

# Contributo alla determinazione sperimentale della pressione del terreno in condizioni di deformazione trasversale nulla

G. CALABRESI \*

SOMMARIO: Si fa riferimento ad una apparecchiatura per la misura in laboratorio del coefficiente di pressione del terreno a riposo  $k_0$ . L'elemento fondamentale è costituito da una cella triassiale del tipo della cella olandese.

Sono descritti gli accorgimenti usati per evitare gli inconvenienti registrati in apparecchiature analoghe, realizzate in precedenza.

È stata finora eseguita una serie di prove su un limo argilloso saturo normalmente consolidato e i risultati ottenuti sono in accordo con la relazione empirica  $K_0 = 0,95 - \text{sen } \varphi'$ .

Entro una massa di terreno naturale delimitata superiormente da una superficie orizzontale di estensione sufficientemente grande rispetto alla profondità che si considera, in assenza di sollecitazioni esterne e posto che la superficie piezometrica sia anch'essa orizzontale, le deformazioni che hanno luogo per il procedere della consolidazione o per il deposito o l'asportazione di altri strati di terreno o per variazioni di quota della superficie piezometrica, sono, per evidenti ragioni di simmetria, soltanto verticali, e le pressioni verticale e orizzontale sono tensioni principali. Di queste è nota a priori solo quella verticale, pari al peso del materiale sovrastante.

Il valore delle tensioni orizzontali, fra loro uguali, è detto generalmente « pressione del terreno a riposo » e dipende fondamentalmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dalla storia delle sollecitazioni da questo subite. In linea di principio esso può essere maggiore, uguale o minore della pressione verticale, entro i limiti posti dalle condizioni di scorrimento del materiale.

Si definisce « coefficiente di pressione a riposo » il rapporto, indicato comunemente con  $k_0$ , fra le tensioni principali efficaci orizzontale e verticale, corrispondenti alle condizioni di assenza di deformazioni orizzontali [BISHOP, 1958]:

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad \text{per } \varepsilon_h = 0$$

In un terreno ideale, il cui scheletro solido abbia un comportamento perfettamente elastico re-

lativamente alle tensioni efficaci applicate, si ha  $k_0 = \mu / (1 - \mu)$ , dove  $\mu$  è il coefficiente di Poisson dello scheletro solido.

Da ciò discende che, se le caratteristiche di resistenza possono essere espresse dalle relazioni  $c' = 0$ ,  $\varphi' \neq 0$  e se non sono mai intervenute nella storia del terreno deformazioni orizzontali, dovendo essere:

$$\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2} \leq \text{sen } \varphi'$$

si ha:

$$1 - 2\mu \leq \text{sen } \varphi'$$

e quindi:

$$\mu \geq \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{2}$$

Essendo la tensione orizzontale proporzionale a quella verticale, l'equilibrio è sempre assicurato, purché la condizione precedente sia verificata.

In un terreno che abbia subito deformazioni orizzontali o che presenti una coesione non nulla, le condizioni di scorrimento possono invece essere raggiunte per superamento dei valori massimi o minimi del rapporto  $\sigma_h/\sigma_v$  per riduzione o per aumento del carico verticale, rispettivamente, in dipendenza di asportazione o deposito di materiale.

Le considerazioni precedenti trovano talvolta applicazione in problemi inerenti rocce lapidee non fessurate.

Per quanto riguarda le terre, pur non essendo verificata la ipotesi del comportamento elastico si è constatato che il valore di  $k_0$ , precedentemente definito, per una ben determinata successione di

(\*) Dott. Ing. Giovanni CALABRESI, Assistente Ordinario di *Tecnica delle Costruzioni* nella Facoltà d'Ingegneria, Università di Roma.

sollecitazioni è una funzione delle caratteristiche di resistenza  $e$ , in particolare, per le condizioni di carico verticale sempre crescente, è una costante caratteristica del materiale.

JAKY [1948] nell'esame del problema della spinta di materiali incoerenti sulle pareti di un silos giunse alla relazione  $k_0 = 1 - \operatorname{sen} \varphi'$ , che sembra verificata abbastanza bene nelle terre incoerenti, mentre fornisce valori leggermente in eccesso in quelle coerenti. [ROWE, 1958; BROOKER e IRELAND, 1965].

ROWE [1958] suggerì l'espressione

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_m}{2} \right)$$

indicando con  $\varphi_m$  il valore dell'angolo di resistenza al taglio sviluppata nelle condizioni di riposo e ponendo

$$\varphi_m \cong \frac{3}{4} \varphi_e,$$

dove  $\varphi_e$  è l'angolo di resistenza al taglio secondo HVORSLEV.

Le prime ricerche sperimentali sul valore di  $k_0$  risalgono a molti anni fa [DONATH, 1891]. Una esauriente bibliografia sull'argomento è contenuta in una recente nota di BROOKER e IRELAND [1965]. Ancora oggi, tuttavia, i dati di cui si dispone sono scarsi, soprattutto a motivo della complessità della sperimentazione.

Non essendo praticamente possibile una determinazione in sito della pressione orizzontale nel terreno per la difficoltà di inserire gli apparecchi di misura senza alterare lo stato di sollecitazione esistente, è necessario ricorrere ad esperienze di laboratorio su piccoli campioni. Teoricamente il problema sperimentale si riduce alla misura delle pressioni laterali che è necessario applicare a un elemento di terra soggetto a un carico verticale crescente perché non si abbiano deformazioni sul piano orizzontale.

