

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI UN MATERIALE GHIAIOSO (*)

P. COLOMBO (**)

SOMMARIO - Si presentano i risultati di una ricerca sulle proprietà fisiche di un materiale ghiaioso usato nella costruzione del rilevato dell'Aeroporto « Marco Polo » di Venezia. Vengono esaminati e discussi i risultati di prove di carico con piastre di 75 cm e di 30 cm di diametro, di prove edometriche su campioni di 37,5 cm di diametro e 30 cm di altezza e di prove di consolidamento isotropico su campione di 20 cm di diametro e 40 cm di altezza.

1 - Premesse

Il materiale ghiaioso, del quale vengono esaminate le caratteristiche elasto-plastiche, proviene da cave situate nelle vicinanze di Treviso ed è stato usato nella costruzione dell'aeroporto « Marco Polo » a Tessera.

I dati che vengono esposti e le osservazioni e considerazioni conseguenti sono stati desunti sia dalle prove di laboratorio ed in posto a carattere applicativo e strettamente sperimentale eseguite dal *Centro Geotecnico Veneto* prima, durante e dopo la costruzione dell'aeroporto, sia dalle prove di controllo di vario tipo eseguite dalla Direzione dei lavori durante la costruzione dell'aeroporto nel periodo 1958-1960.

Questo materiale, con dimensioni massime intorno ai 100 mm, è incoerente ed a granulometria sensibil-

La curva di costipamento AASHO modificato di laboratorio indica una densità massima secca dell'ordine di $2,35 \text{ t/m}^3$ con un contenuto in acqua dell'ordine del 6%.

Il materiale sopraindicato è stato usato per la costruzione del rilevato dell'aeroporto su cui sono state costruite le piste ed i piazzali, e per lo strato di stabilizzato granulometrico facente parte della sovrastruttura delle piste e dei piazzali.

Le prescrizioni riguardanti il costipamento indicavano come limite inferiore l'84% della densità massima AASHO modificato fino a quota (+ 0.50) sul mm; il 90% tra quota (+ 0.50) e (+ 1.20) ed il 95% tra (+ 1.20) ed il rilevato finito (a quota + 2,00 circa).

Il controllo del grado di costipamento raggiunto è stato eseguito con prove di densità in sito che hanno dato valori piuttosto elevati; però non sempre, pur essendo soddisfatte le condizioni di capitolato per quanto riguarda la densità, si potevano escludere deficienze di portanza con riferimento al fenomeno di ondeggiamenti elastici notevoli al passaggio dei mezzi e generalmente dovuti all'alto contenuto di acqua.

L'idoneità del rilevato è stata perciò anche controllata con prove di carico con piastre, prove consentite a termine di capitolato.

Dai risultati delle prove di densità in sito si sono dedotte le curve di frequenza (Fig. 2) della densità secca e del contenuto in acqua, separatamente per 185 prove sul rilevato finito e per 1255 prove relative al rilevato.

Si è così determinata in $2,35 \text{ t/m}^3$ la densità secca più frequente e in 2,5% il contenuto in acqua più frequente per il rilevato; sul rilevato finito si sono determinati in $2,45 \text{ t/m}^3$ ed in 2,5% i valori più frequenti di densità e contenuto in acqua.

Si tratta di valori della densità secca piuttosto elevati che però, pur tenendo conto degli errori che si possono avere nelle prove di controllo, corrispondono a quelli già riscontrati in lavori di strade, aeroporti e dighe con materiali analoghi.

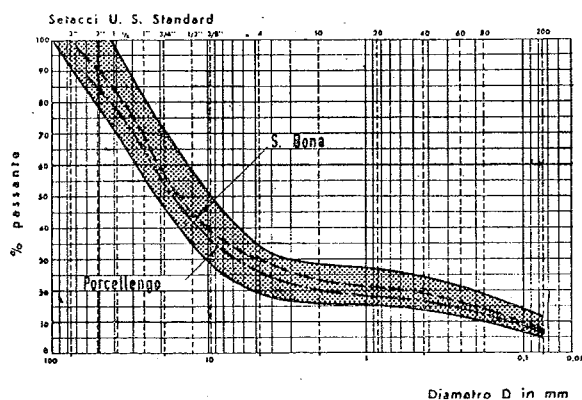


Fig. 1

mente costante, come si può rilevare dalla Fig. 1 in cui è indicato il fuso granulometrico entro cui ricade oltre il 90% delle granulometrie di controllo eseguite.

(*) Comunicazione presentata al VI *Convegno di Geotecnica* (Pisa, 9 Aprile 1963).

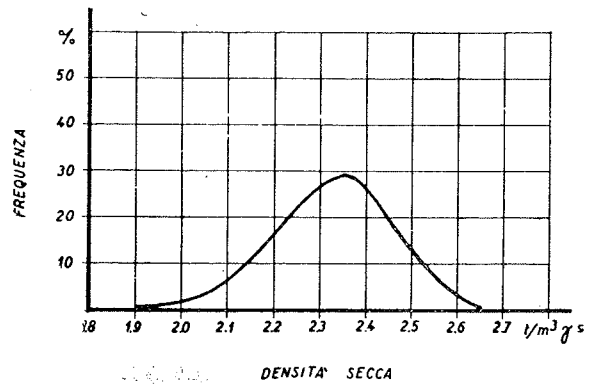
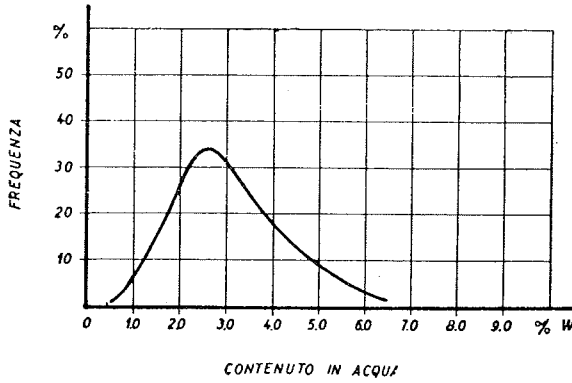
(**) Prof. Ing. Pietro COLOMBO - *Centro Geotecnico Veneto* dell'Università di Padova.

