi: in pratica, una ogni metro oppure ogni 2 ÷ 3 metri, nel caso di depositi piuttosto omogenei.

In Norvegia con questo sistema è stata raggiunta la profondità di m. 30 dal p.c. in un terreno costituito da sabbia fina.

Eseguita l'ultima prova, con un violento strattone, l'operatore provoca lo sfilamento del perno di aggancio tra il pistone del martinetto e la piastra,

che è abbandonata nel terreno mentre le aste sono recuperate.

Per consentire l'avanzamento anche in presenza di argille consistenti o dure, nel qual caso l'avvitamento risulterebbe alquanto oneroso, recentemente [KAY, MITCHELL, 1980] sono state proposte alcune modifiche della prova riguardanti essenzialmente l'infissione della piastra, che avviene a partire dal fondo di un foro di sondaggio (1), e la riduzione a 60 ÷ 100 mm del diametro dell'elicoide, il cui bordo inferiore, inoltre, è sagomato a mò di scalpello per favorire l'avvitamento.

La lunghezza del tratto di infissione è di una volta e mezzo il diametro della piastra, che avanzando taglia l'argilla spingendola verso l'alto a formare come un tappo, la cui presenza è utile per evitare variazioni del contenuto naturale di acqua nel terreno adiacente.

Con tale tecnica si ha il vantaggio di contenere la variazione dello stato tensionale preesistente nel volume di terreno interessato dalla prova, rispetto a quanto si verifica con le più usuali prove di carico a fondo foro. Inoltre si può recuperare la piastra alla fine di ogni prova.

Nella fig. 1 è rappresentato lo schema di posizionamento della piastra elicoidale all'interno del foro di sondaggio, unitamente ai dispositivi di misura del carico e del cedimento.

Rispetto allo schema precedentemente descritto, il carico non è applicato direttamente sulla piastra ma sulla colonna di tubi cui essa è collegata; all'interno della colonna sono ubicate le aste per la misura dei cedimenti, costituite di una speciale lega al cobalto-nichel, con coefficiente di dilatazione termica piuttosto basso (0,0015 mm/m/C°), al fine di eliminare per quanto possibile, l'influenza delle escursioni termiche in superficie.

Con questa apparecchiatura si possono eseguire nei terreni argillosi sia prove di carico rapide, ovvero in condizioni non drenate, che prove lente, ovvero, come si suol dire, drenate.

Nel programma sperimentale illustrato da Kay e Parry quelle del primo tipo

(1) Kay e Avalle propongono la denominazione: DOWN HOLE PLATE LOAD TEST, ovvero DHPLT.

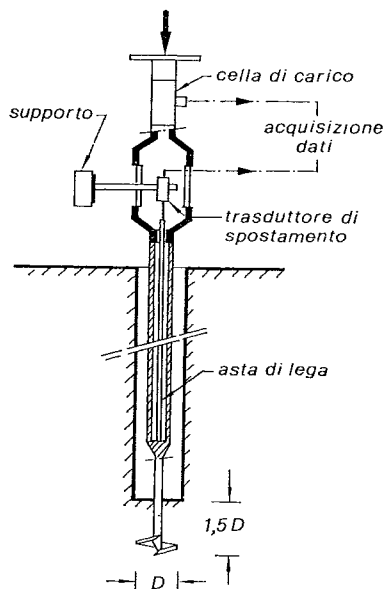


Fig. 1. - Schema della prova di carico su piastra elicoidale.

sono state eseguite mantenendo costante la velocità di deformazione del complesso piastra-terreno ( $v = \frac{dw}{dt} = 0,3$

mm/min) e misurando di volta in volta il cedimento ( $w$ ) ed il corrispondente carico (ovvero lo sforzo  $\sigma$ ) agente sulla piastra, fino ad un cedimento massimo di 3,0 mm; un tipico diagramma sforzi-cedimenti, che comprende un ciclo di scarico e ricarico, è riportato nella fig. 2.

I risultati sperimentali possono essere interpretati facilmente e forniscono la resistenza a taglio non drenata  $c_u$  e il modulo elastico non drenato  $E_u$ .