I requisiti essenziali della prova, oltre alla necessaria uniformità dello stato di sollecitazione all'interno del campione, sono l'assenza di sforzi tangenziali lungo le superfici alle quali si applicano le sollecitazioni esterne e l'assoluta indeformabilità del supporto laterale del campione.

I metodi impiegati sono diversi, e possono essere divisi in tre gruppi:

a) Misura delle sollecitazioni agenti sull'anello di contenimento di un edometro, o mediante misura degli allungamenti, ridotti per quanto possibile al minimo, o stabilendo una condizione di deformazione nulla, per mezzo di una pressione

applicata esternamente all'anello [KJELLMANN e JAKOBSON, 1955; HENDRON, 1963; BROOKER e IRELAND, 1965].

b) Misura della pressione che occorre stabilire in una cella triassiale, in corrispondenza di determinati carichi verticali, per impedire variazioni di sezione trasversale del campione. Queste possono essere controllate direttamente con apposite apparecchiature o indirettamente attraverso le variazioni di volume e di altezza del campione. [BISHOP e HENKEL, 1957; BISHOP, 1958; SIMONS, 1958].

c) Misure eseguite con apparecchiature del tipo della cella olandese [GERSEVANOFF, 1936; TSCHBOTARIOFF, 1956; CEBERTOWICZ e WEDZINSKI, 1958].

I metodi e le apparecchiature del primo gruppo si prestano bene per prove con pressioni elevate su argille preconsolidate o su sabbie; le deformazioni orizzontali del campione possono effettivamente essere mantenute nulle e le sollecitazioni corrispondenti misurate mediante l'applicazione di una pressione esterna di bilanciamento: il metodo è analogo, in principio, a quello comunemente usato per la misura delle pressioni interstiziali. Tuttavia si deve rilevare che non è possibile eliminare gli attriti fra il campione e l'anello di contenimento. (Quelli sulle basi superiore e inferiore, date le condizioni di deformazione imposte, sono irrilevanti).

I metodi e le apparecchiature del secondo gruppo hanno il vantaggio di una notevole semplicità e ben si prestano per prove su argille normalmente consolidate e su sabbie. Essendo il campione racchiuso in una membrana sottile e sostenuto dalla pressione del fluido nella cella, non si hanno attriti lungo la sua superficie laterale.

La condizione di assenza di deformazioni orizzontali è realizzata invece con minor precisione che nel metodo precedente.

Con il controllo indiretto, tramite l'osservazione delle variazioni di volume e di altezza del campione, è praticamente impossibile evitare una oscillazione delle deformazioni entro un campo, più o meno ristretto, intorno al valore nullo, con effetti sensibili sull'andamento della consolidazione e sulle pressioni laterali misurate. In ogni caso la nullità delle deformazioni orizzontali può essere imposta solo mediamente, sull'intero campione. È perciò necessario che all'interno di esso lo stato di sollecitazione sia effettivamente uniforme in ogni istante, ad impedire che, per effetto di differenze di tensioni interstiziali, si abbiano localmente deformazioni orizzontali non nulle.

Il controllo diretto delle deformazioni orizzontali richiede apparecchiature più complesse e mag-

giori dimensioni dei campioni, ma è molto più sensibile e pronto e consente di ridurre al minimo le oscillazioni intorno alla condizione di deformazione nulla, la quale tuttavia è realizzata in una sola sezione del campione. Pertanto è ancora necessario assicurare in ogni istante l'assoluta uniformità dello stato di sollecitazione.

I metodi del 3° gruppo non hanno dato finora risultati soddisfacenti nella misura del coefficiente di pressione a riposo. Benché concettualmente semplici, essi richiedono infatti apparecchiature oltremodo complesse per realizzare effettivamente le condizioni di deformazioni orizzontali nulle.

L'utilità di acquisire qualche dato sperimentale sul valore del coefficiente  $k_0$  per terreni argillosi normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati, manifestatasi nel corso di una recente indagine del laboratorio dell'*Istituto di Scienza delle Costruzioni* della Università di Roma, ha dato avvio allo studio di una nuova apparecchiatura derivata dalla « cella olandese ».

Questa è, sostanzialmente, una cella triassiale nella quale il pistone al quale si applicano gli sforzi verticali ha la stessa sezione trasversale del campione. Ciò rende possibile un controllo indipendente delle tensioni principali applicate al campione, in quanto la pressione verticale trasmessa dal pistone non è influenzata dalla pressione del fluido nella cella (fig. 1). L'apparecchio è diffusamente

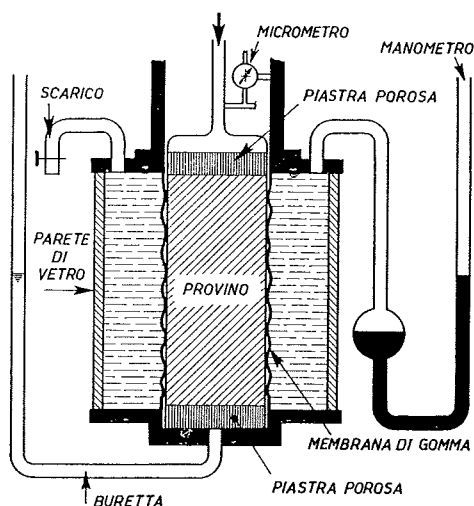


Fig. 1. - Cella olandese [DE BEER, 1951].

impiegato in Olanda e Belgio per la determinazione dei parametri di resistenza delle terre [DE BEER, 1951], ma le sue caratteristiche lo rendono particolarmente interessante per lo studio di un metodo di misura del coefficiente di pressione a riposo.