Come è già stato detto l'idoneità del rilevato è stata controllata anchè con prove di carico con piastre circolari eseguite a quote variabili tra (+0,40) e (+1,20) e sul rilevato finito avente quota media (+ 2.00).

(Fig. 4). La pressione veniva variata quando l'incremento di cedimento era inferiore a 0,02 mm in tre minuti.

I risultati delle prove vennero analizzati e conside-

RILEVATO



RILEVATO FINITO

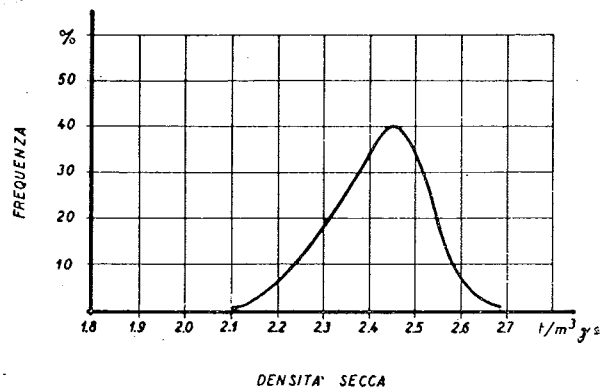
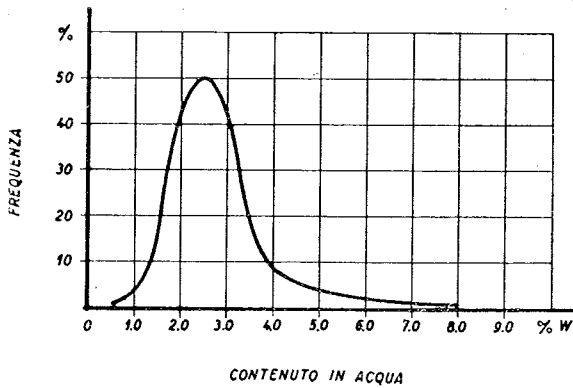


Fig. 2

Le prove sul rilevato sono state condotte tenuto conto ad un tempo dei criteri adottati per le pavimentazioni e di quelli adottati per le fondazioni e sono state eseguite con piastra Ø 75 cm. Il carico è stato prima portato a 0,7 kg/cm², quindi riportato a zero, poi incrementato fino a 1,5 kg/cm² e quindi di nuovo riportato a zero (Fig. 3). Il carico di 1,5 kg/cm² rappresenta da 1,5 a 2 volte il carico effettivo massimo trasmesso alla quota (+ 0,50). In alcune prove il carico massimo raggiunto è stato di 2 kg/cm² ed in altre di 2,25 kg/cm². Il carico veniva variato quando gli incrementi di cedimento non superavano 0,1 mm per la durata di 30 minuti. I risultati delle prove venivano considerati accettabili quando il cedimento totale con il carico di 1,5 kg/cm² era inferiore a 8 mm.

Le prove sul rilevato finito sono state invece condotte con criteri più aderenti a quelli usati per le pavimentazioni. In queste prove, eseguite con piastra Ø 75 cm, la pressione è stata portata a 0,7; 2 e 3 kg/cm² e in alcune prove per ognuna di queste pressioni sono stati eseguiti 4 cicli di carico e scarico

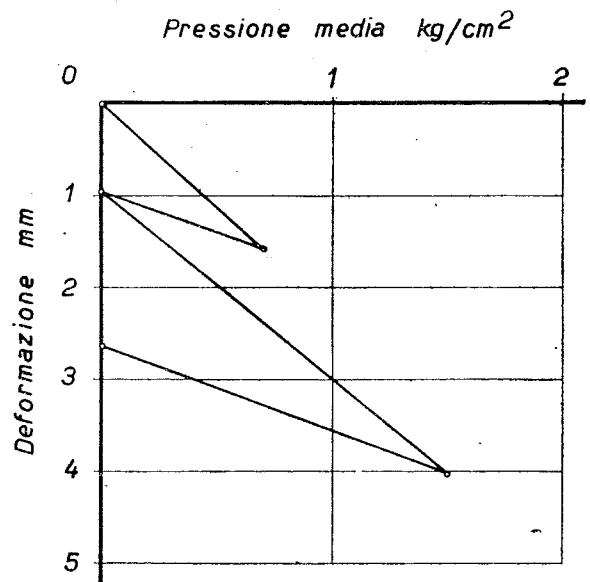


Fig. 3

rati accettabili con diversi metodi. Precisamente sono stati considerati accettabili quando hanno dato un modulo di reazione K superiore a 10 kg/cm^3 ; un modulo svizzero Me superiore a 1000 kg/cm^2 ; un modulo di reazione Ke per un cedimento elastico di 1 mm superiore a 30 kg/cm^3 .

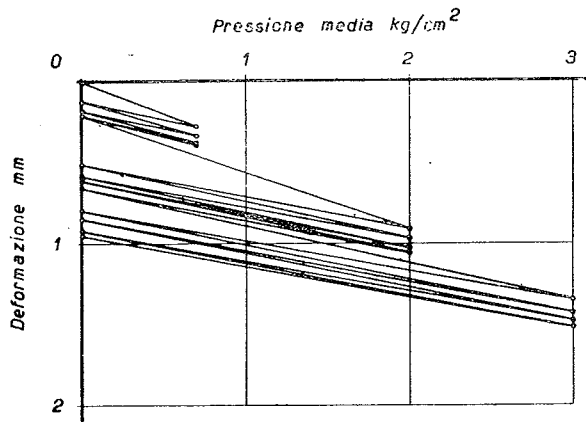


Fig. 4

Prove di carico sono state anche eseguite per controllare l'idoneità dello strato di terreno stabilizzato granulometricamente facente parte della sovrastruttura, dello spessore di 25 cm , posto sopra il rilevato finito e costituito dallo stesso materiale del rilevato, privato degli elementi superiori a 62 mm .