Il calcolo della coesione non drenata si esegue dalla ben nota espressione

del carico limite di una fondazione circolare profonda:

$$c_u = \frac{q_u - \sigma_{vo}}{9} \quad (1)$$

dove  $q_u$  è il carico limite,  $\sigma_{vo}$  la pressione totale verticale preesistente alla profondità della prova.

Il carico limite,  $q_u$ , a sua volta può valutarsi interpolando il diagramma sperimentale sforzi ( $\sigma$ ) - cedimenti ( $w$ ) (fig. 2) per mezzo di una curva esponenziale, passante per i punti aventi cedimento pari a  $\frac{1,5}{100} D$  e  $\frac{2,0}{100} D$  ( $D = 100$  mm è il diametro della piastra) di equazione:

$$\sigma = q_u - a e^{-w}$$

Per il calcolo del modulo elastico non drenato,  $E_u$ , gli Autori fanno riferimento alla relazione:

$$E_u = \frac{\Delta\sigma \cdot D}{\Delta w} \cdot A \quad (3)$$

proposta da SELVADURAI e NICHOLAS [1979], in un articolo dedicato all'analisi teorica del comportamento di una piastra circolare immersa in un mezzo indefinito omogeneo isotropo linearmente elastico, sottoposta ad un carico uniforme assialsimmetrico. Il parametro  $A$ , che compare nella (3), dipende dal modulo di Poisson,  $\nu$ , del terreno; dal tipo di contatto all'interfaccia piastra-terreno che, secondo i casi, può essere schematizzato come perfettamente liscio, di totale adesione, o di tipo frizionale, secondo la legge di Coulomb; dalla deformabilità della piastra; dal grado di disturbo provocato dall'infissione della piastra e quindi dalle proprietà meccaniche del terreno contenuto nella colonna cilindrica sovrastante la piastra stessa. Selvadurai e Nicho-

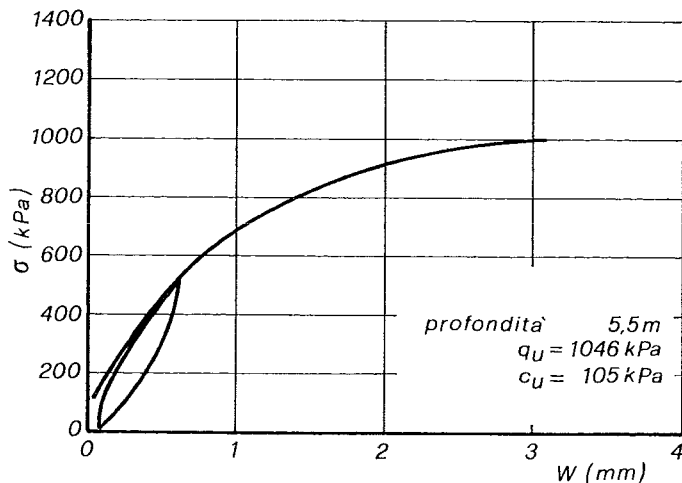


Fig. 2. - Tipico diagramma pressioni-cedimenti ricavato dalla prova di carico.

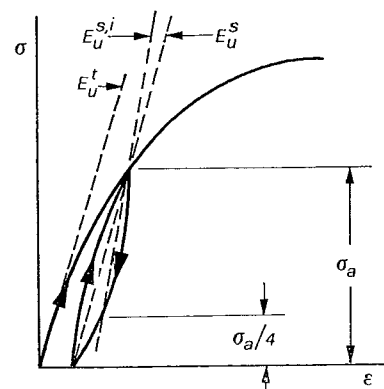


Fig. 3. - Definizione del modulo elastico non drenato [KAY, PARRY].

las forniscono le espressioni analitiche, o i valori numerici, del parametro  $A$  con riferimento a ben otto combinazioni del tipo di contatto e della deformabilità della piastra.

Tenuto conto che per piastra rigida e mezzo incomprimibile ( $\nu = 0,5$ ) indefinito, il valore teorico di  $A$  varia da 0,29, per completa adesione tra piastra e terreno, a 0,38 nel caso di contatto perfettamente liscio, Kay e Parry consigliano di far riferimento ad una condizione intermedia, assumendo  $A = 0,33$ . Si noti che nel caso delle convenzionali prove di carico a fondo foro, il parametro  $A$ , sempre con riferimento alla condizione non drenata, assume il valore 0,21 per piastra rigida e di 0,36 per piastra flessibile.