Infatti, supposto che la cella sia perfettamente indeformabile e chiusa e il liquido in essa contenuto incompressibile, e siano assenti bolle di aria all'interno, applicando tramite il pistone un carico verticale a un campione che abbia possibilità di drenare, questo è costretto, consolidando, a deformarsi solo verticalmente, senza variazioni della sezione trasversale, e la pressione del liquido nella cella è, per definizione, la pressione a riposo.

Ad un abbassamento  $dh_p$  del pistone corrisponde infatti una variazione di volume interno della cella  $dV = A dh_p$ , dove  $A$  è l'area della sezione del pistone. Nelle ipotesi precedentemente poste anche la deformazione volumetrica del campione, di altezza  $h_c$  e sezione  $A$ , deve essere pari a  $dV$ . Si ha:

$$(h_c + dh_c) (A + dA) - h_c A = dV$$

e se  $dh_c = dh_p$ , cioè se il campione subisce lo stesso abbassamento del pistone, si ha  $dA = 0$ .

Apparecchiature per la determinazione di  $k_0$  basate su questo principio furono già realizzate in passato [GERSEVANOFF, 1936; TSCHEBOTARIOFF et al., 1956]. Peraltro l'ipotesi della costanza del volume della cella e del liquido non era perfettamente soddisfatta e ciò sembra aver influito sensibilmente sui risultati delle prove.

L'apparecchio realizzato all'*Istituto di Scienza delle Costruzioni* è stato progettato dallo scrivente, con la collaborazione dell'ing. C. VIGGIANI dell'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni* dell'Università di Napoli, nel 1966. In seguito a numerose esperienze eseguite nel laboratorio dell'*Istituto di Scienza delle Costruzioni*, la cella ha subito diverse modifiche. L'attuale forma è illustrata in fig. 2.

Sostanzialmente la cella non differisce da quella olandese di fig. 1. La sezione del pistone è di  $10 \text{ cm}^2$  ( $\varnothing 35,7 \text{ mm}$ ). La forma delle pareti laterali e delle basi è stata studiata per ottenere una sufficiente rigidità, ridurre al minimo il volume interno e facilitare l'eliminazione di bolle di aria. La cella è riempita di acqua ed olio (olio di ricino industriale).

Per ridurre gli attriti fra il pistone e la bronzina di guida, questa è mantenuta in costante rotazione da una vite senza fine mossa da un piccolo motore.

La tenuta fra la parte fissa della testa e la bronzina è assicurata da guarnizioni in gomma tipo O Ring, mentre tra il pistone e la bronzina non vi sono guarnizioni. Nella parte inferiore la bronzina è tagliata a becco di flauto; nella rotazione scopre così un piccolo condotto di comunicazione con l'esterno (a), nella parte più alta della cella. Il dispositivo ha lo scopo di facilitare, durante la