Sono stati eseguiti due tipi di prove a distanza di qualche metro l'una dall'altra e precisamente: una

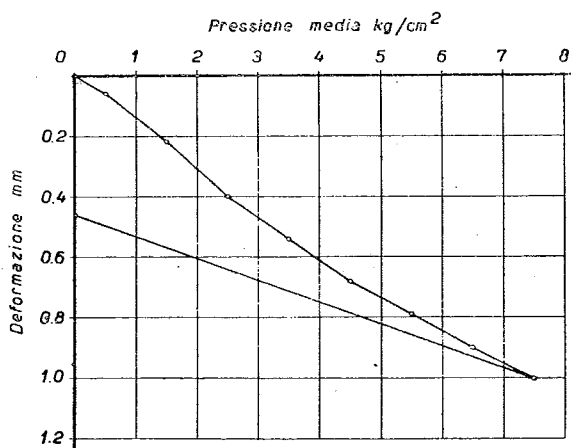


Fig. 5

prova con piastra $\varnothing 30 \text{ cm}$, raggiungendo un carico massimo di $7,5 \text{ kg/cm}^2$ e procedendo quindi allo scarico (Fig. 5); l'altra prova con piastra $\varnothing 75$ e carico massimo di 1 kg/cm^2 (Fig. 6).

I risultati della prova con piastra $\varnothing 30$ venivano considerati accettabili quando davano un modulo sviz-

zero Me superiore a 1500 kg/cm^2 e quelli della prova con piastra $\varnothing 75$ quando il modulo di reazione K era superiore a 15 kg/cm^3 .

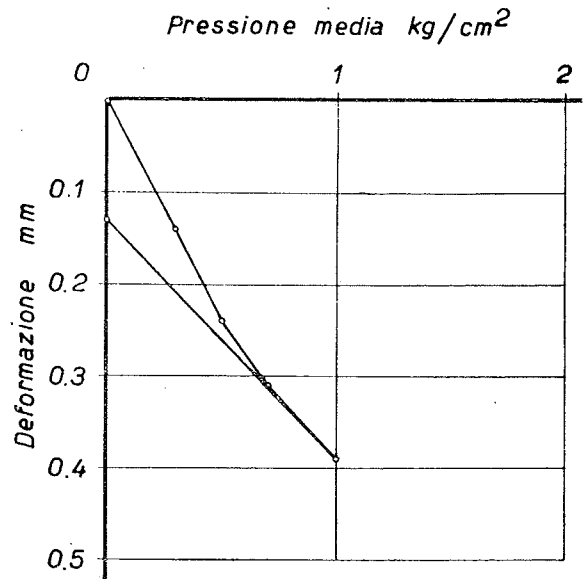


Fig. 6

Nel laboratorio del *Centro Geotecnico Veneto* sono state eseguite prove edometriche e prove di consolidamento isotropico per poter analizzare più compiutamente il comportamento di questo materiale.

Prima di passare all'esame dei risultati delle prove di carico, delle prove edometriche e di consolidamento isotropico possiamo entro certi limiti così schematizzare il comportamento dei materiali granulari.

Nelle relazioni pressioni-deformazioni dei materiali granulari bisogna distinguere diversi tipi di comportamento in relazione allo stato di sollecitazione del materiale. Questi diversi comportamenti possono però essere raggruppati entro certi limiti in tre schemi principali.

Un tipo di comportamento sensibilmente elastico con deformazioni sufficientemente reversibili per cui si può ipotizzare che le particelle costituenti il materiale granulare siano soggette a pressione sensibilmente idrostatica e che lo scorrimento relativo tra i grani sia molto limitato. Un tipo di comportamento elasto-plastico nel quale si hanno deformazioni parzialmente reversibili e per cui si hanno degli scorrimenti relativi tra i grani di entità relativamente limitata e pressioni del tipo triassiale, però in un campo ancora lontano dalla rottura.

Un terzo tipo di comportamento sensibilmente plastico in cui si hanno scorrimenti di masse di grani con formazione di superfici di scorrimento e tutto ciò in condizioni prossime alla rottura. In quest'ultimo comportamento si può presumere anche la formazione di una notevole anisotropia strutturale.

Il comportamento del materiale sottoposto alle prove di carico con piastre può rispecchiare a seconda del campo di pressioni e deformazioni preso in considerazione tutti e tre gli schemi sopraindicati o, qualora il campo delle pressioni applicate sia limitato, solo il primo od il secondo schema. Le prove edometriche e le prove di consolidamento isotropico possono invece solo rispecchiare i primi due schemi.

2 - Prove di carico con piastre

Passando ora ai risultati delle prove di carico si ricorda che la loro elaborazione è sia statistica che di controllo e confronto dei diversi dati.

Iniziando con il considerare le prove eseguite sul rilevato, vengono trascurate quelle eseguite su uno spessore di rilevato ghiaioso inferiore ai 40 cm poiché in tal caso i dati non sono confrontabili con quelli delle altre prove eseguite, essendo troppo marcata la influenza della compressibilità del sottofondo.

