

Relazioni tensioni-deformazioni di sabbie sature in prove triassiali non drenate**

G. RICCERI *, M. SORANZO *

SOMMARIO: L'articolo esamina il comportamento di una sabbia fine uniforme sottoposta a prove triassiali non drenate con consolidazioni isotrope ed anisotrope in condizioni di deformazione laterale impedita. Vengono evidenziate le diverse evoluzioni delle relazioni tra tensioni e deformazioni conseguenti al tipo di consolidazione usato e l'influenza del criterio di rottura adottato sulla valutazione dell'angolo di attrito. Accertata l'impossibilità di rappresentare le relazioni tensioni-deformazioni per le prove consolidate anisotropicamente con la legge costitutiva elastica non lineare di Kondner, generalizzata da Duncan e Chang, vengono proposte delle espressioni che permettono di rappresentare, con una legge dello stesso tipo, anche queste prove che riproducono il comportamento della maggior parte dei depositi granulari naturali.

Introduzione

La formazione di depositi naturali di materiali granulari avviene frequentemente in strati orizzontali con consolidazione, quindi, in condizione di deformazione orizzontale nulla. La anisotropia tensionale, conseguenza di un diverso rapporto tra tensioni orizzontali e verticali, è accompagnata da una distribuzione preferenziale dei grani che influenza il comportamento meccanico del materiale [LADD *et al.*, 1977].

L'effetto dell'anisotropia tensionale di consolidazione sullo sviluppo della resistenza di sabbie sature ha dato luogo a studi le cui conclusioni sono tra loro differenti e talvolta contrastanti specie con riguardo ai risultati di prove triassiali non drenate. BISHOP ed ELDIN [1953] indicano resistenze a rottura decisamente minori per campioni consolidati anisotropicamente mentre BJERRUM, KRINGSTAD e KUMMENEJE [1961] concludono che le resistenze dei campioni sono praticamente indipendenti dal tipo di consolidazione; LEE e SEED [1970] trovano delle resistenze di campioni consolidati anisotropicamente, con valori arbitrari dei rapporti tra le tensioni orizzontali e verticali, leggermente superiori a quelli conseguenti ad una consolidazione di tipo isotropico.

Quanto detto rende immediata l'importanza di valutare gli effetti della fase di consolidazione sui parametri di resistenza.

Nel presente lavoro viene esaminato, e confrontato con prove triassiali standard, l'effetto della consolidazione con deformazione orizzon-

tale impedita che riproduce la situazione che si riscontra nella maggior parte dei depositi naturali. Sono state eseguite prove triassiali non drenate che meglio delle altre si prestano ad evidenziare il comportamento in esame dato che eliminano nel computo delle resistenze gli effetti legati a dissipazioni energetiche per variazioni di volume.

Programma sperimentale

Il materiale usato per le prove è costituito da una sabbia fine uniforme proveniente dal fiume Adige il cui fuso granulometrico è riportato in figura 1. La composizione mineralogica

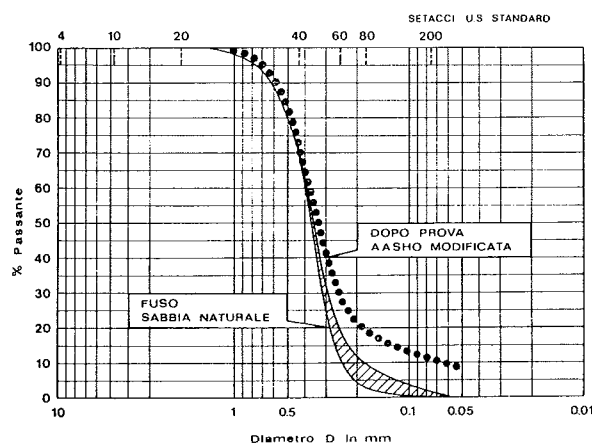


Fig. 1. - Curve granulometriche.

risulta essere la seguente: quarzo 25%, feldspati 35%, carbonati 15%, materiali pesanti 25% e il peso specifico è di 2.70 g/cm³. La densità secca minima è risultata pari a 1.38 g/cm³; la sua determinazione è stata eseguita versando

* Istituto di *Costruzioni Marittime* e di *Geotecnica* - Facoltà di Ingegneria - Università di Padova.

** Lavoro svolto nell'ambito del Programma sullo « Studio delle leggi costitutive dei terreni e delle rocce » finanziato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

lentamente il materiale, da una altezza costante di 3.0 cm, in una fustella graduata di volume pari a 960 cm³.

Il valore massimo della densità, ottenuto versando la sabbia da una altezza costante di 30 cm nella fustella graduata sottoposta a vibrazioni, è risultato di 1.64 g/cm³.

Le densità massime ottenute con prove AASHO standard e modificato sono risultate rispettivamente pari a 1.59 e 1.68 g/cm³.

Quest'ultimo valore, piuttosto elevato, è conseguente a variazioni granulometriche del materiale dovute probabilmente alla fratturazione dei carbonati durante l'esecuzione delle prove (fig. 1).

Le densità relative dopo consolidazione risultano comprese tra 0.58 e 0.88 facendo riferimento al valore del peso di volume massimo di 1.64 g/cm³ determinato con il metodo che non induce fratturazioni nella sabbia.

Le prove triassiali sono state eseguite su campioni di diametro $\varnothing = 3.8$ cm ed altezze comprese tra 8.3 ed 8.7 cm e con velocità di deformazione di 10⁻² cm/min.

I provini sono stati preparati facendo cadere una miscela di sabbia ed acqua, preventivamente disaerata con bollitura di 30 minuti, nell'apposita fustella da una altezza costante. Le varie densità sono state ottenute con vibrazioni del piano di appoggio della fustella.

Il controllo della completa saturazione è stato effettuato attraverso la misura del parametro B della pressione dei pori [SKEMPTON, 1954].