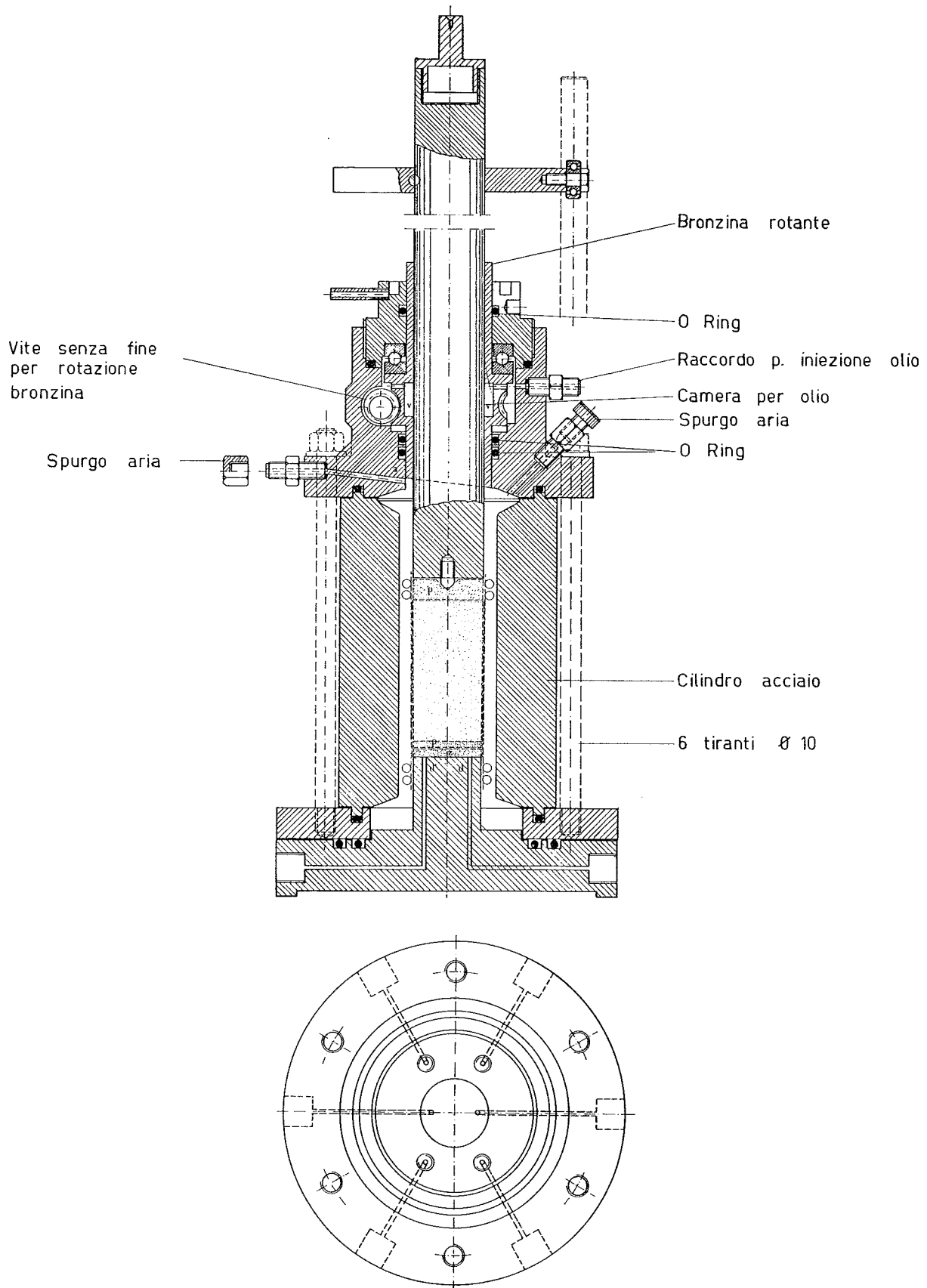


Fig. 2. - Sezione della cella  $k_0$ .

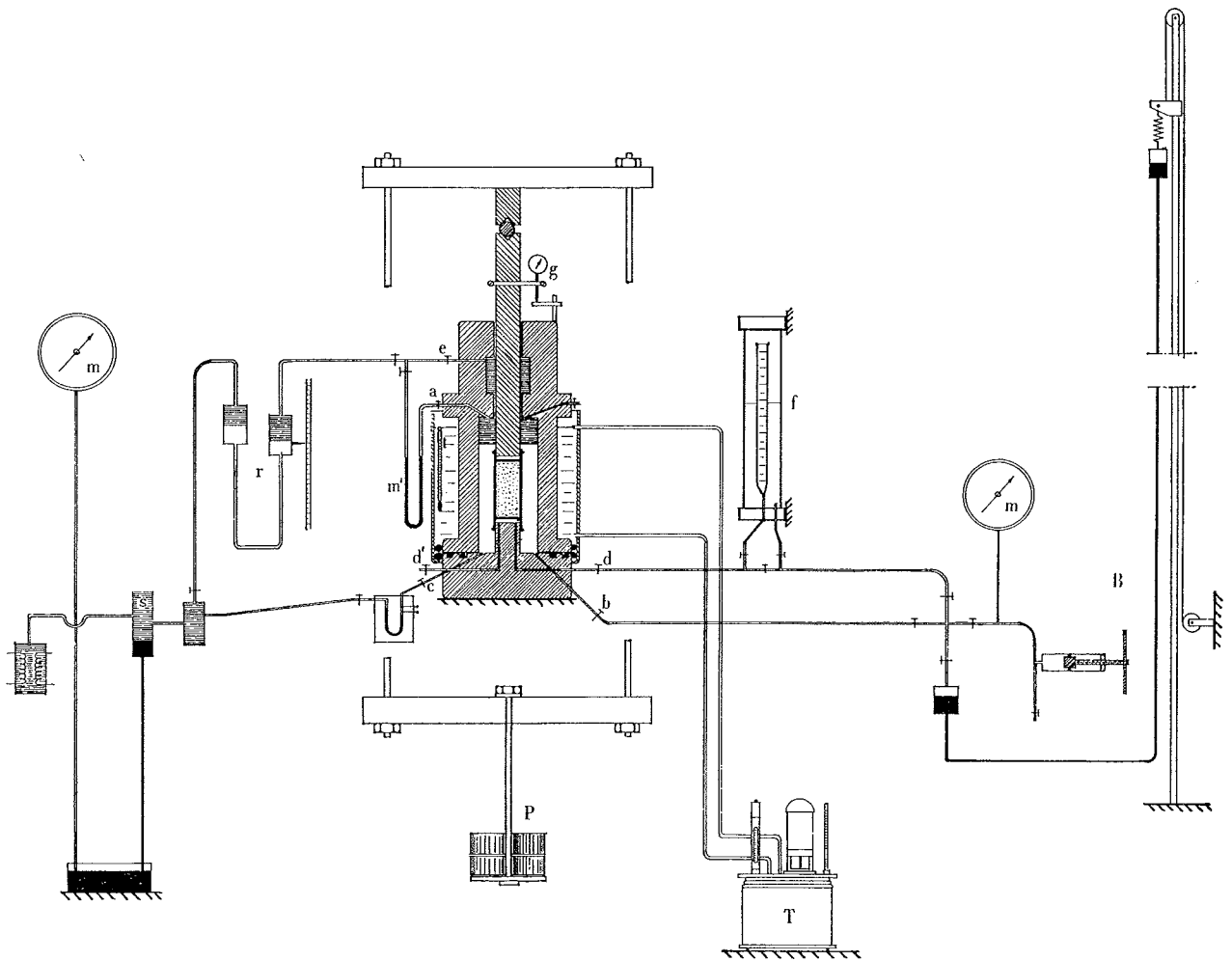


Fig. 3. - Schema della apparecchiatura di prova.

fase di montaggio, il trascinamento e l'eliminazione di bolle d'aria.

Lo schema generale di tutta l'apparecchiatura è illustrato in fig. 3. Per la misura delle pressioni senza variazioni del volume interno della cella, si impiega un apparecchio automatico tipo PENMAN [1953] normalmente usato nella misura delle pressioni interstiziali nelle prove triassiali non drenate.

