

Parametri di progetto per le argille sovraconsolidate: la sessione n. 4 del Congresso di Brighton

G. SCARPELLI *

SOMMARIO: Vengono riassunti e commentati i contributi emersi nella sessione dedicata alle argille sovraconsolidate nel VII Congresso Europeo di Geotecnica tenuto a Brighton nel settembre 1979 sul tema: « Design parameters in geotechnical engineering ». Vengono inoltre brevemente illustrati i contenuti delle sessioni n. 2 (Rocce tenere) e n. 9 (Prove su modello).

4^a SESSIONE:

Terreni argillosi sovraconsolidati

1. Introduzione

Con il termine *terreni argillosi sovraconsolidati* si indicano generalmente materiali con caratteristiche meccaniche fortemente differenti fra loro. È noto infatti come le argille sovraconsolidate, in dipendenza della loro storia geologica possono presentarsi in uno stato *intatto* ovvero *fortemente fessurato*.

La presenza delle fessure ha un notevole effetto sul comportamento meccanico di tali materiali, in particolare sulla loro resistenza. Spesso questo aspetto viene indirettamente trascurato, quando, analizzando i risultati di prove di laboratorio, non si considerino adeguatamente gli effetti del campionamento; ovvero quando eseguendo prove in situ si esaminino il comportamento di un volume di terreno non significativo nei confronti delle caratteristiche globali della formazione.

Nel campo applicativo, per la soluzione di problemi progettuali si usa rappresentare il terreno nei suoi vari aspetti con modelli teorici fra loro differenti (ad esempio la stabilità di un'opera di fondazione viene considerata separatamente dal problema posto dai suoi cedimenti). In questo caso ciascun modello dovrà esser calibrato attraverso prove sperimentali di laboratorio o in situ, che ad esso siano inerenti. TAVENAS e LEROUEIL [1979] hanno messo in evidenza come la scarsa qualità delle previsioni di comportamento ottenute mediante questo approccio non risulti tanto da un'erronea misurazione delle caratteristiche geotecniche del terreno, quanto piuttosto dalle improprie assunzioni (modelli) che si introducono per rappresentarlo. Una valida alternativa a questo

modo di procedere è l'uso di modelli teorici più completi, che siano in grado di prevedere la risposta del materiale in maniera continua, indicando direttamente le leggi sforzi-deformazioni, differenti al variare dei percorsi di carico.

La teoria degli stati critici, elaborata a Cambridge negli anni 60, offre il contributo più valido fra tutti i tentativi di questi ultimi anni. Nata nell'ambito della teoria della plasticità, essa fornisce modelli matematici che rappresentano con buona approssimazione il comportamento di terreni quando questi sono assimilabili a mezzi meccanicamente *stabili* [DRUCKER, 1959]: sabbie non addensate, argille normalmente consolidate o leggermente sovraconsolidate. Più problematica appare l'utilizzazione di tali modelli nel campo dei terreni che hanno curve sforzi-deformazioni con rami decrescenti come le argille fortemente sovraconsolidate, anche quando queste non siano fessurate.

Anche in questo caso infatti, la rottura del materiale coinvolge fenomeni meccanici complessi, segnalati dalla variazione locale del contenuto d'acqua: in particolare grosse deformazioni sono concentrate in zone sottili, dello spessore di millimetri, che progressivamente perdono resistenza aumentando il loro contenuto d'acqua a causa della dilatazione, mentre le zone circostanti aumentano di resistenza mantenendosi rigide.

Questo comportamento, benché non sia in contraddizione con le teorie dello stato critico, non è da esse adeguatamente predetto da un punto di vista quantitativo.

Nell'ambito di questa sessione del congresso di Brighton, conformemente al tema proposto, la maggior parte degli autori ha portato contributi volti al miglioramento delle varie tecniche sperimentali per la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle argille s.c. sottolineando in particolare i rispettivi campi di va-

* Dr. ing. G. SCARPELLI, Istituto di Scienza delle Costruzioni, Università di Roma.

lità. In un rapporto successivo alla conferenza, il General Reporter Simpson, il Chairman della sessione di discussione Calabresi, ed i due panelisti Sommer e Wallays, hanno illustrato un panorama completo delle caratteristiche principali di questi materiali, inquadrandovi i contributi più significativi, con particolare riferimento alla resistenza, alla deformabilità ed alla determinazione dello stato di sforzo in situ. Nel seguito si farà riferimento soprattutto a questo rapporto [SIMPSON *et al.*, 1980].

2. Resistenza di un'argilla sovraconsolidata

Nella valutazione dei risultati di prove sperimentali per la determinazione della resistenza di un'argilla s.c. ed in particolare nel confronto fra i risultati ottenuti da prove in situ ed in laboratorio, particolare importanza assume la natura del materiale con cui si opera, che può essere *intatto* o *fessurato*.

La differenza sostanziale, nei confronti del collasso, fra i due tipi di materiale risiede nel meccanismo con cui si esplica la rottura; nel caso in cui esso si presenti intatto, la formazione di piani di scorrimento è una conseguenza dell'esistenza di particolari superfici lungo le quali il rapporto τ/σ è massimo. In questo caso il carico di rottura dipende dalle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci c' e Φ' del materiale e delle tensioni che i carichi esterni inducono in esso. Quest'ultime possono essere derivate mediante l'applicazione della meccanica del continuo ad un mezzo isotropo ed omogeneo, note le condizioni al contorno.