Le fasi di consolidazione sono state condotte in due modi distinti; nella prima serie di prove i campioni sono stati sottoposti a consolidazione isotropa, nella seconda a consolidazione anisotropa in condizioni di deformazione orizzontale nulla con rapporto quindi tra le tensioni

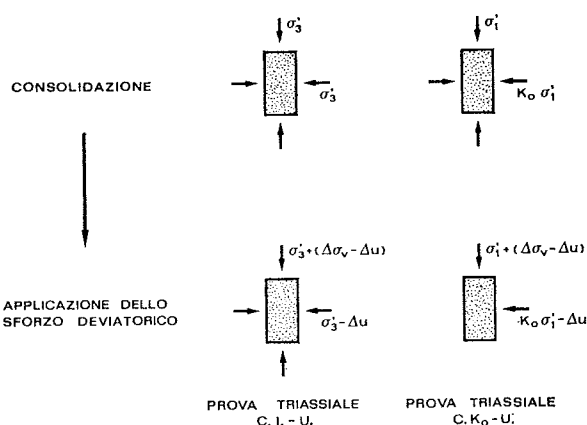


Fig. 2. - Fasi di consolidazione e rottura di prove triassiali non drenate.

principali $\sigma_3/\sigma_1 = K_o$. Dopo le fasi di consolidazione i campioni sono stati portati a rottura, in entrambi i casi, con aumento dello sforzo deviatorico in condizioni non drenate per meglio evidenziare l'influenza della consolidazione [BISHOP, 1961; ROWE, 1962].

In fig. 2 sono schematizzate le varie fasi delle prove triassiali con consolidazione isotropica (C.I.-U.) e con consolidazione con deformazione laterale nulla (C.K_o-U.). Nelle figg. 3a e 3b, vengono infine riportati i percorsi tensionali tipici dei due tipi di prova nel piano di Mohr.

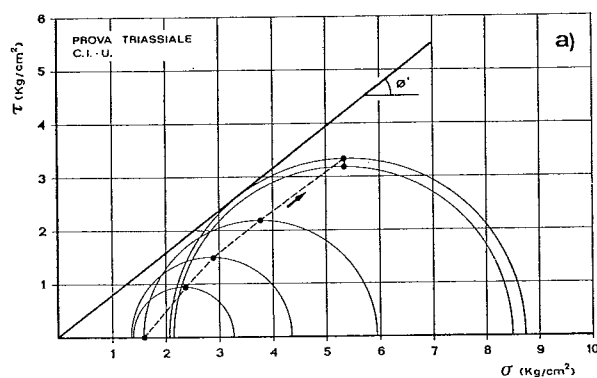


Fig. 3a. - Percorsi tensionali nelle prove triassiali C.I.-U.

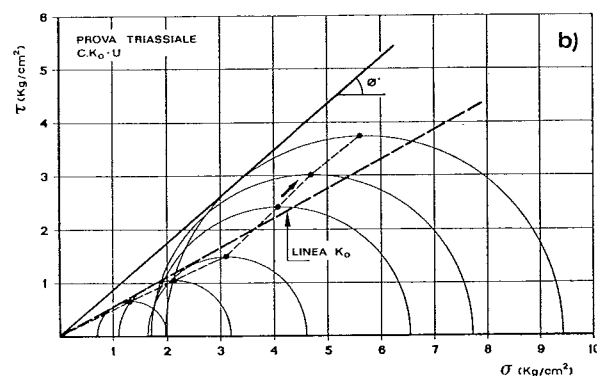


Fig. 3b. - Percorsi tensionali nelle prove triassiali C.K_o-U.

Risultati delle prove

Nelle prove C.I.-U. le densità iniziali dei provini sono comprese tra 1.51 ed 1.58 g/cm³, con pressioni di consolidazione comprese tra 0.6 e 2.0 kg/cm²; la densità dopo consolidazione (γ_{dc}) sono risultate racchiuse nell'intervallo tra 1.57 ed 1.60 g/cm³ con una diminuzione di volume variabile tra 1.3 e 3.5%.

Nelle prove C.K_o-U. le densità iniziali variano tra 1.51 ed 1.60 g/cm³; dopo consolidazione, con tensioni principali minori comprese tra 0.6 ed

1.75 kg/cm² e rapporto K_o compreso tra 0.33 e 0.38, le densità risultano racchiuse nell'intervallo 1.53 ÷ 1.61 g/cm³; le variazioni di volume sono in questo caso comprese tra 0.6 ed 1.2%.

La fig. 4 riporta, in funzione della deformazione verticale percentuale, l'andamento dello sforzo deviatorico e della pressione interstiziale per alcune prove rappresentative eseguite con le due diverse fasi di consolidazione citate e per densità relative comprese tra 0.62 e 0.88.

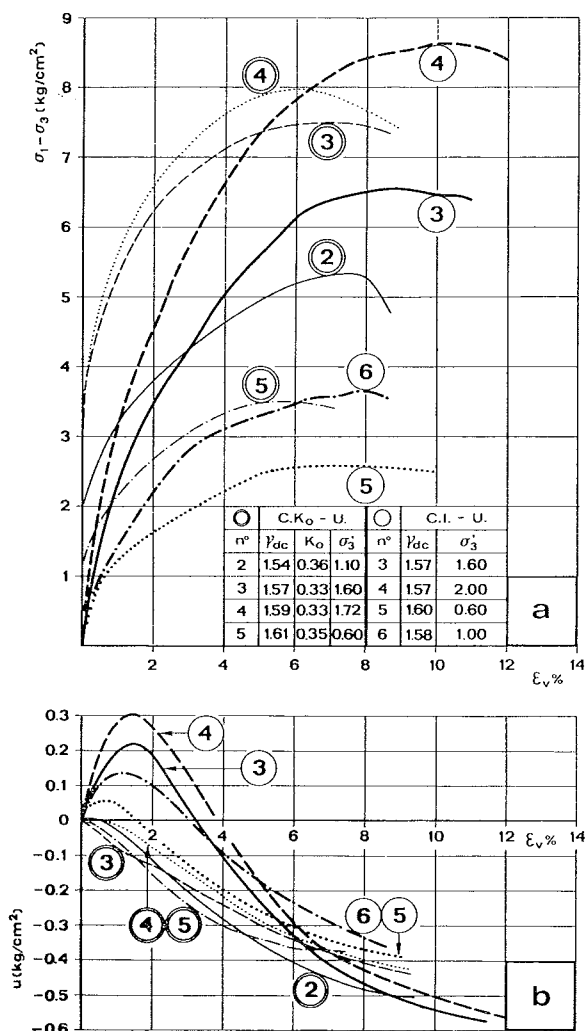


Fig. 4. - Relazioni tensioni-deformazioni (a) e pressioni neutrali-deformazioni (b) per prove triassiali C.I.-U. e C.K_o-U.