Con il riscaldamento intermittente di un serbatoio d'olio (s), l'apparecchio stabilisce automaticamente in un ramo di un capillare a U, contenente del mercurio, la pressione necessaria per bilanciare quella che si deve misurare, nell'altro ramo del capillare. Questo è fissato direttamente (c) alla base della cella e la variazione di volume massima del sistema di misura è inferiore a  $3 \text{ mm}^3$ .

Lo stesso apparecchio alimenta con olio alla pressione misurata nella cella la cavità (v), ricavata fra la bronzina e il pistone. In tal modo viene evitata la perdita di olio dall'interno della cella. Il lieve, ma continuo, flusso di olio dalla cavità verso l'esterno viene mantenuto dall'apparecchio di misura e

compensato di tanto in tanto manualmente per evitare il surriscaldamento di questo.

Un manometro differenziale ( $m'$ ) costituito da un tubo a U ripieno di olio e mercurio serve a controllare, prima dell'inizio della prova, l'equilibrio delle pressioni fra la cavità della bronzina e la cella. Le piccole differenze dovute ai diversi pesi specifici dell'acqua e dell'olio vengono compensate per mezzo di un sistema di vasi acqua-olio (r).

Ad evitare variazioni di volume per effetti termici, la cella è immersa in un bagno a temperatura costante ( $\pm 0,1^\circ \text{C}$ ) alimentato da un termostato (T).

La complessa apparecchiatura di prova, illustrata nelle figg. 4 e 5, è stata tarata con una serie di esperienze.

In fig. 6 sono diagrammati gli abbassamenti del pistone, conseguenti a variazioni di volume della cella, in funzione della pressione interna. Le misure sono state effettuate con l'apparecchiatura predisposta per una prova su un campione di argilla. Durante la taratura il drenaggio era impedito e

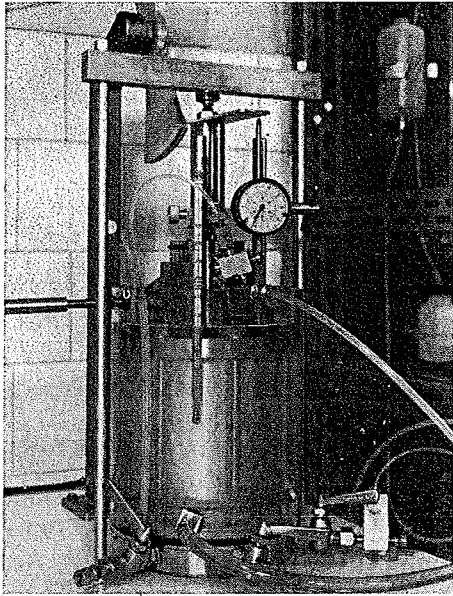


Fig. 4. - Cella  $k_0$ .

il pistone non era a contatto del campione.

La curvatura molto accentuata del diagramma è dovuta al passaggio in soluzione di piccole bolle d'aria rimaste nella cella o fra il campione e la membrana.

Con l'aumento della pressione la deformabilità del sistema diminuisce perciò rapidamente avvicinandosi a quella teorica elastica della sola cella ( $3,9 \text{ mm}^3/\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

Si è pertanto adottato sempre il criterio di eseguire le prove con drenaggio in contropressione (B in fig. 3), evitando in tal modo il tratto iniziale del diagramma di taratura: nell'intervallo di pressione  $3-10 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  si ha una deformabilità media di  $10 \text{ mm}^3/\text{Kg}/\text{cm}^2$ , cui corrisponde una variazione di diametro del campione di  $5 \cdot 10^{-3} \text{ mm}/\text{Kg}/\text{cm}^2$ .

Si deve infine osservare che la cella, nella versione finora adottata e illustrata in fig. 2, non permette di determinare il valore di  $k_0$  in un ciclo di rigonfiamento. Essendo, infatti il pistone semplicemente appoggiato sul campione, non può aversi  $\sigma_v < \sigma_h$ .

Non appena in un ciclo di scarico si raggiunge la condizione  $\sigma_v = \sigma_h$ , questa viene mantenuta per ogni ulteriore riduzione di  $\sigma_v$  e l'uguaglianza dello spostamento del pistone e della deformazione verticale del campione, necessaria perché non si abbiano deformazioni orizzontali di questo, non è più verificata.

Per l'esecuzione di un completo ciclo di scarico in condizioni di deformazioni orizzontali nulle sarebbe sufficiente rendere solidali il pistone e la testa del campione, il che peraltro comporta alcune difficoltà nella fase di montaggio del campione.

Per l'esecuzione di una prova il campione è montato nella cella come illustrato in fig. 2: le basi superiore e inferiore sono a contatto con dischi in plexiglass levigati (p).