Le questioni più delicate, tuttavia, sono relative alla storia delle sollecitazioni e deformazioni subite dal terreno, alla valutazione dello stato tensionale effettivo iniziale ed al percorso delle sollecitazioni e delle deformazioni imposte durante la prova.

Tali fattori, come è noto, esercitano sui risultati una influenza marcata, di cui occorre tenere conto sia nella caratterizzazione geotecnica dei terreni, che nel confronto, che si volesse stabilire, tra le misure effettuate con prove di diverso tipo.

A tale proposito Kay e Parry considerano i valori del modulo  $E_u$  relativi, addirittura, a tre distinte condizioni di sollecitazioni, come mostrato in fig. 3: il modulo tangente iniziale  $E_u^{s,i}$ , il modulo secante  $E_u^s$ , relativo ad un ciclo completo di scarico e ricarico, il modulo « intermedio »,  $E_u^{s,i}$ , relativo ad una fase di scarico arrestata quando la tensione agente è pari ad una aliquota (0,25) della tensione massima raggiunta nella precedente fase di carico. In particolare nelle prove rapide eseguite dagli Autori, la piastra è stata caricata fino a quando la pressione media applicata risultava prossima alla metà del carico limite stimato, quindi essa è stata scaricata e poi ricaricata fino al raggiungimento del cedimento massimo di 3,0 mm.

Le prove di tipo lento o drenate sono a carico costante. Secondo la descrizione di Kay e Parry, il carico è mantenuto fino a quando, con riferimento ad un diagramma recante in ordinata il cedimento ( $w$ ) ed in ascissa la radice quadrata del tempo ( $\sqrt{t}$ ), l'incremento di  $w$  corrispondente all'aumento di una unità, dell'ascissa (per es. tra  $\sqrt{t} = 7$  e  $\sqrt{t} = 8$  e cioè tra il 49° e 64° minuto dall'inizio della prova) è minore o eguale ad un terzo del cedimento misurato tra  $\sqrt{t} = 2$  e  $\sqrt{t} = 3$ .

Da queste prove si possono ricavare il modulo elastico in termini di pressioni effettive  $E'$ , ed il coefficiente di consolidazione  $c_v$ , elaborando opportunamente i diagrammi cedimenti-tempo relativi a ciascun incremento del carico.

Di questo problema si occupano principalmente Kay e Avasle, i quali analizzano il processo di consolidazione che si desta nel terreno al di sotto della piastra in seguito all'applicazione del carico. Più precisamente, essi ritengono che la prova possa essere adeguatamente interpretata, ammettendo che nell'intorno della piastra si generi, per effetto del carico, un processo di consolidazione tridimensionale isotropica.

Lo schema ideale di riferimento è quello di un disco molto sottile, impermeabile, deformabile ed uniformemente caricato, inglobato in un mezzo poroso saturo indefinito.

Uno spostamento del disco induce, nel semispazio inferiore al piano su cui esso giace, incrementi di pressioni neutre, la cui distribuzione, a parte il segno, è del tutto identica a quella degli incrementi negativi indotti nel semispazio superiore. Data la simmetria del sistema, nei punti del piano del disco esterni alla superficie di carico le pressioni neutre non subiscono alcun incremento.

Per la simmetria di cui sopra, l'analisi della consolidazione nel mezzo indefinito, può essere ricondotta a quella relativa al semispazio sottoposto ad un carico distribuito su di un'area circolare del suo piano limite.

Di questo problema DAVIS e POULOS [1972] hanno fornito alcune soluzioni in funzione delle condizioni di drenaggio sul piano limite e del valore del modulo di Poisson.