Le deformazioni verticali percentuali a rottura variano tra il 7 e il 10% nelle prove C.I.-U. e tra il 5 ed il 7% nelle prove C.K_o-U.. I risultati ottenuti si riferiscono a campioni che devono essere considerati densi come evidenziato dallo sviluppo delle pressioni neutrali, negative nel campo delle deformazioni prossime alla rottura, corrispondenti cioè ad una tendenza del campione a dilatare con un comportamento tipico

dei materiali granulari con densità relativa maggiore di quella critica.

L'evoluzione delle pressioni neutrali durante l'incremento dello sforzo deviatorico mette in luce l'effetto delle due fasi di consolidazione. Nelle prove C.K_o-U. infatti i campioni mostrano una tendenza a dilatare durante tutto il corso della prova; nelle prove C.I.-U. tale tendenza si manifesta durante il corso delle prove per valori della deformazione percentuale che aumentano all'aumentare della pressione di consolidazione.

Lo sviluppo delle pressioni neutrali sensibilmente diverse per bassi valori della deformazione verticale percentuale tende ad assumere un comportamento più omogeneo nell'intorno delle deformazioni a rottura; in tale ultima fase i valori minimi delle pressioni neutrali sono tali da escludere fenomeni di cavitazione. Si può quindi concludere che le prove sono state condotte a volume costante [BISHOP, ELDIN, 1953].

L'esame dell'evoluzione delle pressioni neutrali indica inoltre che esse tendono ad assumere valori costanti nell'intorno delle deformazioni a rottura. Escludendo fenomeni di cavitazione tale tendenza deve essere collegata alla evoluzione delle tensioni principali minori che raggiungono a rottura il valore critico [SEED, LEE, 1967].

Gli angoli di attrito determinati nel piano di Mohr assumendo come criterio di rottura il massimo valore dello sforzo deviatorico sono riportati in fig. 5 a e b. Come si vede i valori massimi degli angoli di attrito, riferiti a campioni di densità dopo consolidazione praticamente coincidenti nei due casi, sono leggermente superiori, nelle prove C.K_o-U.. Pur con valori minori della densità dopo consolidazione, per quest'ultimo tipo di prova, i valori minimi dell'angolo Φ risultano dello stesso ordine di grandezza nei due casi. I valori dell'angolo di attrito sono infatti compresi tra 35.3° e 38.8° nelle prove C.I.-U. tra 35.4° e 41.2° nelle prove C.K_o-U.. Sembra quindi lecito affermare che le resistenze dei campioni consolidati anisotropicamente siano superiori a quelle conseguenti ad una consolidazione isotropica.

L'influenza del criterio di rottura sulla determinazione dell'angolo di attrito, già esaminata da altri autori [BISHOP, ELDIN, 1950], può essere valutata riportando i risultati delle prove

nel piano $\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3); \sigma_3$ [JANBU, 1973], rappre-

zazione questa che consente di valutare, nel caso

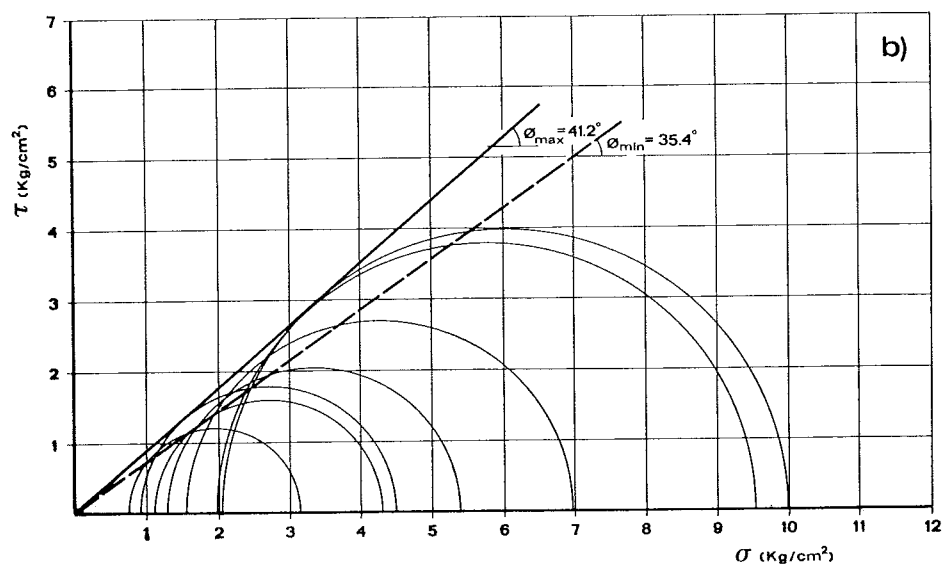
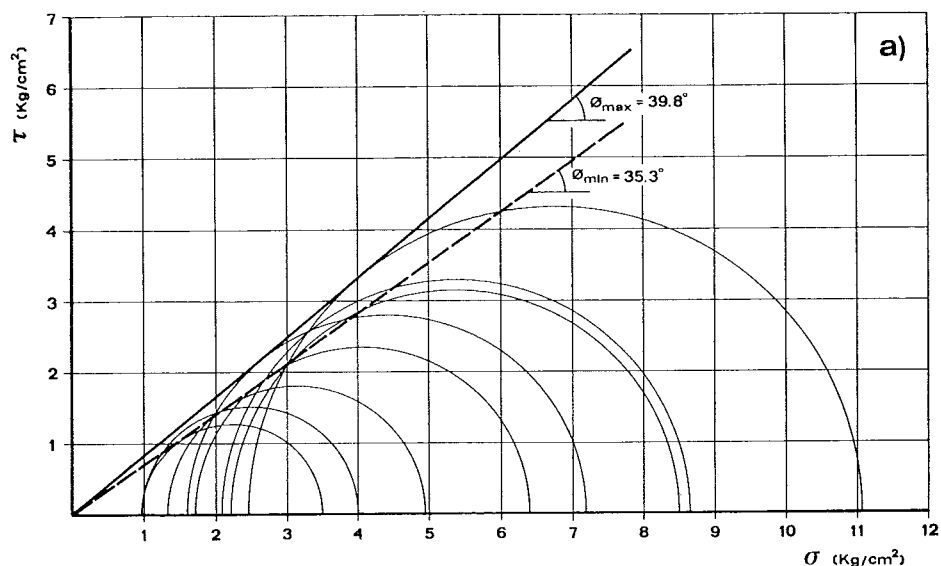