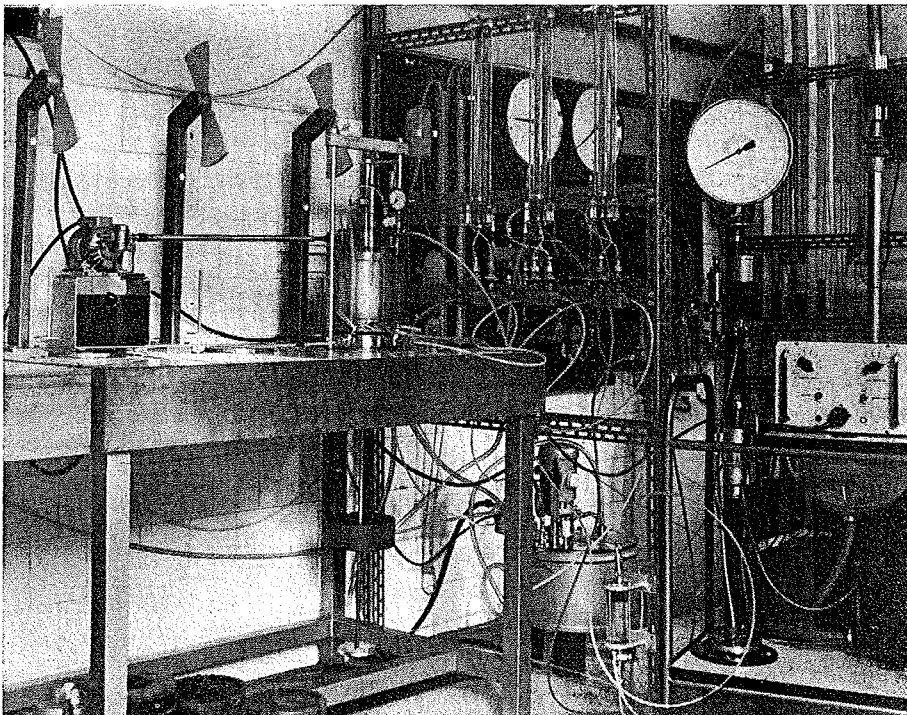


Fig. 5. - Apparecchiatura montata.

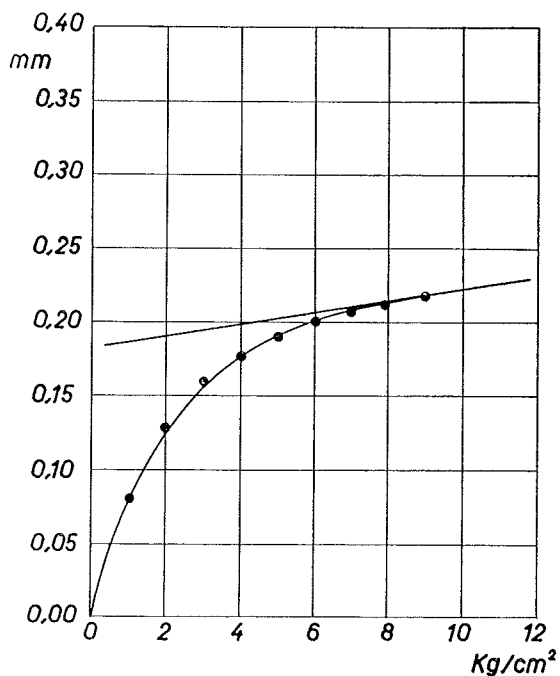


Fig. 6. - Curva di taratura della cella  $k_0$ .

Lungo la superficie laterale è disposta una carta da filtro in strisce, che raggiunge la pietra porosa (z) sottostante il disco di plexiglass inferiore. In tal modo il drenaggio avviene solo radialmente, dal centro verso la superficie laterale.

La membrana in gomma naturale che racchiude il campione ha uno spessore di 0,3 mm.

La prova si esegue applicando carichi crescenti al pistone e misurando le pressioni all'interno della cella e le deformazioni del campione.

Le deformazioni volumetriche, se il campione è saturo, sono determinate per mezzo dell'acqua espulsa nel drenaggio, quelle assiali per mezzo di un comparatore centesimale. Il confronto delle due misure consente il controllo immediato della assenza di deformazioni orizzontali. Essendo la sezione del campione 10 cm<sup>2</sup>, la deformazione verticale in mm è numericamente identica alla variazione di volume in cm<sup>3</sup>.

Il carico verticale può essere aumentato gradualmente o per piccoli incrementi.

L'applicazione discontinua del carico provoca stati di sollecitazione disuniformi all'interno del campione, in relazione al differente valore della pressione interstiziale  $u$  in punti diversamente situati rispetto alle superfici drenanti.

Essendo  $k_0 = \sigma'_3 / \sigma'_1$ , fra le tensioni totali

$$\sigma_3 = \sigma'_3 + u \quad \text{e} \quad \sigma_1 = \sigma'_1 + u$$

può scriversi la relazione  $\sigma_3 = k_0 \sigma_1 + u(1 - k_0)$ .

Pertanto, pur se il coefficiente  $k_0$  è costante al

crescere delle sollecitazioni, l'applicazione di una pressione verticale  $\sigma_1$ , dà luogo a valori di  $\sigma_3$  variabili nel tempo in relazione al variare di  $u$ , finché all'esaurirsi di questa si ha:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = k_0$$

Nel caso in esame, date le condizioni di drenaggio stabilite, durante la consolidazione, per effetto dell'applicazione di un carico verticale, le deformazioni nel campione dovrebbero essere, allo stesso istante, identiche soltanto nei punti situati alla stessa distanza dall'asse, ma diverse su una stessa sezione trasversale. Poiché ciò è impedito dalla rigidità della base e della testa di carico, si ha una distribuzione non uniforme delle tensioni verticali.

A questo inconveniente potrebbe ovviarsi mantenendo gli incrementi di carico entro limiti ristretti; questa procedura è stata seguita in una serie di esperienze al *Norwegian Geotechnical Institute* [SIMONS, 1958].