Gli Autori riconoscono che, in sito, alcuni fattori relativi alla tecnica sperimentale possono rendere il processo molto più rapido di quello dello schema ideale di riferimento, e che in ogni caso le proprietà del terreno non sono tali da assicurare condizioni di isotropia. Ritengono tuttavia, che i punti sperimentali del diagramma  $w, \sqrt{t}$  relativo alla prova di carico, possono essere più correttamente interpolati con la curva del grado di consolidazione ( $U_v$ ) in funzione della radice del fattore tempo ( $\sqrt{T}$ ), fornita da DAVIS e POULOS [1972] per un caso simile a quello in esame (fig. 4), che non con la ben nota

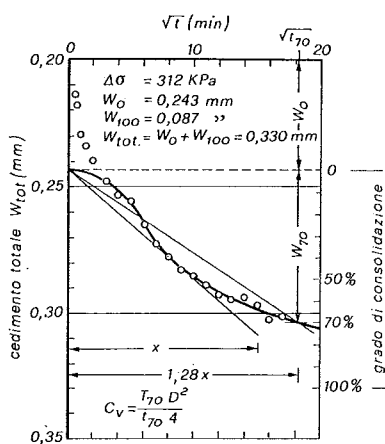


Fig. 4. - Elaborazione dei risultati della prova di carico drenata [KAY, AVALLE].

costruzione di TAYLOR [1948], relativa al caso della consolidazione monodimensionale.

A riprova di ciò essi osservano che in numerose curve  $w, \sqrt{t}$  rilevate durante le prove di carico sulla piastra elicoidale, è possibile notare una inversione della curvatura che non compare nei corrispondenti diagrammi, rilevati nelle usuali prove edometriche o determinati con l'analisi teorica di fenomeni di consolidazione monodimensionale.

Nella fig. 4, è riportata, come esempio, la costruzione grafica per calcolare, a partire dai punti sperimentali rilevati in sito, il cedimento istantaneo  $w_0$ , quello finale di consolidazione  $w_{100}$  e il coef-

ficiente di consolidazione  $c_v$  relativi ad un incremento  $\Delta\sigma$  della pressione verticale agente sulla piastra. I due valori,  $w_0$  e  $w_{100}$ , sono impiegati per il calcolo, rispettivamente di  $E_u$  e  $E'$  a mezzo di relazioni simili alla (3). Per la condizione drenata il valore del coefficiente  $A$  che compare nella (3) è assunto pari a 0,42.

Passando a considerare i risultati dei due cicli di esperienze si può rilevare quanto segue. Kay e Parry si avvalgono di un programma di indagini piuttosto vasto e comprendente sondaggi con prelievo di campioni indisturbati, prove pressiometriche, piezometri e, naturalmente, prove di carico sulla piastra elicoidale sia di tipo rapido che lento.

Il terreno è costituito di argilla grigia molto consistente fratturata, inglobante a volte lenti di argilla marrone e ghiaia; l'argilla ha limite di liquidità variabile tra 0,7 e 0,8, limite di plasticità tra 0,25 e 0,35 e contenuto naturale d'acqua di poco superiore a 0,30, praticamente costante con la profondità.

L'indice di liquidità risulta piuttosto basso:  $0 \div 0,10$  (si tratta quindi di una « stiff clay »); la percentuale in peso della frazione argillosa ( $d < 0,002$  mm) è di  $50 \div 60\%$ ; l'attività è compresa tra 0,7 e 1,0.

Nella fig. 5 sono diagrammati i valori della coesione non drenata  $c_u$ , misurati con la prova di carico sulla piastra elicoidale unitamente ai corrispondenti valori determinati con prove di compressione e di estensione triassiale (fig. 5a), pressiometriche e penetrometriche (fig. 5b).