fig. 5a, b. - Stati tensionali a rottura nel piano di Mohr.

di consolidazione anisotropa, il valore del rapporto K_o . In fig. 6a, b sono rispettivamente illustrati i risultati delle prove C.I.U. e C. K_o -U. già riportate in fig. 4 nel piano tensioni-deformazioni.

L'angolo di attrito viene espresso dalla relazione:

$$\Phi' = \arctg \frac{S_f}{\sqrt{1 + 2 S_f}} \quad (1)$$

in cui:

$$S_f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{1}{\sigma'_3} = \frac{\text{sen } \Phi}{1 - \text{sen } \Phi}$$

è la pendenza della retta tangente al vettore delle tensioni e passante per l'origine.

Dall'esame delle figg. 6a, b si può notare che,

a differenza del caso precedente, la valutazione dell'angolo di attrito dipende dall'evoluzione delle pressioni neutrali durante il corso della prova. Il valore di S_f risulta essere più elevato della pendenza della retta passante per l'origine e per il punto corrispondente al massimo sforzo deviatorico.

Il confronto conferma qualitativamente quanto già evidenziato in precedenza accentuando lo scarto tra le resistenze dei campioni nei due tipi di prova. Il criterio tensionale adottato fornisce inoltre valori dell'angolo di attrito superiori a quelli precedentemente determinati. L'angolo di attrito infatti risulta compreso tra 36.1° e 39.5° per le prove C.I.-U. e tra 39.5° e 41.8° per le prove C. K_o -U.. Il rapporto K_o , che risulta espresso da:

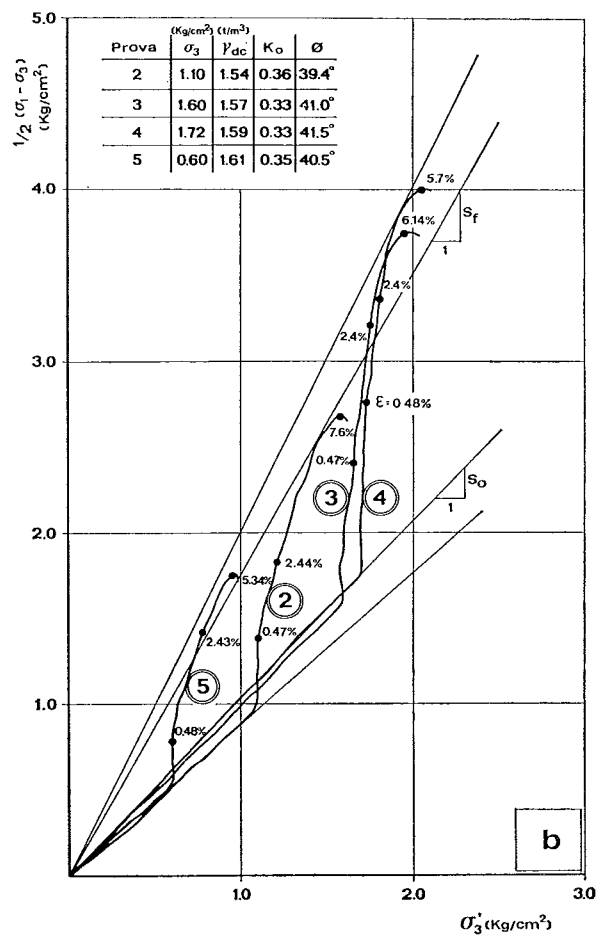
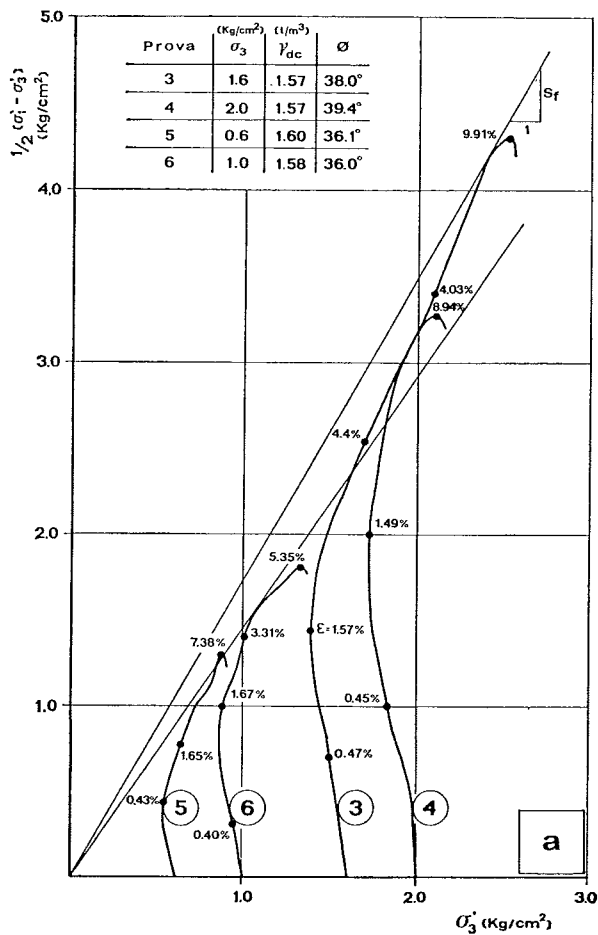