D'altra parte i materiali che si presentano fessurati, più o meno estesamente, devono la loro resistenza alla interazione fra le varie parti rigide in cui esso si trova suddiviso: ciascuna interfaccia ha una propria resistenza allo scorrimento che potrà essere parzialmente o interamente impegnata in opposizione alle forze esterne. La distribuzione degli sforzi interni non è nota a priori, e la sua conoscenza implica la risoluzione di un problema iperstatico. I parametri di resistenza c' , Φ' che si possono ricavare dalle prove su porzioni intatte di una argilla fessurata, non hanno in genere grande rilevanza sulla resistenza che globalmente essa può offrire. Inoltre, al variare dei percorsi di carico seguiti nel giungere allo stato di rottura, diverso è lo stato tensionale agente sulle superfici di discontinuità, diverse sono le resistenze singolarmente mobilitate e diversa è la

resistenza globale: la presenza di *anisotropia intrinseca* suggerisce particolare cautela nella scelta delle procedure sperimentali per la misura della resistenza; in particolare è necessario che i percorsi di carico imposti nella sperimentazione siano confrontabili con quelli reali.

Anche le argille intatte, sotto certi aspetti, possono avere dei comportamenti analoghi a quelli descritti per i materiali fessurati. La rottura può essere raggiunta attraverso una deformazione volumetrica di compressione progressivamente crescente o, al contrario, può accompagnarsi ad un fenomeno di dilatanza. In quest'ultimo caso il materiale assume un comportamento fragile, con una curva sforzi-deformazioni che presenta un picco ed una successiva caduta di resistenza (Fig. 1), talvolta molto rapida. Generalmente a questo stato di deformazione corrisponde l'apertura di una fessura, con conseguente rilascio d'energia elastica accumulata che provoca un fenomeno di propagazione. Il materiale assume rapidamente l'aspetto ed i comportamenti di un'argilla fessurata. La possibilità che la rottura avvenga secondo il primo o il secondo modo, dipende dal valore della pressione media.

Le considerazioni precedenti spiegano come la presenza di fessure in un determinato volume di terreno abbia una notevole influenza sulla sua resistenza: prove triassiali non drenate, eseguite su vari campioni della London Clay, sono riportati in Fig. 2 [MARSLAND, 1971]. I provini, tutti prelevati dallo stesso blocco di materiale, sono stati tagliati in modo da presentare un diverso stato di fessurazione. Appare

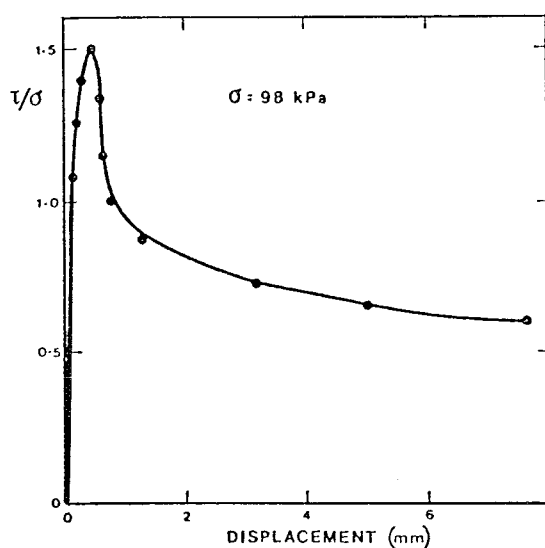


Fig. 1. - Curva sforzi-deformazioni di un campione intatto di argilla di St. Barbara in una prova di taglio diretto. [CALABRESI e MANFREDINI, 1973].

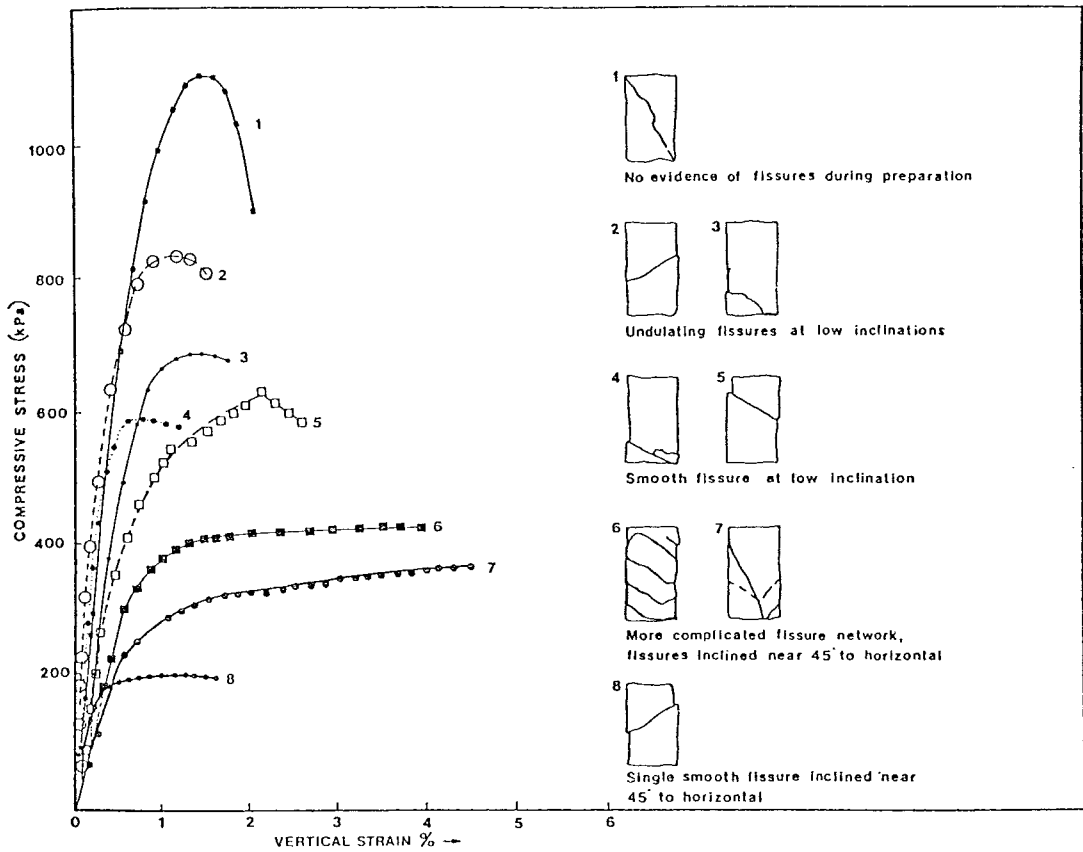


Fig. 2. - Relazione fra la resistenza misurata in una prova triassiale e la distribuzione delle fessure. [MARSLAND, 1971].

evidente come un campionamento non adeguato possa portare a previsioni del comportamento del materiale del tutto errate.