Le prove sul rilevato esaminate sono in numero di 75; di queste 50 sono state assoggettate ad un carico

Dalla Tabella, mentre si può rilevare che per il carico di 0,70 kg/cm² il campo dei valori del cedimento è abbastanza ristretto, per i valori delle pressioni

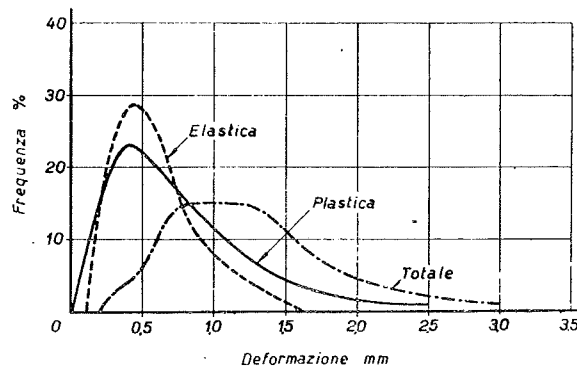


Fig. 7

maggiori si allarga invece notevolmente e qui indubbiamente entrano in gioco, oltre alle caratteristiche del materiale del rilevato, anche le caratteristiche del terreno naturale sottostante, pur avendo trascurato

TABELLA 1

Cedimento da in mm a	0,00 0,50	0,51 1,00	1,01 1,50	1,51 2,00	2,01 2,50	2,51 3,00	3,01 3,50	3,51 4,00	4,01 4,50	4,51 5,00	5,01 5,50	5,51 6,00	6,01 6,50	6,51 7,00	7,01 7,50	7,51 8,00	>8,00	Totale prove
p = 0,70 T	4	19	24	10	6	6	3	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	75
E	32	30	10	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	75
P	27	28	10	3	2	2	1	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	75
p = 1,50 T	—	1	4	10	8	6	5	4	2	3	2	1	—	—	—	—	4	50
E	—	21	16	7	2	2	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50
P	2	11	17	6	4	3	1	1	1	—	—	2	—	—	2	—	—	50
p = 2,00 T	—	—	—	—	1	—	—	1	1	—	1	—	—	—	—	—	2	6
E	—	—	—	1	3	—	—	—	1	1	—	—	—	—	—	—	—	6
P	—	1	—	1	1	1	—	—	—	1	—	—	—	—	1	—	—	6
p = 2,25 T	—	—	1	—	—	—	1	—	2	—	1	—	—	—	—	1	11	19
E	—	3	—	1	1	2	5	2	2	1	1	—	—	—	—	1	—	19
P	—	2	—	—	2	2	—	1	3	2	—	1	1	3	—	1	1	19

p = carico in kg/cm²
 T = cedimento totale
 E = cedimento elastico
 P = cedimento plastico.

massimo di 1,5 kg/cm²; 6 ad un carico massimo di 2 kg/cm² e 19 ad un carico massimo di 2,25 kg/cm².

In esse sono comprese anche prove che hanno dato cedimenti maggiori di quelli ammessi dalla Direzione lavori come accettabili.

I risultati delle prove sono riportati nella Tabella 1 espressi come numero di prove corrispondenti ai diversi valori dei cedimenti totali, elastici e plastici sotto diversi carichi.

le prove eseguite su uno spessore di rilevato inferiore ai 40 cm.

Per il carico di 0,70 kg/cm² sono stati elaborati i diagrammi di frequenza del cedimento totale, elastico e plastico (Fig. 7).

Da questi diagrammi si può vedere che il cedimento elastico ha un campo di variazione più limitato del plastico.

Prendendo in considerazione i risultati raccolti dalle

26 prove con carico massimo di $1,5 \text{ kg/cm}^2$ eseguite su rilevato di spessore superiore a 75 cm ed avendo scartato tre prove che hanno dato cedimenti elevati si può tracciare il diagramma pressioni-deformazioni riferito alla media dei valori trovati (Fig. 8). Si vede che mentre la deformazione elastica cresce linearmente con il carico, quella totale e quindi la plastica aumenta in proporzione maggiore del carico.

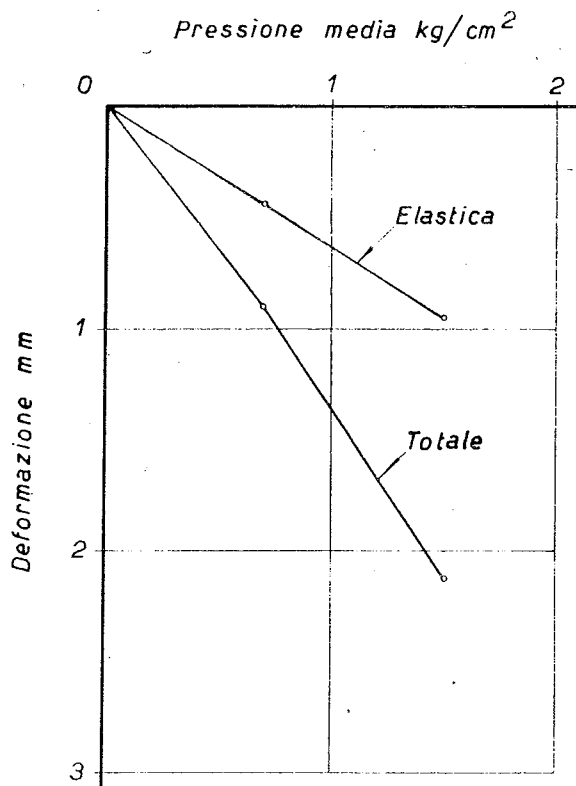


Fig. 8

Questo fatto è stato accertato anche per le singole prove del gruppo esaminato con carico massimo di $1,50 \text{ kg/cm}^2$; nelle prove con carico massimo di 2 e $2,25 \text{ kg/cm}^2$ non si ha invece la linearità della deformazione elastica, molto probabilmente perché entrano in gioco le caratteristiche del terreno naturale di sottofondo e perché ci si avvicina di più alle condizioni di scorrimento di masse di grani.