Tuttavia le esperienze finora eseguite all'*Istituto di Scienza delle Costruzioni* con l'apparecchiatura descritta hanno mostrato che l'applicazione discontinua della tensione verticale rende molto imprecisa la determinazione del coefficiente  $k_0$  al termine della consolidazione primaria, quando il più piccolo scostamento dalle condizioni di deformazione im-

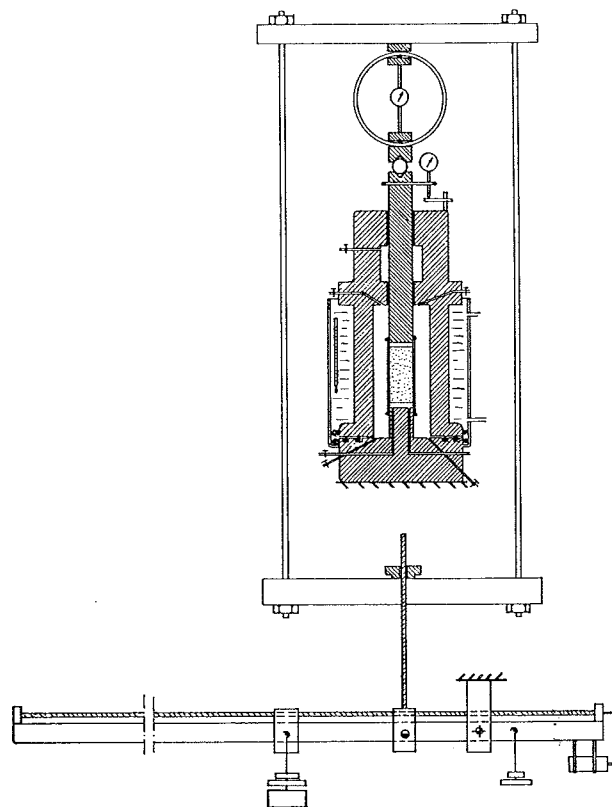


Fig. 7. - Apparecchiatura di carico continuo.

poste dà luogo a forti variazioni del rapporto fra le tensioni.

L'incremento graduale della tensione verticale è pertanto preferibile. Le modalità per la realizzazione possono essere diverse: la semplice apparecchiatura illustrata in fig. 7 ad esempio, che fu già impiegata in una precedente ricerca [CALABRESI, 1965], permette di incrementare lentamente il carico verticale con legge lineare nel tempo.

La velocità di applicazione del carico necessaria per mantenere entro un valore prefissato la massima differenza di pressione interstiziale all'interno del campione può essere calcolata in base alla teoria della consolidazione.

Ne caso di velocità costante, con le condizioni di drenaggio descritte precedentemente e nelle ipotesi della teoria della consolidazione di TERZAGHI si ottiene:

$$\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta t} = \frac{4}{R^2} c_v (u_c - u_p)$$

dove  $t$  è il tempo,  $R$  il raggio del campione,  $c_v$  il coefficiente di consolidazione edometrica,  $u_c$  e  $u_p$  le pressioni interstiziali al centro e alla periferia del campione.

Con l'apparecchiatura descritta è stata finora eseguita una serie di prove preliminari su un limo argilloso di origine marina rimaneggiato e riconsolidato avente e seguenti caratteristiche:

$w_L = 39\%$ ;  $w_P = 19\%$ ;  $CF (< 2\mu) = 37\%$ ;  
 $\gamma_s = 2,75 \text{ g/cm}^3$ ;  $A = I_p/CF = 0,54$ ;  $\varphi' = 27^\circ 30'$ ;  
 $c_v = 3,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ , (medio per  $\sigma'_v = 1 \div 8 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Il materiale, ricavato da sondaggi eseguiti lungo la valle del Tevere, è stato essiccato, polverizzato, mescolato con acqua distillata ( $w = 85\%$ ) e disaerato sotto vuoto. Sono stati quindi preparati grossi campioni, mediante consolidazione in edometro di diametro 250 mm e altezza 150 mm, con una pressione verticale di  $0,305 \text{ kg/cm}^2$ .

Dal materiale estruso dall'edometro sono stati tagliati con una fustella i campioni per le prove.

Nella fig. 8 sono riportati i valori della pressione verticale ed orizzontale ottenuti in una prova eseguita con applicazione discontinua della pressione verticale, con incrementi  $\sigma_1 = 0,5 \text{ kg/cm}^2/\text{giorno}$  fino a  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ , e successivamente con aumento continuo della pressione verticale di  $1,5 \text{ kg/cm}^2/\text{giorno}$ .

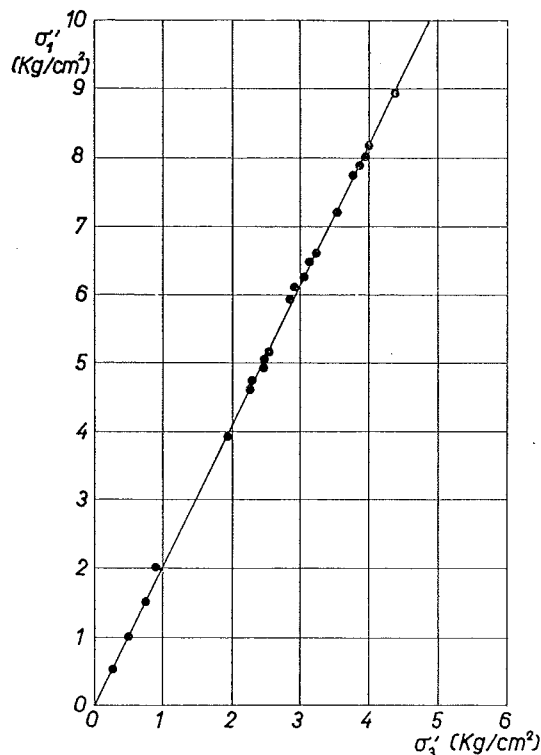


Fig. 8 - Relazione fra tensioni verticali e orizzontali, da una prova  $k_0$  su un campione di limo argilloso normalmente consolidato.