Affinché un campione possa essere rappresentativo è necessario che abbia un volume dipendente dalla spaziatura delle fessure. In Fig. 3 è riportata la variazione della resistenza misurata in laboratorio al variare del diametro del provino [MARSLAND, 1971].

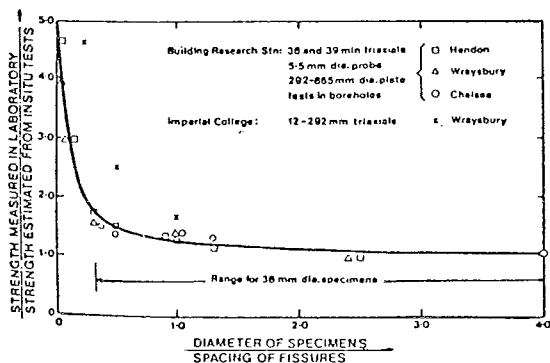


Fig. 3. - Influenza del rapporto fra le dimensioni del provino e la spaziatura delle fessure sulla resistenza. [MARSLAND, 1971].

Analoghe considerazioni si possono fare per la sperimentazione in situ. Nelle argille fessurate, solo prove di carico su piastra sono in grado di coinvolgere volumi significativi di terreno, purché il loro diametro sia in relazione alla spaziatura delle fessure. Il confronto con prove triassiali eseguite su analoghi materiali è riportato in Fig. 4 [MARSLAND, 1971]. Appare

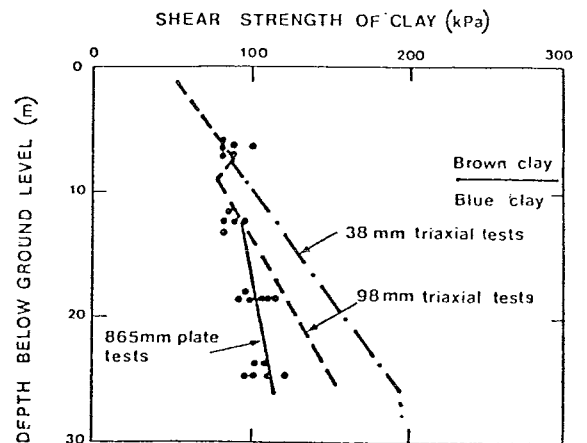


Fig. 4. - London Clay: variazione della resistenza con la profondità. [MARSLAND, 1971].

evidente come le resistenze misurate in laboratorio siano sempre maggiori di quelle ottenute in situ a qualunque profondità e per qualunque rapporto fra il diametro del campione e la spaziatura delle fessure.

Peraltro si osserva che anche nei materiali intatti le prove di carico su piastra forniscono resistenze più basse di quelle misurate in laboratorio: questo fatto può essere spiegato con la presenza di zone di plasticizzazione ai bordi della piastra che si propagano per il rilascio dell'energia elastica accumulata durante la deformazione. Tanto maggiore è il volume interessato dalla prova, tanto più influiscono le cadute di tensione: maggiore è infatti l'energia liberata, e tanto minore è la resistenza globale. L'uso di prove penetrometriche, statiche o dinamiche, e del pressiometro per la misura della resistenza non drenata c_u , è indicato per le argille intatte più che per quelle fessurate, dove per il limitato volume interessato dalle prove, si potrebbero ottenere valori di resistenza errati per eccesso rispetto ai valori medi.

3. Deformabilità e leggi costitutive

La determinazione della deformabilità di una argilla sovraconsolidata richiede l'esecuzione di prove, in laboratorio o in situ, che siano in grado di definire le leggi sforzi-deformazioni per qualunque percorso di carico e livello di tensioni che possano interessare il terreno.

Solo per i materiali intatti è possibile talvolta evitare uno specifico studio sperimentale, ricorrendo ai modelli che si basano sulla *teoria dello stato critico*, purché la tensioni applicate non provochino l'apertura di fessure [TAVENAS e LEROUEIL, 1979].

Generalmente, la deformabilità di un'argilla s.c. viene descritta attraverso parametri che fanno riferimento a un modello elastico lineare. Pertanto, a causa del comportamento fortemente non lineare di questi materiali, è necessario stabilire diversi valori del modulo di Young, ciascuno corrispondente ad un diverso livello tensionale, ovvero ad un valore della deformazione. In Fig. 5 sono riportati i risultati di prove di carico su piastra eseguite da MARS-LAND [1971] sulla London Clay. Da essi si vede come si determini una costante diminuzione del modulo tangente E_u al procedere della deformazione. In particolare esso assume valori molto elevati ($E_u/c_u = 1000$) per deformazioni piccole ($\epsilon < 0.3\%$).

L'importanza delle osservazioni precedenti ri-

sulta evidente quando si paragonano le caratteristiche di deformabilità ottenute da prove in situ con quelle dedotte da prove di laboratorio (Fig. 6).

Per tutti i valori della pressione media il valore del modulo di Young E_u è inferiore a quello misurato in situ. Questo fatto non appare sorprendente se si tien conto dei diversi livelli

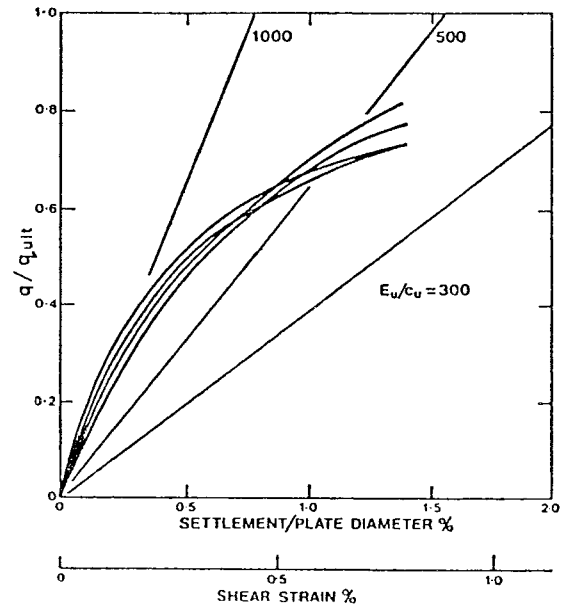


Fig. 5. - London Clay: risultati di prove di carico su piastra $d = 865$ mm. [MARS-LAND, 1971].