Delle prove eseguite sul rilevato finito vengono presi in considerazione i risultati di 31 prove eseguite con piastra $\varnothing 75$ aventi, sotto la pressione di 3 kg/cm^2 , un cedimento totale inferiore a $2,20 \text{ mm}$. Di queste 31 prove, 11 hanno 4 cicli di carico per ogni pressione, mentre le altre 20 hanno un solo ciclo di carico. In questa elaborazione si è fatto riferimento al valore del cedimento ottenuto con il primo carico.

Facendo la media dei valori del cedimento totale ed elastico sotto i tre diversi carichi (Fig. 9), sia la deformazione elastica che quella totale aumentano in proporzione leggermente minore con il carico, cioè la curva rappresentativa carichi-cedimenti è legger-

mente concava verso l'alto. Questo fatto è probabilmente legato alle elevate caratteristiche di resistenza del materiale fortemente compattato che impediscono scorrimenti di una certa entità tra le particelle nel campo di pressione provate, ma permettono invece un leggero addensamento del terreno sotto l'azione del carico.

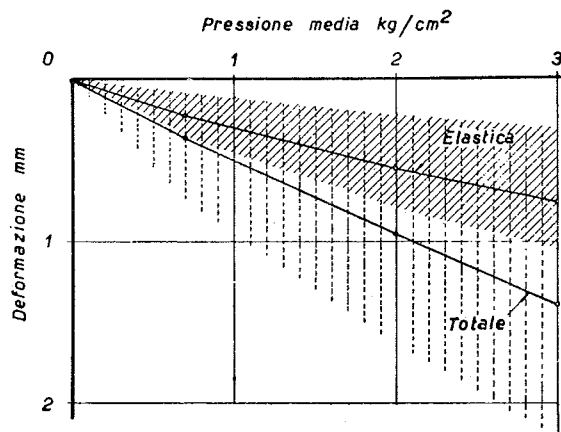


Fig. 9

Dai dati della Tabella 1 e dai grafici (Figg 7, 8 e 9) si vede poi che i campi di variazione degli abbassamenti totali ed elastici della piastra sono più limitati di quelli riscontrati nelle prove sul rilevato, come del resto era prevedibile sia per le prescrizioni date, sia per i valori delle densità secche riscontrate sul rilevato finito.

Se ora esaminiamo le 11 prove eseguite con 4 cicli di carico e scarico, per ogni valore della pressione la deformazione elastica si mantiene praticamente costante con le ripetizioni di carico, pur variando da prova a prova in valore assoluto, mentre aumenta la deformazione totale e quindi la plastica, fatto questo già riscontrato [12], [13], [15], [16], [20]. L'aumento della deformazione plastica almeno fino ad una pressione di 3 kg/cm^2 si mantiene entro valori piuttosto limitati anche per le prove che hanno dato i maggiori cedimenti. Da notare ancora che dopo la prima applicazione del carico le successive ripetizioni indicano una deformazione sensibilmente elastica, con valori generalmente superiori al 90% della deformazione totale relativa (con tale indicazione ci si riferisce alla deformazione che si ha dopo aver detratto la deformazione plastica precedente alla ripetizione di carico).

Sul rilevato finito sono state anche eseguite 4 prove di carico con piastra $\varnothing 30 \text{ cm}$ agendo con carichi di $5, 10$ e 20 kg/cm^2 e con 4 cicli di carico e scarico per ognuna di queste pressioni.

Pur arrivando a valori così elevati della pressione si sono ottenuti cedimenti limitati e racchiusi in un campo di variazione molto piccolo; i valori medi delle 4 prove per il cedimento totale e plastico al primo carico sono riportati in Fig. 10, dalla quale risulta che sia la deformazione totale che la elastica non aumentano in funzione del carico con legge lineare, ma in proporzione minore, com'era stato riscontrato nelle prove con la piastra $\varnothing 75$. Da notare poi che il cedimento con la piastra $\varnothing 30$ è circa $1/3$ di quello con

la piastra $\varnothing 75$, ovviamente agendo con la stessa pressione unitaria.

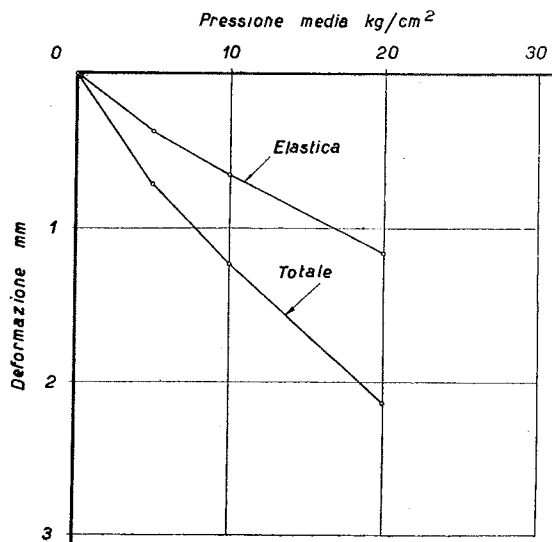


Fig. 10

Volendo caratterizzare i valori medi del cedimento elastico nelle diverse prove si può calcolare il modulo di deformazione elastica con la formula

$$E = \frac{1,5 \cdot p \cdot R}{Z_e} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}$$

corrispondente ad un coefficiente di Poisson $\mu = 0,25$, essendo p la pressione unitaria in kg/cm^2 , R il raggio della piastra in cm e Z_e il cedimento elastico in cm. Così, con riferimento ai valori medi delle prove sul rilevato, si ottiene per $p = 0,7 \text{ kg/cm}^2$, $E = 895 \text{ kg/cm}^2$; per $p = 1,5 \text{ kg/cm}^2$, $E = 888 \text{ kg/cm}^2$.

Per le 31 prove sul rilevato finito con piastra $\varnothing 75$ si ha per $p = 0,7 \text{ kg/cm}^2$, $E = 1790 \text{ kg/cm}^2$, per

$p = 2 \text{ kg/cm}^2$, $E = 2045 \text{ kg/cm}^2$ e per $p = 3 \text{ kg/cm}^2$, $E = 2220 \text{ kg/cm}^2$.