Fig. 6a, b. - Percorsi tensionali di una prova triassiale C.I.-U. (a) e C.Kr.-U. (b).

$$K_o = \frac{1}{1 + 2 S_o}$$

essendo S_o la pendenza del tratto iniziale di consolidazione, ha dato, nei casi illustrati in

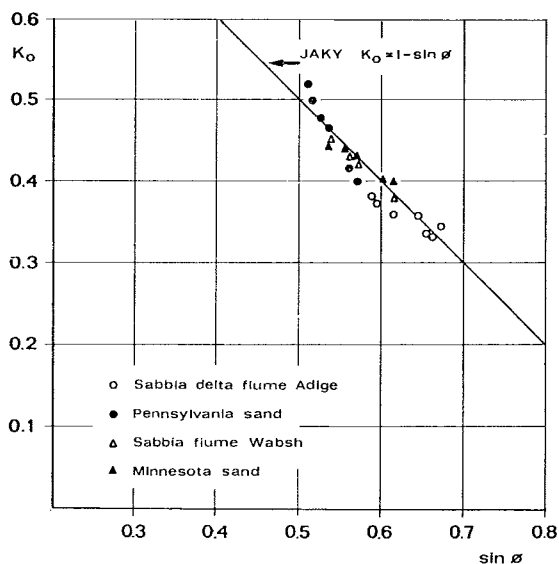


Fig. 7. - Relazioni tra coefficiente di spinta a riposo ed angolo di attrito.

figura, valori compresi tra 0.33 e 0.36. I valori trovati sono in ottimo accordo con i risultati di altre indagini sperimentali (fig. 7) e vengono ben approssimati dalla relazione semplificata di JAKY [1944]:

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

Leggi costitutive

I dati riportati in letteratura ed i risultati delle prove eseguite hanno evidenziato che il tipo di consolidazione ha una diretta influenza sia sulla resistenza che sulle relazioni tensioni-deformazioni dei provini di sabbia. Tali effetti si riscontrano in particolare in relazione alla consolidazione anisotropa studiata che riproduce le più comuni condizioni di sedimentazione dei depositi naturali.

In tale ambito sembra interessante generalizzare la legge di KONDNER [1963] adattandola a riprodurre il comportamento tensioni-deformazioni anche nel caso di consolidazione anisotropa. Ciò sembra utile poiché tra le leggi costitutive non lineari la funzione iperbolica di

Kondner, generalizzata da DUNCAN e CHANG [1970], è senz'altro la più usata; i parametri che caratterizzano l'iperbole possono essere ricavati dai risultati delle usuali prove triassiali di laboratorio e la curva riproduce in modo soddisfacente il comportamento reale rilevato sperimentalmente.

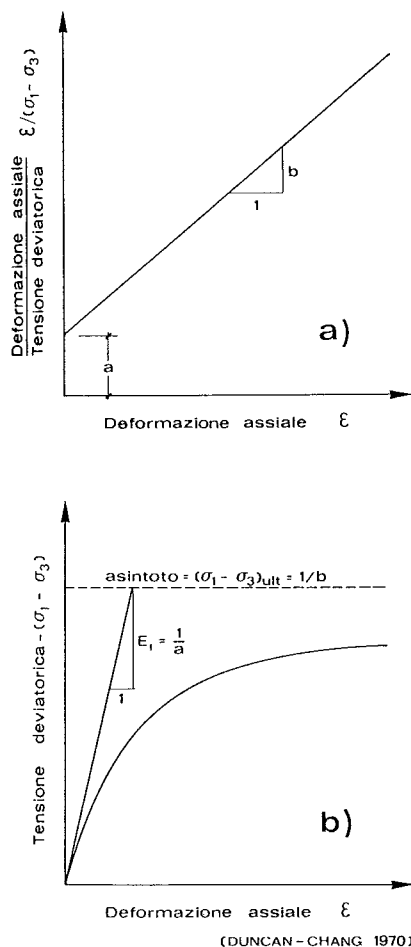


Fig. 8. - Curva iperbolica tensioni-deformazioni trasformata (a) curva iperbolica tensioni-deformazioni (b).

$$(5) \quad E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{sen } \Phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \sigma_3 \text{sen } \Phi} \right] K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

La (5) permette la costruzione della legge costitutiva, noti che siano i parametri sperimentali K , n , Φ , R_f nel caso di consolidazioni isotropiche.

Il valore finito dello sforzo deviatorico $(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ al termine della fase di consolidazione nelle prove C.K₀-U. non consente di utilizzare per esse l'espressione nella forma proposta che ipotizza uno sforzo deviatorico nullo per $\epsilon = 0$. In relazione a ciò viene proposta una espressione che consente di valutare gli effetti di uno

L'equazione scritta nella forma:

$$\frac{\epsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \epsilon \quad (2)$$

è quella di una retta nel piano $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$; ϵ di cui a e b sono rispettivamente l'intercetta sull'asse delle ordinate e la pendenza (fig. 8a).

Il significato fisico delle due costanti è evidenziato nel diagramma di fig. 8b in cui si vede che a è l'inverso del modulo tangente iniziale e b è il reciproco del valore asintotico dell'iperbole.