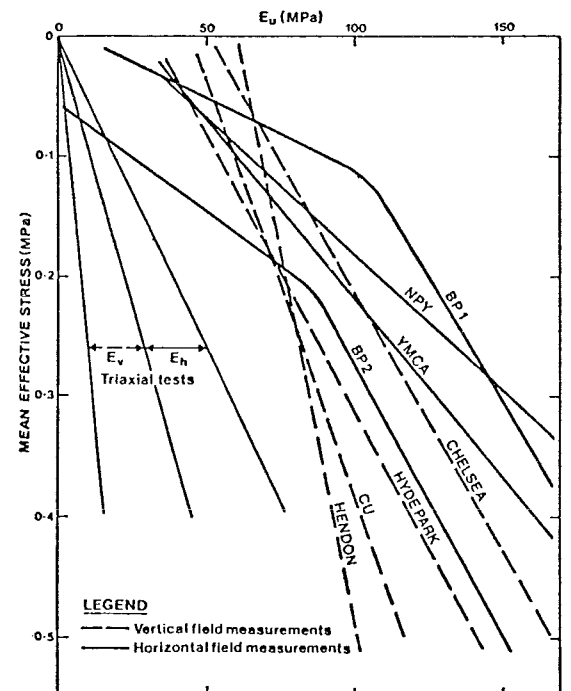


Fig. 6. - London Clay: variazione del modulo di Young E_u con la profondità [S. JOHN, 1975].

di deformazione nei due tipi di prove; nel primo caso ε raggiunge facilmente l'1%, nel secondo è inferiore allo 0.5%. Per questa stessa ragione, i valori dei cedimenti ottenuti utilizzando moduli E_u dedotti da prove in laboratorio sopravvalutano sempre quelli reali. Inoltre, da molti, è stato riscontrato un effetto soglia nei valori della rigidità, sia quando il materiale subisce un incremento di tensione dopo un lungo periodo in cui i carichi si sono mantenuti costanti, sia in corrispondenza di bruschi cambiamenti di direzione del percorso di carico. Prove triassiali non drenate [COSTA FILHO, 1980], condotte su campioni indisturbati della London Clay, forniscono valori del modulo E_u maggiori quando la fase di consolidazione avviene sotto uno stato tensionale anisotropo, rispetto a quelli ottenuti in seguito ad una consolidazione isotropa. Nel primo caso infatti il percorso di carico segue quello sperimentato dal campione durante il suo prelievo (Fig. 7).

Le considerazioni precedenti suggeriscono come la discrepanza fra i valori della deformabilità misurata in situ ed in laboratorio dipenda sia dal disturbo prodotto dal campionamen-

to che dalle diverse condizioni di carico al variare del tipo di prova. Per quanto riguarda il campionamento è necessario ridurre al minimo i rilasci di tensione che provocando rigonfiamento causano perdita di memoria da parte del materiale. Inoltre, le dimensioni del campionario devono tener conto della spaziatura delle fessure.

Diverse condizioni di carico sono imposte al materiale quando si eseguono prove di carico su piastra, prove pressiometriche o prove di laboratorio.

In un terreno in cui $K_0 > 1$, lo stato tensionale di un elemento ad una generica profondità è rappresentato dal punto di coordinate $q = (\sigma_v - \sigma_h) < 0$, $\varepsilon_v = 0$ in Fig. 8. L'apertura di un foro per l'esecuzione di una prova di carico su piastra causa una diminuzione di tensione verticale con $\Delta\sigma_h \approx 0$ (tratto 1 in Fig. 8b). Il successivo incremento di tensione durante l'esecuzione della prova produce pertanto un'inversione del carico con conseguenti effetti sul valore della rigidità.

In una prova triassiale, la fase di carico segue parzialmente uno stato tensionale idrosta-