A questa velocità di applicazione del carico corrisponde una differenza di pressione interstiziale fra l'asse e la superficie laterale del campione  $u_c - u_p = 0,04 \text{ kg/cm}^2$ , del tutto irrilevante.

Il valore del coefficiente  $k_0$  ottenuto è  $k_0 = 0,485$ .

Si osserva che  $k_0 + \text{sen } \varphi' = 0,945$ . Il risultato sembra perciò confermare che la espressione proposta originalmente da JAKY fornisce valori leggermente in eccesso e che il valore di  $k_0$  è meglio approssimato dalla relazione empirica [BROOKER e IRELAND, 1965]:

$$k_0 = 0,95 - \text{sen } \varphi'$$

### Conclusioni.

L'apparecchiatura illustrata sembra prestarsi convenientemente per la determinazione sperimentale del coefficiente di pressione a riposo  $k_0$ .

Le condizioni fondamentali di assenza di deformazioni orizzontali, uniformità dello stato di sollecitazione e mancanza di sollecitazioni tangenziali sui piani verticali sono verificate con buona approssimazione ed è possibile il controllo continuo della prima di esse durante il corso della prova.

I dati finora ottenuti dalle prove eseguite su un limo argilloso saturo normalmente consolidato sono in accordo con i risultati ottenuti nelle indagini più recenti.



## BIBLIOGRAFIA

- BISHOP A. W., HENKEL D. (1957) - *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Ed. Arnold, London.
- BISHOP A. W. (1958) - *Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest*. Bruxelles Eur. Conf. on S.M.F.E. Proc., vol. I; ibidem, *Discussion*, vol. III.
- BROOKER E. W., IRELAND H. O. (1965) - *Earth pressures at rest as related to stress history*. Can. Geot. J., vol. II.
- CALABRESI G. (1965) - *Studio sperimentale delle caratteristiche meccaniche di un'argilla satura normalmente consolidata*. Geotecnica, dic. 1965.
- CEBERTOWICZ R., WEDZINSKI W. (1958) - *Relation entre les tensions internes horizontales et verticales du sol*. Bruxelles Eur. Conf. on S.M.F.E., vol. I; ibidem, *Discussion*, vol. III.
- DE BEER (1951) - *The cell test*. Geotechnique, vol. I.
- DONATH A. D. (1891) - *Untersuchungen ueber den Erddruck auf Stützwände*. Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.
- GERSEVANOFF (1936) - *Improved methods of consolidation test and the determination of capillary pressure in soils*. Proc. I Int. Conf. S.M.F.E., Cambridge Mass.
- HENDRON A. J. (1963) - *The behaviour of sand in one dimensional compression*. Ph. d. thesis, Dept. of Civ. Eng. University of Illinois.
- JAKY J. (1948) - *Pressure in silos*. Proc. II int. Conf. S.M.F.E., Rotterdam.
- KJELLMANN W., JAKOBSON B. (1955) - *Some relations between stress and strain in coarse grained cohesionless materials*. Proc. Royal Swedish Geot., n. 9.
- PENMAN A. D. M. (1953) - *Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression*. Geotechnique, vol. III.
- ROWE P. W. (1958) - *General report on sect. I*. Bruxelles Eur. Conf. S.M.F.E. Proc., vol. III.
- SIMON N. (1958). Discussion on « *Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest* ». Bruxelles Eur. Conf. on S.M.F.E. Proc. vol. III.
- TSCHEBOTARIOFF G. P., WARD E. R., DI BIAGIO E., WATKINS J. (1956) - *Large scale triaxial cell tests*. Princeton university. Progress report to the Office of Naval Research.

## SUMMARY

### A contribution to the experimental determination of the coefficient of earth pressure at rest.

The paper deals with problem of measuring the coefficient of earth pressure at rest,  $k_0$ .

After a short review of different methods followed by previous investigators, a new apparatus is presented, derived from the dutch cell. (Fig. 1).

It is well known that, in principle, this cell would allow a direct measurement of  $k_0$  as, if the volume of the cell would be constant and the fluid inside incompressible, the pressure developed in the cell when a load is applied to the piston, should be equal to the earth pressure at rest.

The main shortcoming of this method lies in the difficulty of avoiding any variation of the volume of the liquid inside the cell by leakage, compressibility of gas bubbles and deformability of the pressure measuring system.

In the apparatus described in the paper, the cell pressure is measured by an automatic null indicator, which supplies oil at the same pressure existing in the cell to a camber

in the bushing, and by this way avoids leakage along the piston.

The rigidity of the cell has been checked: in fig. 6 the displacements of the piston are plotted against the applied vertical load.

During a test the measure of volume changes and of vertical deformations of the sample allows a continuous control of the effectiveness of  $k_0$  conditions.

With this apparatus some  $k_0$  test were performed on a clayey silt, normally consolidated, having  $w_L = 39$ ;  $w_P = 19$ ;  $\varphi' = 27^\circ 30'$ .

Two different testing techniques were used: the vertical stress was increased step by step or continuously. The latter has proved to be a better method. In fig. 9 the results of a test are shown in form of the relationship between vertical and horizontal effective stresses.

The value of the coefficient of earth pressure at rest obtained is  $k_0 = 0,485$ .

Therefore for the soil tested the empirical relationship  $k_0 = 0,95 - \text{sen } \varphi'$  fits the tests results better than the original equation suggested by JAKY.