Esprimendo con R_f il rapporto tra lo sforzo deviatorico a rottura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ed il valore asintotico dell'iperbole $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b}$, la (2) può essere riscritta nella forma:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (3)$$

Esprimendo il modulo tangente iniziale in funzione della pressione principale minore [JANBU, 1963]

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

(con p_a = pressione atmosferica, n e K costanti sperimentali) nella ipotesi di validità del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, il modulo tangente in funzione delle condizioni tensionali risulta, per i terreni granulari, espresso da:

stato tensionale anisotropo iniziale sulle relazioni tensioni-deformazioni. Tale espressione, ottenuta modificando la (2), è espressa da:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon - \epsilon_0}{a + b (\epsilon - \epsilon_0)} \quad (6)$$

che intercetta l'asse delle ascisse nel punto

$$\epsilon_0 = - \frac{a (\sigma_1 - \sigma_3)^*}{b (\sigma_1 - \sigma_3)^* + 1} \quad (7)$$

Da notare che la determinazione dei parametri a e b (fig. 9) rimane inalterata; il parametro b, pendenza della retta:

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\sigma_1 - \sigma_3} = b (\varepsilon - \varepsilon_0) \quad (8)$$

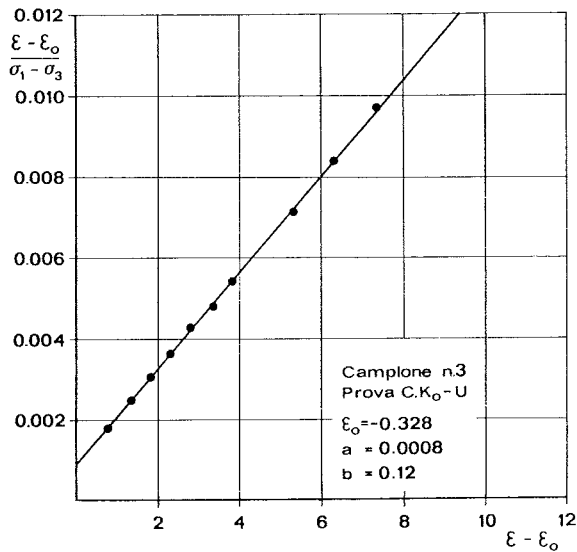


Fig. 9. - Curva iperbolica tensioni-deformazioni trasformata per una prova triassiale con consolidazione anisotropa.

è identico a quello espresso dalla (2) mentre la intercetta sull'asse delle ordinate è ancora $\frac{1}{a}$ — come si vede derivando la (6) rispetto ad ε e valutandola per $\varepsilon = \varepsilon_0$.

In fig. 10 sono riportate le determinazioni dei moduli tangenti iniziali per le prove C.I.-U. (fig. 10a) e C.K₀-U. (fig. 10b), valutati come reciproco del parametro a, necessari per la determinazione dei moduli E_i . Per quanto riguarda le prove C.I.-U., utilizzando l'espressione (3) si ottengono, per il campo di densità esplorato e compreso tra 1.57 e 1.60 g/cm³, valori di K compresi tra 200 e 240 e valori di n variabili tra 0.77 e 0.81.

Per quanto riguarda le prove C.K₀-U. è sembrato opportuno impiegare l'espressione:

$$E_i = K p_a \left[\frac{(\sigma_1 - 2\sigma_3) / 3}{p_a} \right]^n \quad (9)$$

che permette di tener conto di una consolidazione anisotropa e che coincide con l'espressione proposta da Janbu nel caso di consolidazione isotropica. In questo caso il campo di densità esplorata risulta essere più ampio del precedente e consente di individuare due diverse rette nel piano logaritmico di fig. 10b. Per le densità comprese tra 1.53 e 1.54 g/cm³ si ottengono valori di K ed n rispettivamente pari a 270 e 0.85 mentre i valori corrispondenti alle densità comprese tra 1.58 ed 1.61 g/cm³ risultano pari a 360 ed 1.30.

Le curve di figg. 11 e 12 mostrano, per alcuni campioni di sabbia, il confronto tra le relazioni tensioni-deformazioni rilevate sperimentalmen-

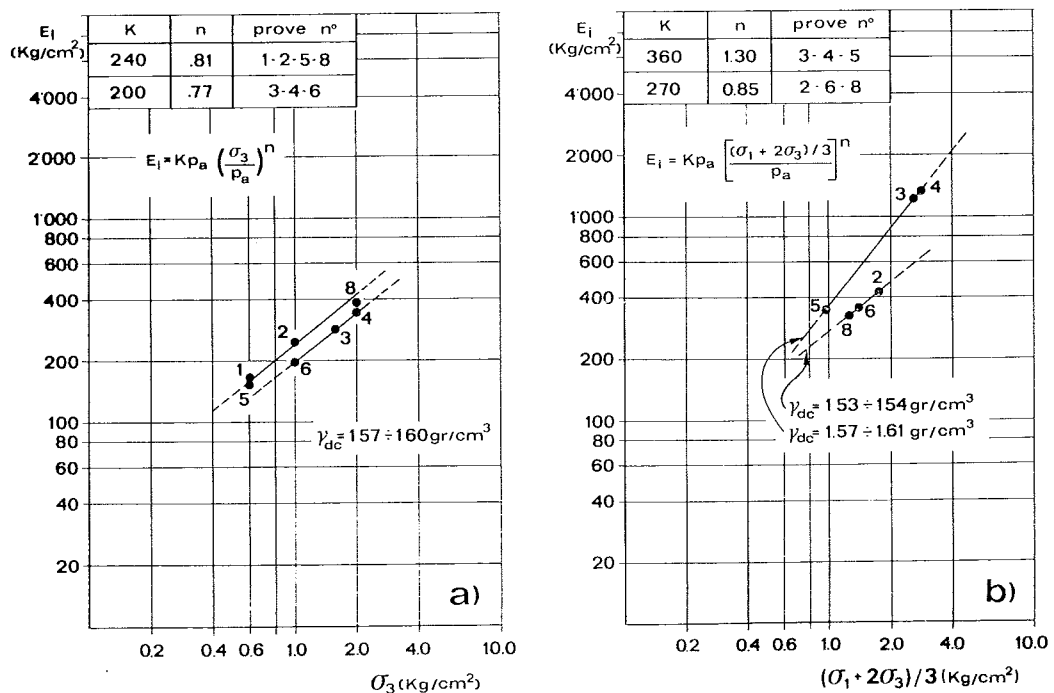


Fig. 10. - Relazioni tra modulo tangente iniziale e pressione idrostatica di consolidazione (a). Relazione tra modulo tangente iniziale e primo invariante delle tensioni di consolidazione (b).