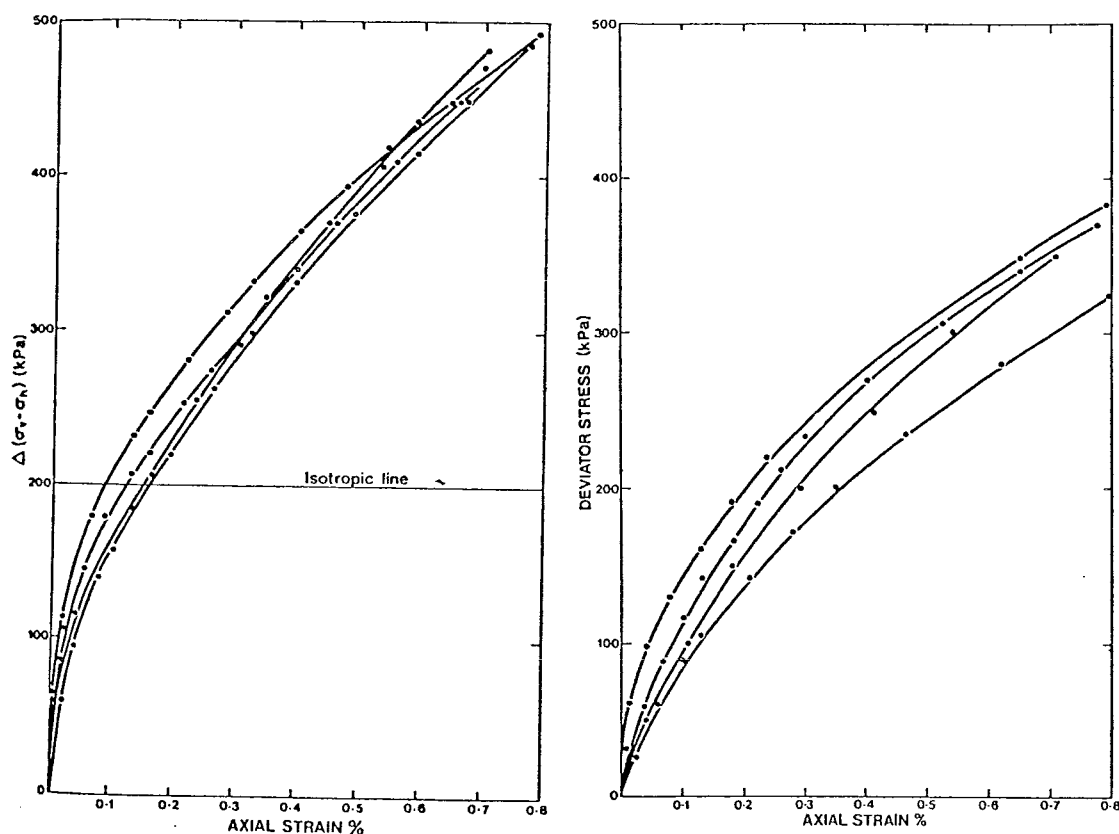


Fig. 7. - London Clay: curve sforzi-deformazioni ricavate in prove triassiali: a) consolidazione anisotropa; b) consolidazione isotropa [COSTA-FILHO, 1980].

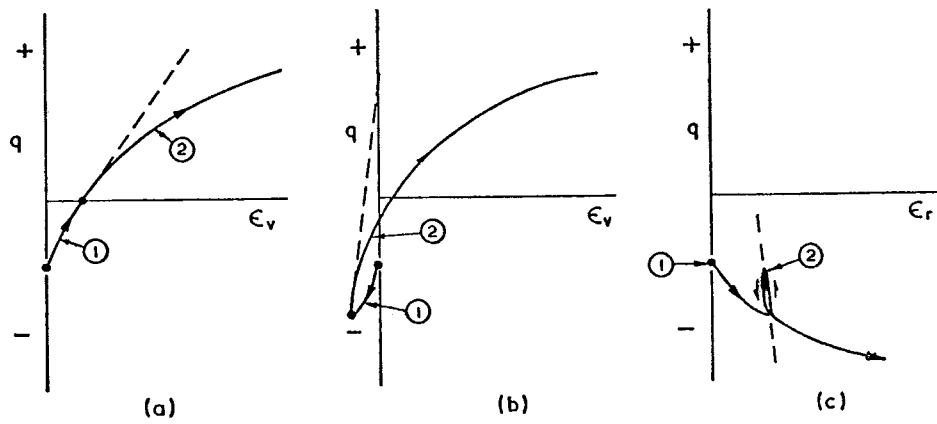


Fig. 8. - Percorsi di carico per una prova: a) triassiale non drenata; b) di carico su piastra; c) pressiométrica [PARRY, 1980].

tico (Fig. 8a), cui corrispondono deformazioni diverse da zero e bassi valori della rigidezza. Perché si abbiano rigidezze confrontabili nei due tipi di test è necessario che nella prova triassiale si ripristino le condizioni iniziali, imponendo uno stato tensionale anisotropo ($K_0 > 1$) prima di eseguire la fase di rottura. In genere, poiché le prove di routine non vengono condotte a partire da tali condizioni iniziali, è preferibile determinare il modulo E_u , mediante cicli di carico e scarico [PARRY, 1980].

In Fig. 8c è rappresentata la variazione dello stato tensionale durante una prova pressiométrica. Teoricamente un pressiometro autoperoforante, non provocando alcun rilascio di tensioni, è in grado di determinare la reale legge sforzi-deformazioni del terreno.

Nella pratica progettuale si è avuta in questi ultimi anni una grande diffusione dei metodi

di calcolo automatici, per esempio il metodo degli elementi finiti, per la valutazione del comportamento delle opere di fondazione. Tale uso nel campo delle argille s.c. può condurre ad errate previsioni se non si tien conto adeguatamente delle considerazioni precedenti con opportuni legami costitutivi. Come già detto, per le argille intatte è possibile utilizzare modelli che tengano conto delle tensioni in situ e che forniscano diverse leggi sforzi-deformazioni al variare dei percorsi di carico. La non linearità discende direttamente dalle caratteristiche intrinseche del modello. Per le argille fessurate occorre introdurre una variazione del modulo elastico con la deformazione.

SIMPSON *et al.* [1978] per la London Clay hanno utilizzato la legge rappresentata in Fig. 9 come legame costitutivo in un programma agli elementi finiti. Il paragone fra previsioni teoriche e risultati sperimentali per una prova pressiométrica sono riportati in Fig. 10. È evidente

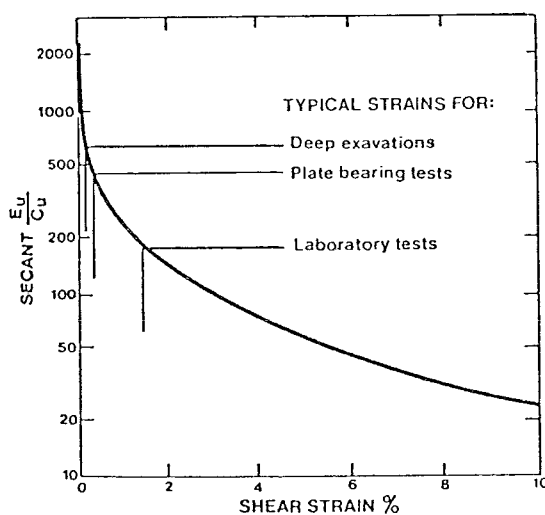


Fig. 9. - London Clay: variazione del modulo secante E_u con la deformazione adottata nel modello. [SIMPSON *et al.*, 1980].