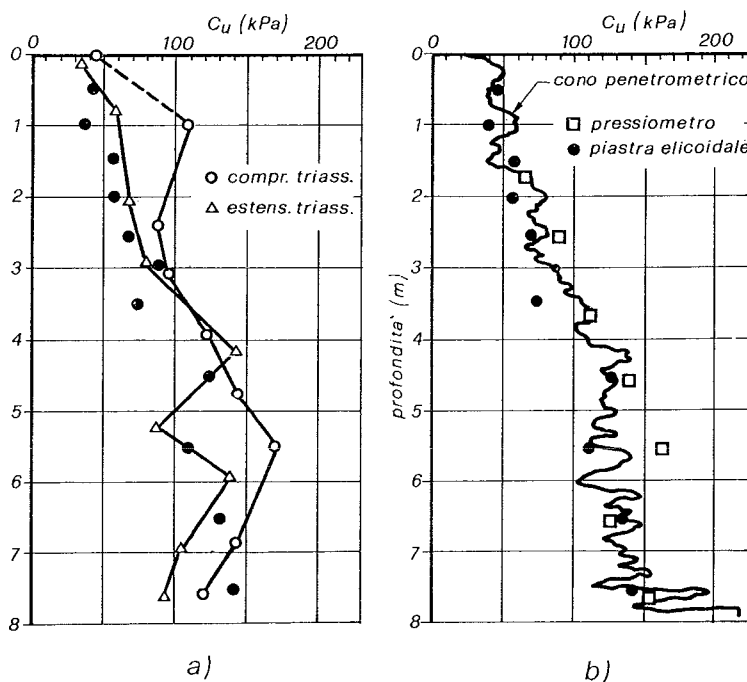


Fig. 5. - Coesione non drenata,  $c_u$  [KAY, PARRY]: a) piastra elicoidale - prove triassiali; b) piastra elicoidale - prove penetrometriche e pressiometriche.

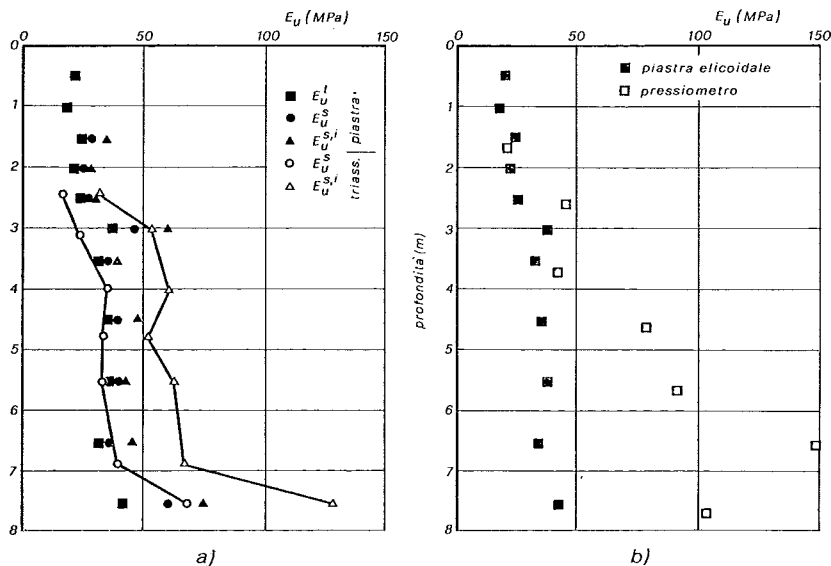


Fig. 6. - Modulo elastico non drenato,  $E_u$  [KAY, PARRY]: a) piastra elicoidale - prove triassiali; b) piastra elicoidale - prove pressiometriche.

A partire dalla profondità di m 3,50 dal p.c. i valori relativi alla piastra sono intermedi tra quelli ottenuti con le prove di laboratorio (fig. 5a).

Il motivo, secondo gli Autori, potrebbe essere ricercato nel fatto che nella fase di rottura, il terreno al di sotto della piastra, come nel caso di una fondazione, si trova in alcune zone prossimo allo stato limite attivo, in altre allo stato limite passivo; queste due condizioni corrispondono alle modalità di rottura imposte rispettivamente, con la prova di compressione e con quella di estensione nell'apparecchio triassiale.

Il confronto con la prova pressiometrica mostra che la prova di carico con la piastra elicoidale fornisce valori di  $c_u$  inferiori mediamente del 20%, quantunque l'andamento generale delle misure relative alle due prove sia molto simile; ottimo, invece, l'accordo con i risultati della prova penetrometrica (fig. 5b), per la quale la  $c_u$  si calcola con la relazione:

$$r_p = M c_u + \sigma_{vo} \quad (4)$$

ove  $r_p$  è la resistenza alla punta, M un fattore di conversione posto pari a 20 (così come suggerito dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche eseguite sulle argille consistenti del fondo del Mare del Nord per le quali è stato assunto  $M = 15 \div 20$ ).

I valori del modulo elastico non drenato  $E_u$ , definiti come in fig. 3, sono posti a confronto con i corrispondenti valori misurati con le prove triassiali (fig. 6a) e pressiometriche (fig. 6b).