Infine per le 4 prove con piastra $\varnothing 30$ si ottengono i seguenti valori del modulo di deformazione elastica:

per $p = 5 \text{ kg/cm}^2$	$E = 3040 \text{ kg/cm}^2$
$p = 10 \text{ »}$	$E = 3460 \text{ »}$
$p = 20 \text{ »}$	$E = 3880 \text{ »}$

Le 31 prove eseguite con piastra $\varnothing 30$ sullo strato stabilizzato hanno dato luogo a cedimenti racchiusi in un campo abbastanza ristretto (Fig. 11); infatti il cedimento totale con $7,5 \text{ kg/cm}^2$ varia tra un minimo di $0,78 \text{ mm}$ ed un massimo di $2,10 \text{ mm}$ ed il cedimento plastico varia tra un minimo di $0,35 \text{ mm}$ ed un massimo di $1,3 \text{ mm}$.

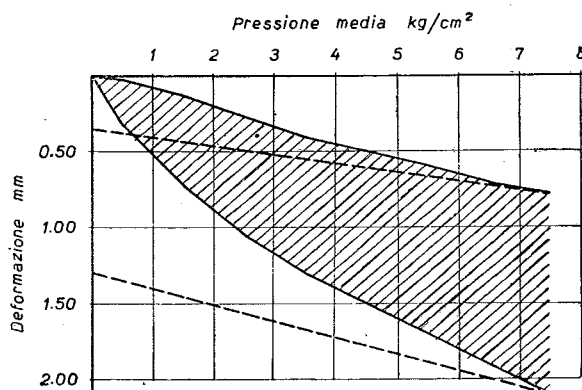


Fig. 11

Il valore medio del cedimento totale è di $1,23 \text{ mm}$ e quello del cedimento elastico di $0,6 \text{ mm}$, valori questi un pò superiori a quelli medi delle 4 prove eseguite con la piastra $\varnothing 30$ sul rilevato finito. Il modulo di elasticità in questo caso vale $E = 2810 \text{ kg/cm}^2$.

Anche le 25 prove eseguite con piastra $\varnothing 75$ e carico massimo di 1 kg/cm^2 hanno dato luogo a cedimenti molto limitati e racchiusi in un piccolo campo di variazione. I valori medi del cedimento sono ri-

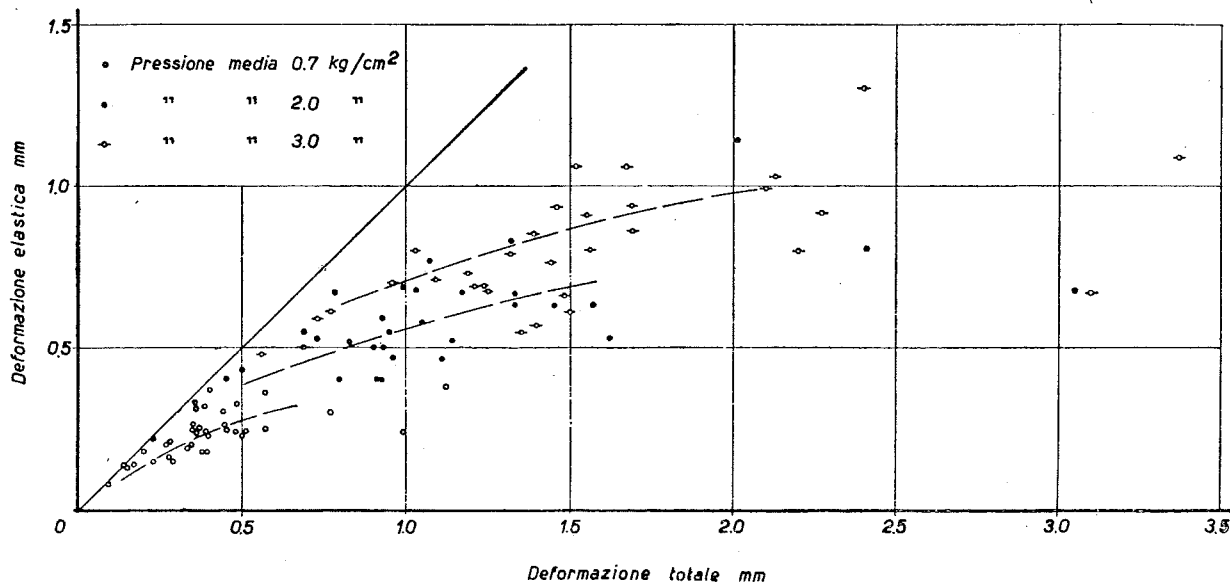


Fig. 12

spettivamente di 0,47 mm per il totale ed di 0,27 mm per l'elastico con un modulo di elasticità $E = 2080$ kg/cm². Il cedimento totale con la piastra $\varnothing 30$ sotto la pressione di 1 kg/cm² è abbastanza frequentemente dell'ordine di 1/3 di quello che si ha con la piastra $\varnothing 75$ alla stessa pressione.