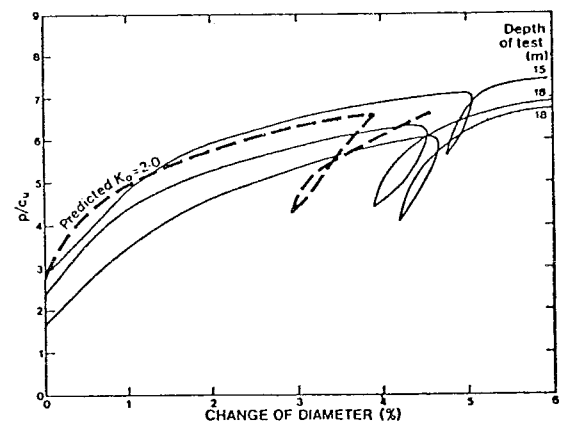


Fig. 10. - Confronto fra le previsioni del modello e risultati sperimentali in prove pressiométriche. [SIMPSON *et al.*, 1980].

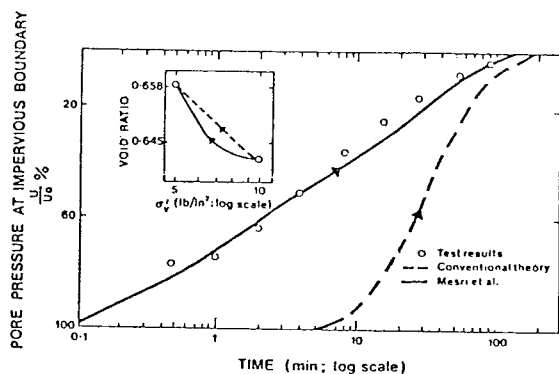


Fig. 11. - Andamento della sovrappressione con il tempo in una prova di rigonfiamento. [MESRI, *et al.*, 1979].

come un'opportuna scelta del legame costitutivo garantisca una previsione più che soddisfacente.

Analogamente, utilizzando un indice di rigonfiamento, C_s , variabile con la tensione verticale efficace [MESRI *et al.*, 1978], l'accordo riscontrato fra le previsioni teoriche della dissipazione delle sovrappressioni al contorno impermeabile di un edometro e le misure sperimentali, risulta maggiore di quello ottenuto mediante la teoria di Terzaghi.

Spesso, nella pratica ingegneristica si richie-

dono previsioni dell'entità dei cedimenti senza l'ausilio di prove di laboratorio o, tanto meno, in situ; si fa allora ricorso alle relazioni empiriche che legano il modulo non drenato E_u alla resistenza c_u . Purtroppo, per quanto detto in precedenza, non è possibile stabilire correlazioni univoche anche se la conoscenza del comportamento di altre opere nel medesimo sito, e sempre che le deformazioni siano paragonabili, permette una stima di prima approssimazione. Per la London Clay, BUTLER [1975] ha ricavato dall'insieme dei dati pubblicati una variazione del rapporto E_u/c_u compresa fra 200 e 830. Nel calcolo dei cedimenti per consolidazione, la correlazione empirica fra modulo di deformazione verticale m_v e la resistenza non drenata c_u appare più attendibile. La relazione stabilita da SKEMPTON ed HENKEL [1975], $m_v = 1/100 c_u$ ben si adatta all'analisi a posteriori di numerosi casi reali.

4. Determinazione delle tensioni in sito

Per quanto detto in precedenza, la deformabilità e la resistenza delle argille sovraconsolidate, dipende fortemente dal percorso di carico e dal valore assoluto delle tensioni. Un'op-

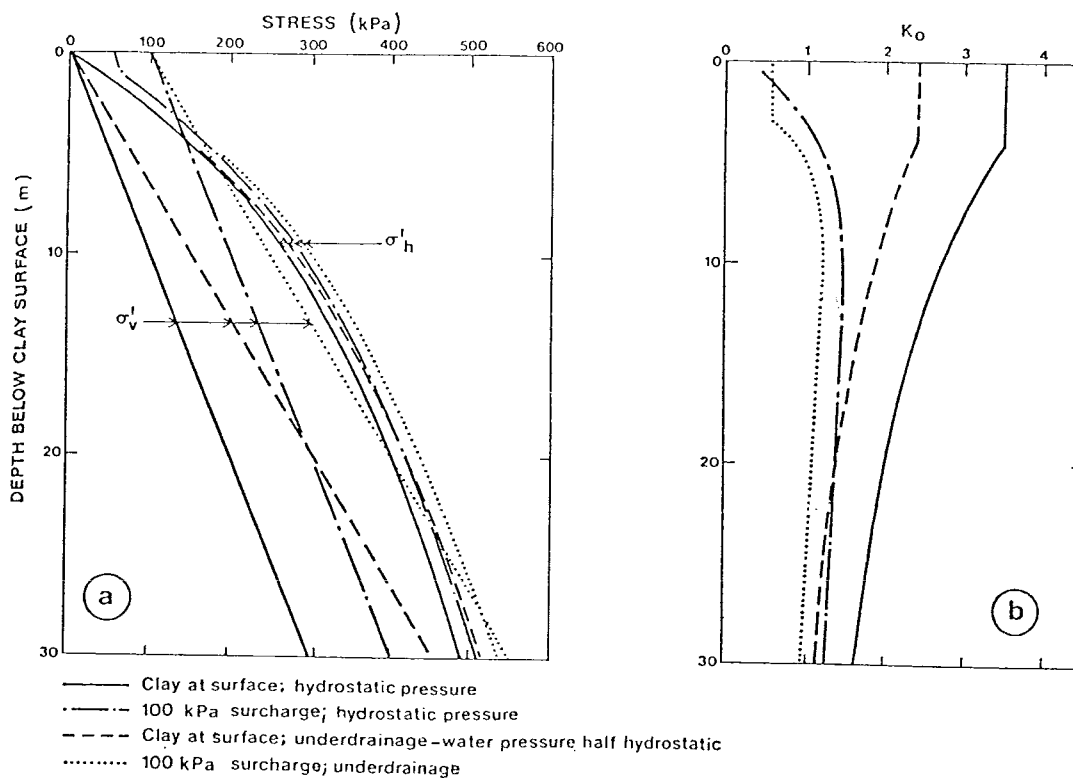


Fig. 12. - Influenza della storia delle tensioni applicate sui valori di σ'_h (a) e K_0 (b), per un'argilla leggermente sovraconsolidata [BURLAND *et al.*, 1979].