Mentre l'accordo fra i dati illustrati in fig. 6a può ritenersi senz'altro soddisfacente, è evidente, dal diagramma di fig. 6b, che i valori del modulo iniziale  $E_u$  misurati con la piastra elicoidale

sono sensibilmente più bassi di quelli relativi al pressimetro; lo scarto aumenta, in genere, con la profondità dal p.c.. Anche in questo caso la discordanza dei valori misurati deve essere ricercata, secondo gli Autori, nel percorso di sollecitazione imposto dalle modalità esecutive delle prove: la prova pressiometrica implica, infatti, un parziale ciclo di scarico e ricarico del terreno. Inoltre, trattandosi di una argilla sovraconsolidata è da attendersi che la sua deformabilità in direzione orizzontale, misurata dal pressimetro, risulti minore di quella in direzione verticale.

Analogamente a quanto fin qui illustrato per le indagini eseguite in Inghilterra, anche per l'argilla del sottosuolo della città di Adelaide, Kay e Avasse stabiliscono confronti fra i valori di  $c_u$  e  $E_u$  misurati con la piastra elicoidale e col pressimetro.

Circa la resistenza a taglio non drenata (fig. 7) si può rilevare che, quantunque le due prove indichino l'aumento di  $c_u$  con la profondità, i valori relativi al pressimetro sono sensibilmente più elevati.

Il motivo del disaccordo, per questi due Autori, risiede nel fatto che col pressimetro si misura un valore della resistenza prossimo a quello di picco, mentre con la piastra è mobilitato un valore intermedio tra quello di picco e il residuo.

Le misure del modulo elastico  $E_u$  effettuate con la piastra elicoidale sono soltanto due, in quanto i dati rilevati con le diverse prove sono risultati poco attendibili a causa delle forti escursioni termiche. I due valori si accordano molto bene con quelli ottenuti col pressimetro (fig. 8).

Per quanto concerne le prove drenate, Kay e Parry hanno calcolato i valori del modulo elastico  $E'$  indicati in fig. 9a,

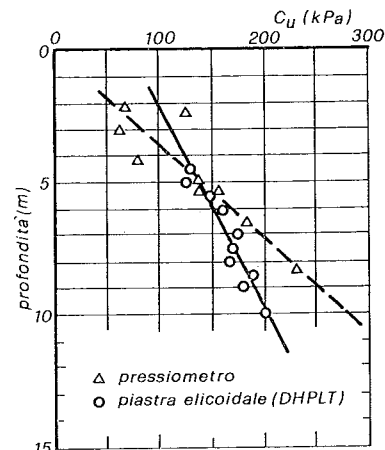


Fig. 7. - Coesione non drenata,  $c_u$  [KAY, AVALLE].

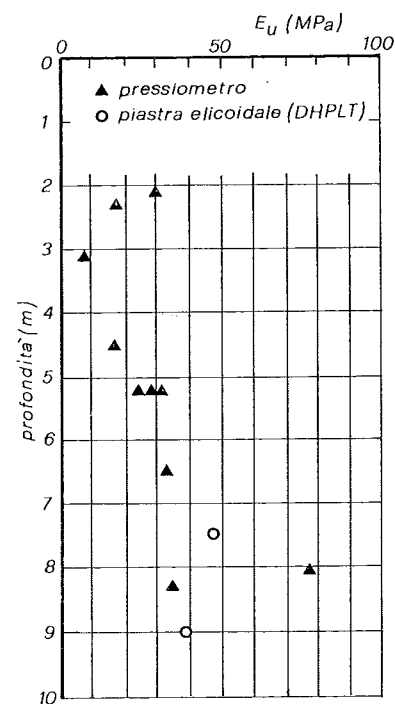


Fig. 8. - Modulo elastico non drenato,  $E_u$  [KAY, AVALLE].

unitamente a quelli derivati sulla base del modulo edometrico, ammettendo che lo scheletro solido del terreno sia dotato di elasticità lineare. In questo caso, infatti, sussiste la relazione:

$$E_{ed} = \frac{E' (1 - \nu)}{(1 + \nu) (1 - 2\nu)}$$

ovvero, avendo posto  $\nu = 0,2$ :

$$E' = 0,9 E_{ed}$$

Resta, infine, da illustrare la fig. 9b nella quale sono riportati i valori del coefficiente di consolidazione  $c$ , ricavati sulla base dei diagrammi  $w, \sqrt{t}$  della prova di carico e quelli calcolati,