Se in un diagramma (Fig. 12), avente per ascisse i cedimenti totali e per ordinate i cedimenti elastici, si riportano i risultati delle prove eseguite con la

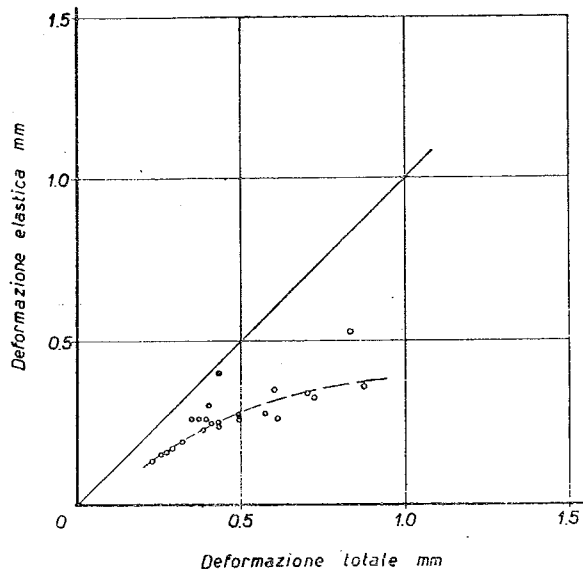


Fig. 13

piastra $\varnothing 75$ sul rilevato finito per i tre valori 0,7, 2 e 3 kg/cm² delle pressioni usate, si può vedere — come del resto è intuibile — che per ogni pressione il cedimento elastico diventa una frazione sempre più piccola del cedimento totale all'aumentare di quest'ultimo.

Esprimendo poi l'elasticità L del materiale come percentuale del cedimento elastico sul totale per ogni pressione si vede che per i valori medi di cedimento L varia tra 0,52 e 0,57, mentre, scartando i valori più elevati, il campo di variazione è compreso tra 0,35 e 0,90.

Se sullo stesso tipo di diagramma della Fig. 12 si riportano anche i risultati delle prove eseguite sullo stabilizzato sia con piastra $\varnothing 75$ (Fig. 13) e carico di 1 kg/cm², sia con piastra $\varnothing 30$ (Fig. 14) e carico di 7,5 kg/cm² si nota un andamento simile a quello sopraindicato.

Esprimendo anche qui l'elasticità come sopra indicato per le prove con piastra $\varnothing 75$ e pressione di 1 kg/cm² si ha un valore medio $L = 0,57$ ed un campo di variazione compreso tra 0,4 e 0,9 mentre per le prove con piastra $\varnothing 30$ e pressione di 7,5 kg/cm² il valore medio è $L = 0,49$ ed il campo di variazione è compreso tra 0,35 e 0,65.

Va rilevato che le osservazioni soprariportate si riferiscono a valori delle deformazioni generalmente lontani da quelli di rottura e quindi rispecchiano il comportamento elasto-plastico del terreno, con scorrimenti relativi di piccola entità tra i grani e non con scorrimenti di masse di grani.

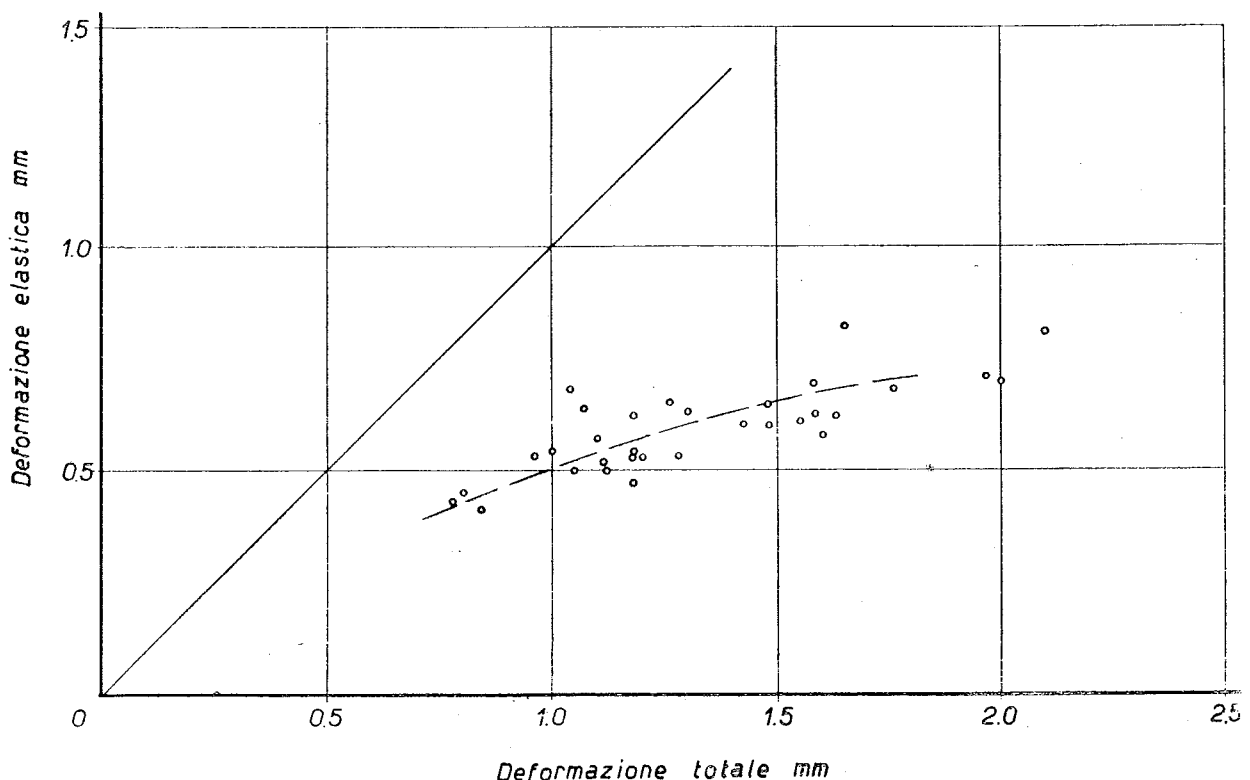


Fig. 14

3 - Prove edometriche e prove di consolidamento isotropico

Le prove edometriche sono state eseguite su campioni di 30 cm di altezza e 37,5 cm di diametro raggiungendo una pressione massima di 8 kg/cm².