portuna modellazione numerica non può prescindere dalla conoscenza dello stato tensionale in sito, ed in particolare dal valore della pressione orizzontale efficace σ'_h ; peraltro, questa, è di difficile determinazione risultando influenzata direttamente dal disturbo prodotto dall'introduzione di qualunque strumento di misura.

Valutazioni teoriche, che non tengano conto dell'intera storia geologica di un particolare materiale, non possono essere attendibili.

Nel caso di storie geologiche semplici, quali quelle costituite da una fase di carico ed un successivo scarico, può essere utilizzata la seguente relazione, valida per materiali intatti, $K_o/K_{n.c.} = OCR^m$ con $m = 1.2 \sin \phi'$. Essa lega il coefficiente di spinta K_o al grado di sovraconsolidazione OCR, ed al rapporto fra le tensioni σ'_h e σ'_v lungo la retta vergine. Per materiali fessurati, ovvero che abbiano subito storie geologiche complesse, è necessario procedere mediante prove in situ. Queste dovrebbero tendere direttamente alla misura della pressione orizzontale σ'_h piuttosto che a quella del coefficiente K_o . BURLAND *et al.* [1979] hanno mostrato come incrementi di carico verticale influenzano modestamente la pressione orizzontale efficace σ'_h , ma ovviamente portano ad una diminuzione di K_o (Fig. 12).

Fra gli strumenti di misura attualmente disponibili, il più attendibile appare il pressimetro auto-perforante, che come tale limita il disturbo del materiale durante il suo avanzamento. In Fig. 13 è rappresentata una curva sforzi-deformazioni tipica di una prova pres-

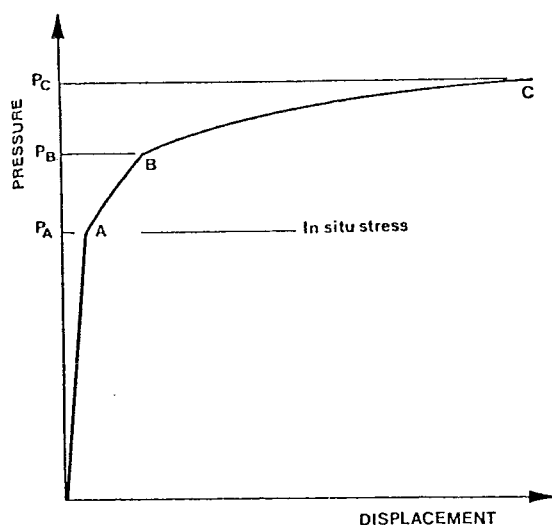


Fig. 13. - Andamento teorico della relazione pressioni-deformazioni in una prova pressiométrica. [SIMPSON *et al.*, 1980].

siometrica. Il primo tratto OA del diagramma è dovuto alla deformabilità del dispositivo, mentre il terreno comincia a risentire del carico applicato solo dopo il punto A. Pertanto P_A rappresenta il valore della pressione orizzontale preesistente in sito. Nel tratto AB il materiale si comporta elasticamente fino ad un valore di pressione P_B corrispondente alla resistenza non drenata c_u . Con questa interpretazione si ha: $P_B = P_A + c_u$.

Per altro, non sempre le pendenze dei due tratti di curva OA ed AB sono facilmente distinguibili, ed in questo risiede una limitazione del dispositivo di prova.

5. Conclusioni

Il comportamento delle argille sovraconsolidate è difficilmente riconducibile a semplici modelli che ne comprendano tutti gli aspetti.

Allo stato attuale delle conoscenze appare necessario un nuovo impulso nella ricerca sul comportamento meccanico di tali materiali. In particolare, la presenza di punti di biforcazione nelle leggi costitutive, che sintetizzano la possibilità di diversi meccanismi di rottura nelle argille sovraconsolidate, richiede ulteriori studi teorici e sperimentali, che coinvolgano la Teoria della Frattura.

D'altra parte, è stato più volte ripetuto nel corso della conferenza, i metodi di studio della meccanica dei terreni consistono in una simbiosi fra teoria ed empirismo ed è sempre difficile sostituire una metodologia con una nuova procedura: pertanto diventa essenziale conoscere i limiti di approssimazione in cui le usuali procedure necessariamente ricadono.

BIBLIOGRAFIA

- BURLAND J. B., SIMPSON B., JOHN ST. (1979) - *Movements around excavations in London Clay*. Pcoc. VII. ECSMFE, Brighton, 1, 13-30.
- BUTLER F. G. (1975) - *Heavily over-consolidated clays*. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, Review Paper, Sess. III, London: Pentech Press.
- COSTA-FILHO L. M. (1980) - *Discussion*. Proc. 7th ECSMFE, Brighton (1979), 4, 124-128.
- DRUCKER D. C. (1959) - *A definition of stable inelastic material*. Journal of Applied Mechanics, 26, 101-106.
- MARSLAND A. (1971) - *The shear strength of stiff fissured clays*. Building Research Station, Current Paper 21771.
- MESRI G., ULLRICH C. R., CHOI Y. K. (1978) - *The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading*. Géotechnique, 28, 3, 281-307.