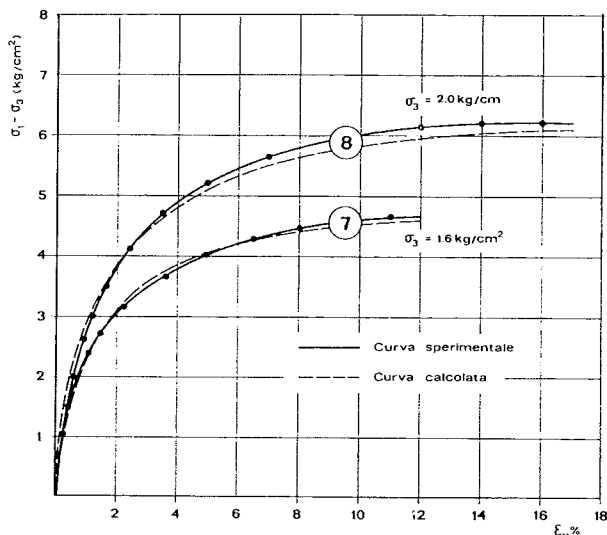


Fig. 11 - Confronto tra curve sperimentali e curve calcolate per prove triassiali C.I.-U

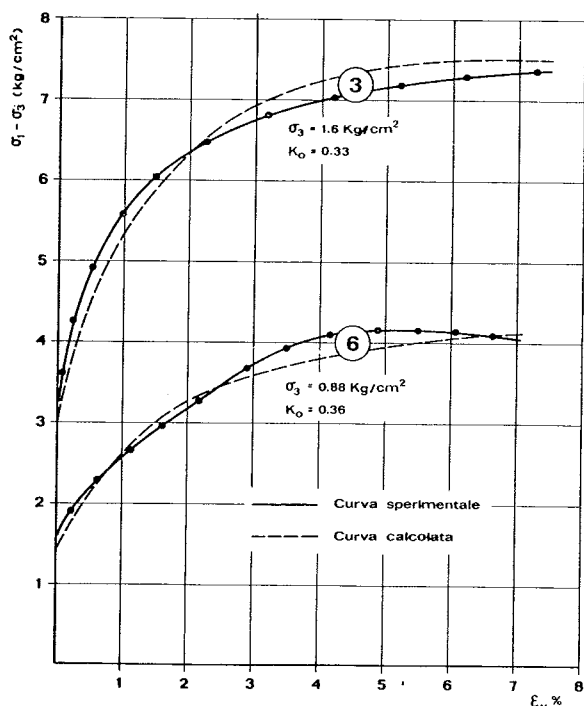


Fig. 12. - Confronto tra curve sperimentali e curve calcolate per prove triassiali C.K_o-U.

te e quelle calcolate nei due casi di prove C.I.-U. e C.K_o-U. mediante le relazioni (4), (5), (7) e (9).

Trattandosi di prove triassiali, con condizioni tensionali quindi note a priori, lo studio dell'andamento teorico delle curve tende sempre a verificare l'attendibilità della legge costitutiva mediante la sovrapposizione dei risultati per un campo di deformazioni che si spinge fino a rottura.

Le prove così eseguite hanno consentito di verificare la legge proposta da Duncan e Chang

per le prove triassiali con consolidazione isotropica ed hanno indotto ad estenderne, con opportune modifiche, la sua validità per riprodurre relazioni tra sforzi e deformazioni conseguenti agli stati tensionali iniziali presenti nella maggior parte dei depositi naturali.

Conclusioni

Le prove eseguite hanno evidenziato un diverso comportamento dei campioni di sabbia esaminati in relazione al tipo di consolidazione cui sono stati sottoposti. Al riguardo si è notato che i campioni consolidati anisotropicamente hanno una resistenza lievemente superiore rispetto ai campioni consolidati isotropicamente; la resistenza massima viene mobilitata nelle prove C.K_o-U. con deformazioni verticali inferiori a quelle delle prove C.I.-U. .

L'influenza della fase di consolidazione sull'andamento delle relazioni tensioni-deformazioni è chiaramente evidenziata nei due casi dalla diversa evoluzione delle pressioni neutrali durante la fase di taglio. In particolare si nota che tale differenza, sostanziale nel campo delle deformazioni iniziali, va annullandosi in prossimità della rottura.

Trattandosi di un confronto tra il comportamento di campioni con densità dopo consolidazione eguali nei due casi la diversità nei risultati può essere spiegata con riferimento alla diversa struttura raggiunta dai campioni in seguito ai due diversi tipi di consolidazione adottati. In tal senso la maggiore resistenza dei campioni consolidati anisotropicamente può derivare da una disposizione dei grani più stabile rispetto a quella conseguente ad una consolidazione isotropica.

D'altronde è noto [ODA, 1972] che la tessitura di un terreno granulare dipende sia dalle caratteristiche dei grani che dalla modalità della loro deposizione. Quest'ultimo fattore influenza notevolmente le proprietà meccaniche con particolare riguardo alla resistenza, allo sviluppo delle pressioni neutrali ed ai moduli di elasticità.

La determinazione degli angoli di attrito è funzione del criterio di rottura adottato; criteri di rottura tensionali conducono a valori degli angoli di attrito superiori a quelli determinati con criteri basati sul massimo valore dello sforzo deviatorico.