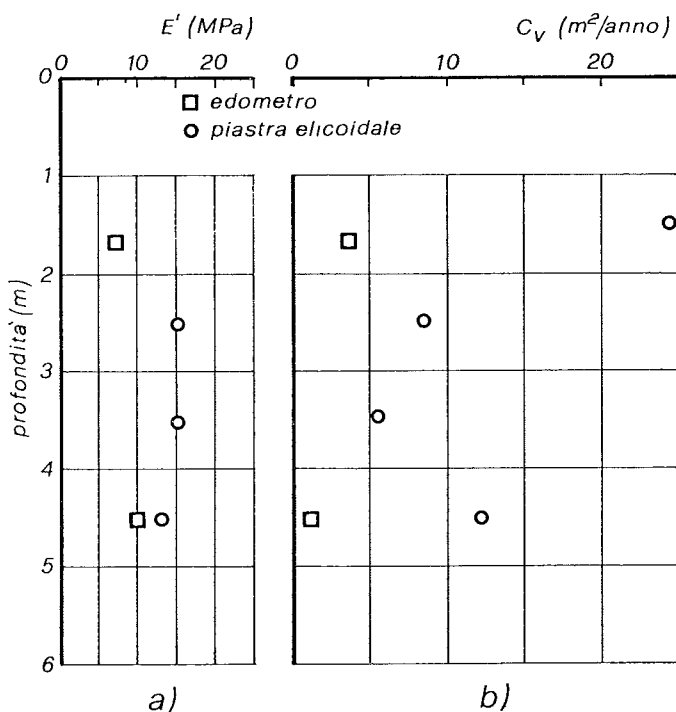


Fig. 9. - a) Modulo elastico drenato,  $E'$  [KAY, PARRY]; b) Coefficiente di consolidazione,  $c_v$  [KAY, PARRY].

nella maniera usuale, con riferimento alle prove di consolidazione edometrica in laboratorio.

Si può osservare che i valori delle determinazioni in sito sono sensibilmente più elevati di quelli delle misure in laboratorio, come usuale in tali tipi di confronto.

In conclusione, dalla lettura dei due articoli può ricavarsi che l'esperienza disponibile è ormai sufficiente per incentivare l'impiego della prova nelle ap-

plicazioni tecniche, tenuto conto che i risultati forniti sono congruenti ed in sostanziale accordo con quelli della prova pressiometrica e della prova penetrometrica. Inoltre essa presenta alcuni vantaggi: determina sul terreno condizioni di sollecitazione simili a quelle che si verificano per le usuali strutture di fondazione; provoca un'azione di disturbo piuttosto contenuta; è di facile esecuzione; ed infine, richiede poco tempo.

Tuttavia alcune questioni si impongono ancora all'attenzione dei ricercatori: occorre, infatti, approfondire l'analisi sull'influenza che i singoli fattori della tecnica sperimentale esercitano sui risultati delle misure e, soprattutto, sui modelli analitici cui far riferimento per l'interpretazione delle misure stesse.

(Camillo Airò Farulla)

#### BIBLIOGRAFIA

- DAVIS H. N., POULOS H. G. (1972) - *Rate of settlement under two-and three-dimensional conditions*. Geotechnique vol. 22, n. 1, pp. 95-114.
- JANBU N., SENNESET K. (1973) - *Field compressometer-principles and applications*. Proc. 8th ICSMFE, Mosca, vol. 1, pp. 191-198.
- KAY J. N., MITCHELL P. W. (1980) - *A down hole plate load test for in-situ properties of stiff clays*. Proc. 3rd A. NZ. Conf on Geomechanics, Wellington, vol. 1, part. 1, pp. 255-259.
- SCHWAB E. F., BROMS B. B. (1977) - *Pressure-settlement-time relationship by screw plate tests in-situ*. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 1, pp. 281-288.
- SELVADURAI A. P. S., NICHOLAS T. J. (1979) - *A theoretical assessment of the screw plate test*. Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, vol. 3, pp. 1245-1252.
- SELVADURAI A. P. S., BAUER G. E., NICHOLAS T. J. (1980) - *Screw plate testing of a soft clay*. Canadian Geot. Jour., vol. 17, n. 4, pp. 465-472.
- TAYLOR D. W. (1948) - *Fundamentals of soil mechanics*. J. Wiley and Sons, New York.