- PARRY R. H. G. (1980) - *Discussion*. Proc. 7th ECSMFE, Brighton (1979), 4, 129-131.
- SIMPSON B., O'RIORDAN N. J., CROFT D. D. (1979) - *A computer model for the analysis of ground movements in London Clay*. Géotechnique, 29, 2, 149-175.
- SIMPSON B., CALABRESI G., SOMMER H., WALLAYS M. (1980) - *Design parameters for stiff clays*. General Report on stiff clays, VII ECSMFE, Brighton.
- SKEMPTON A. W., HENKEL D. J. (1957) - *Tests on London Clay from deep borings at Paddington Victoria and South Bank*. Proc. 4th ICSMFE, London, 1, 100-106.
- TAVENAS F., LEROUËL S. (1979) - *Clay behaviour and the selection of design parameters*. 7th ECSMFE, Brighton, 1, 281-291.

2^a SESSIONE: Rocce tenere

In questa sessione il General Reporter Prof. W. WOLSKY ha sottolineato la mancanza di adeguati metodi di misura per la determinazione delle caratteristiche delle rocce tenere. Le tecniche di prova normalmente utilizzate nella Meccanica delle rocce e dei terreni non si prestano a identificare le caratteristiche di materiali il cui comportamento dipende nella maggior parte dalle discontinuità.

Data l'impossibilità di estrarre dalla formazione campioni significativi da sottoporre a prove di laboratorio ci si riferisce pertanto ai risultati ottenuti da prove in situ. Queste dovrebbero condurre alla determinazione di quelle caratteristiche delle formazioni da introdurre nell'analisi con il metodo degli elementi finiti che in questo campo appare particolarmente affidabile.

Nella mancanza di informazioni dirette sulle nature complesse, particolarmente utili risultano al progettista classificazioni che permettono di raggruppare terreni con proprietà meccaniche simili fra loro.

Un interessante contributo in tal senso è stato portato da MASCARDI [1979]. Fra le nuove metodologie proposte per l'interpretazione delle prove in situ, di rilievo appare il metodo di identificazione di cui GIODA [1979] ha fornito esempi di applicazione.

BIBLIOGRAFIA

- GIODA G. (1979) - *A numerical procedure for defining the values of soil parameters affecting consolidation*. Proc. 7th ECSMFE, Brighton 1, pp. 169-172.
- MASCARDI C. (1979) - *Kinds of weak rock*. Proc. 7th ECSMFE, Brighton 4, pp. 91-92.
- WOLSKI W. (1979) - *Design parameters for weak rocks*. Discussion Guide, 7th ECSMFE, Brighton.

9^a SESSIONE: Prove su modello

Il tema centrale di questa sessione del Congresso riguarda l'applicazione di modelli nella Geotecnica.

Il General Reporter BASSETT, nella relazione generale, ha condotto un esame delle varie possibilità di applicazione della *modellistica* nello studio dei problemi geotecnici confermando la validità della distinzione fondamentale stabilita da ROSCOE [1968] che aveva suddiviso in due classi l'uso dei modelli.

Nella prima, il modello considerato come un vero e proprio prototipo fornisce indicazioni su comportamenti reali non prevedibili nell'ambito delle attuali conoscenze teoriche.

In questo caso le leggi di similitudine non devono essere strettamente osservate e non sono ottenibili, in generale, previsioni di carattere quantitativo.

Nella seconda classe, i modelli sono concepiti per essere rappresentativi di un prototipo reale e per dedurre valutazioni quantitative del suo comportamento. Le leggi di similitudine costituiscono il collegamento fra modello e prototipo e su di esse si basano tutte le interpretazioni teoriche e sperimentali delle prove.

Sebbene la maggior parte dei modelli elaborati ricade nella prima classe, la seconda classe raggruppa quei tentativi che più correttamente interpretano la filosofia della teoria dei modelli. In particolare, è nel suo ambito che si sono sviluppate le più sofisticate tecnologie di modellazione, e l'approfondimento delle teorie della similitudine [ROCHA, 1957; ROSCOE, POOROSHASB, 1963]. Poiché nella Meccanica dei terreni la natura dei legami costitutivi è in genere non lineare, ovvero il comportamento di un terreno dipende fortemente dal livello tensionale, è importante che le leggi di similitudine vengano rigorosamente mantenute in quei problemi in cui il peso proprio della struttura non sia trascurabile. Da un'analisi di questo aspetto [ROSCOE, 1968], risulta come in ogni problema governato dalla forza di massa, una modellazione corretta spesso richieda l'impiego della centrifuga, essendo soddisfatto con essa il principio di uguaglianza delle tensioni fra prototipo e modello, quando quest'ultimo si mantenga entro dimensioni ridotte.

Non sempre, comunque, si riesce a soddisfare contemporaneamente tutti i principi di similitudine e la scelta di quali fra questi possano essere sacrificati deve essere condotta median-

te l'applicazione dell'analisi dimensionale. In un intervento del panelista OVESEN [1979], viene sottolineato come solo l'uso dell'analisi dimensionale convalidata dalle evidenze sperimentali consenta di valutare correttamente la rappresentatività di un modello.

La natura, piuttosto diversificata, degli interventi presentati suggerisce come questo tema non abbia ancora una collocazione precisa nell'ambito della Meccanica delle terre, cosa che del resto è stata confermata dal General Reporter che ha caratterizzato la sua relazione più come una problematica che non come uno stato dell'arte.

BIBLIOGRAFIA

- BASSETT R. H. (1979) - *Physical models for construction*. Discussion Guide, 7th ECSMFE, Brighton.
- OVESEN N. K. (1980) - *The scaling law relationships*. 7th ECSMFE, 1979 Brighton, 4, 319-323.
- ROCHA M. (1957) - *The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models*. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. London, 1957, 1, p. 183.
- ROSCOE K. M. (1968) - *Soils and model tests*. Journal of Strain Analysis, Vol. 3, 1.
- ROSCOE K. M., POOROSHAB M. B. (1963) - *Foundamental principle of similitarity in model tests for earth pressure problems*. Proc. 2nd Asian Conf. Soil Mech., Tokyo 1963, 1, p. 134.