I risultati ottenuti mettono quindi in evidenza che il tener conto di una anisotropia tensionale iniziale comporta uno sviluppo delle

relazioni tra tensioni e deformazioni diverso da quello relativo al caso di consolidazione isotropica. Tenendo presente che tra le leggi elastiche non lineari quella proposta da Kondner è la più semplice e la più usata è sembrato opportuno verificare la sua idoneità a rappresentare questo tipo di anisotropia che, come già detto, riproduce un comportamento reale comune alla maggior parte dei depositi naturali.

A tal riguardo sono state proposte delle espressioni generalizzate sia per la legge costitutiva non lineare sia per il modulo tangente iniziale che permettono di rappresentare in modo soddisfacente il comportamento del terreno studiato con consolidazioni sia isotrope che anisotrope.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il geom. F. Daminato per la collaborazione prestata nell'esecuzione delle prove di laboratorio.

BIBLIOGRAFIA

- BISHOP A. W. (1954) - *Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression*. Geotechnique, Vol. 4, pp. 43-45.
- BISHOP A. W., ELGIN A. G. (1950) - *Undrained triaxial tests on saturated sand and their significance in the general theory of shear strength*. Geotechnique, Vol. 2, pp. 13-32.
- BISHOP A. W., ELGIN A. G. (1953) - *The effect of stress history on the relation between ϕ and the porosity of sand*. Proc. 3rd Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Engin., Zurich, Vol. 1, pp. 100-105.
- BJERRUM L., KRINGSTAD S., KUMMENEJE O. (1961) - *The shear strength of a fine sand*. Proc. 5th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Engin., Paris, Vol. 1, pp. 29-37.
- DUNCAN J. M., CHANG C. Y. (1970) - *Non linear analysis of stress and strain in soils*. J. of Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, N. SM5, pp. 1629-1653.
- JAKY J. (1944) - *The coefficient of earth pressure at rest*. Magyar Mernokes Epistesz Egylat Zozlonye.
- JANBU N. J. (1963) - *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Engin., Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- JANBU N. J. (1973) - *Shear strength and stability of Soils*. Proc. of N.G.I., Oslo, pp. 47.
- KONDNER R. L., ZELASKO J. S. (1963) - *Void ratio effects on the hyperbolic stress-strain response of a sand*. ASTM STP N. 361, Ottawa, pp. 250-257.
- LADD C. C., FOOT R., ISHIMARA K., SCHLOSSER F., POULOS H. G. (1977) - *Stress deformation and strength characteristics*. State of the Art Report Proc. 9th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Engin., Vol. 2, Tokyo, pp. 421-494.
- LEE K. L., SEED H. B. (1967) - *Drained strength characteristics of cohesionless soils*. J. of Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 93, N. SM6, pp. 117-141.
- LEE K. L., SEED H. B. (1970) - *Undrained strength of anisotropically consolidated sand*. J. of Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 96, SM 2, pp. 411-428.
- ODA M. (1972) - *Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material*. Soil and Foundation. Vol. 12, N. 1, pp. 17-36.
- ROWE P. W. (1962) - *The stress dilatancy relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc. Royal Soc., S.A., Vol. 269, pp. 500-527.
- SEED H. B., LEE K. L. (1967) - *Undrained strength characteristics of cohesionless soils*. J. of Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 93, N. SM6, pp. 333-360.
- SKEMPTON A. W. (1954) - *The pore pressure coefficients A and B*. Geotechnique, Vol. 4, pp. 143-147.

SUMMARY

Stress-strain characteristics of a saturated sand measured in consolidated undrained triaxial compressions

Results of consolidated-undrained triaxial tests performed on a saturated fine and uniform sand of the Adige riverbed (fig. 1) are reported in this paper.

The sand specimens (with diameter of 3.8 cm and height of 8.3-8.7 cm) have been initially consolidated both isotropically and anisotropically, in this latter case in condition of no-lateral strain (K_0), and then sheared in undrained condition measuring the development of strength and pore pressure.

All specimens have been prepared so to behave as dense ones, for the range of confining pressures adopted, that is exhibiting a tendency of volume dilatancy that would lead to a decrease of pore water pressure and therefore to an increase of the effective confining pressure which would reach its critical value when strains approach the shear-state.

The main purpose of this study is to investigate the effect of the consolidation-stages adopted on the overall behaviour of the sand, particular attention was given to the development of strength and it has been considered the possibility to approach the stress-strain behaviour of the granular soil with some convenient constitutive law.

It was noted that, at even conditions, the anisotropically consolidated specimens exhibit a slightly higher shear strength than the companion specimens isotropically consolidated.

This aspect was seen when the maximum value of the deviator stress was adopted as failure-criterion (fig. 4) and was furtherly confirmed when the stress criterion proposed by JANBU (equation 1 and fig. 6) was used to define the stress situation at shear.

In addition, in this latter case, we found greater values of the friction angles for all the samples regardless of the consolidation stages they underwent.

It has also been seen that the maximum values of strength were always mobilized with vertical strains have been much smaller in the C.K₀-U. tests than in the C.I.-U. triaxial tests (fig. 4); furthermore higher values of the Young modulus were found when the sand was consolidated in K_0 conditions.

All these factors, together with the different development of pore pressure (fig. 4b) led to consider a strong dependence of the soil behaviour on the type of consolidation which somehow would even have effects on the arrangement of the soil particles and then on the soil-fabric.

Enlightened by the above findings, which confirm some classic theory, the authors, in order to represent analytically the constitutive law of granular soils consolidated in K_0 conditions, confirm with experimental results (fig. 12) the analytical law proposed (equations 6 and 8) which is a more generalized hyperbolic stress-strain relation of the one given by KONDNER.

The generalizations provided by DUNCAN and CHANG still apply to proposed constitutive law which seems to approach, with reasonable approximation, at least stress-strain problems concerning the behaviour of natural sediments of granular soils.