Sono state eseguite sia prove con ciclo unico di carico e scarico attraverso le pressioni di 0,7; 1,5; 3; 8; 3; 0,7 kg/cm² sia prove con quattro cicli di carico e scarico per ogni pressione.

La pressione veniva variata quando l'incremento del cedimento era minore di 0,02 mm in 3 minuti.

Il materiale provato è stato compattato con densità secca compresa tra 2,15 e 2,40 t/m³ e contenuto in acqua vicino al 4%.

Dai risultati ottenuti dalle prove a ciclo unico risulta che allo aumentare della densità secca, a contenuto d'acqua costante, aumenta l'elasticità del materiale (espresso come precedentemente indicato e cioè come percentuale del cedimento elastico sul totale rispetto al carico massimo effettuato in tali prove) in proporzione praticamente diretta e reciprocamente diminuisce la plasticità nella stessa proporzione (Fig. 15). L'elasticità varia tra 0,55 per la densità di 2,40 t/m³ e 0,20 per la densità di 2,15 t/m³.

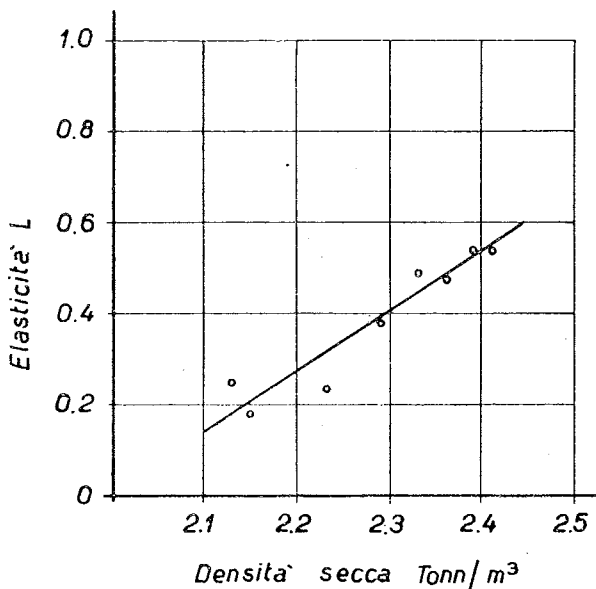


Fig. 15

Per quanto riguarda i risultati delle prove con quattro ripetizioni di carico si è rilevato in primo luogo che la deformazione elastica si mantiene sensibilmente costante con le ripetizioni del carico, come è stato anche osservato nelle prove di carico con piastre.

All'aumentare della pressione la deformazione elastica aumenta in proporzione minore, cioè la curva pressione-cedimento elastico è concava verso l'alto (Fig. 16) e la concavità è più accentuata nel primo tratto di curva cioè fino a circa 1,5 kg/cm²; poi, specialmen-

te con le maggiori densità ($\gamma_s = 2,29$ e $2,37$ t/m³), l'andamento almeno nel campo di pressioni provate è sensibilmente rettilineo.

Se si confronta questo andamento della deformazione elastica nell'edometro con quello relativo alle prove eseguite sul rilevato finito con piastra $\varnothing 30$, con pressioni di 5,10 e 20 kg/cm² e quattro ripetizioni di carico, si può rilevare un andamento sensibilmente analogo, se pure meno accentuato (Fig. 16).

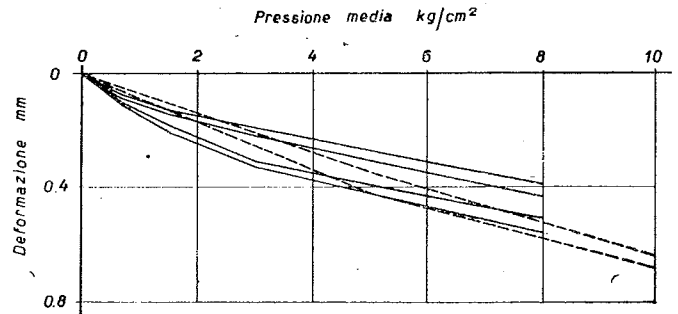


Fig. 16

Se l'elasticità del materiale, espressa come già precedentemente indicato, viene calcolata sulla prima applicazione del carico, il campo di variazione risulta abbastanza ristretto all'aumentare della pressione e precisamente è dell'ordine di 0,1.

Se poi l'elasticità viene calcolata per le successive applicazioni di carico come rapporto tra la deformazione elastica e la deformazione totale relativa — definita nel senso già precedentemente indicato — si ottengono valori superiori a 0,7 anche per densità minime, per le quali l'elasticità al primo carico è dell'ordine di 0,15.

Per densità più elevate l'elasticità nelle ripetizioni di carico raggiunge subito valori superiori a 0,9. Questo comportamento era già stato osservato anche nelle prove di carico sul rilevato finito nel campo delle pressioni esercitate ed indica che il modulo di compressibilità dopo la prima applicazione di carico può essere considerato sensibilmente costante nelle successive ripetizioni quando si raggiungono densità sufficientemente elevate.

Oltre alle prove edometriche sono state anche eseguite prove di consolidamento isotropico all'apparecchio triassiale su provini di 40 cm di altezza e 20 cm di diametro compattati a densità secca variabile tra 2,15 e 2,40 t/m³ con contenuto in acqua prossimo al 4%. In queste prove si è raggiunto un carico massimo di 7,5 kg/cm² applicando successivamente le pressioni di 0,7; 1,5 e 3 kg/cm². L'aumento di pressione è stato applicato non appena era cessata ogni variazione di volume.

Se si riportano i risultati di queste prove nel diagramma pressioni-deformazioni percentuali verticali insieme ai risultati delle prove edometriche (Fig. 17) si può osservare che le deformazioni percentuali nelle

prove con consolidamento isotropico variano tra 0,75 e 0,95 delle deformazioni percentuali all'edometro su campioni nelle stesse condizioni iniziali di densità e contenuto in acqua.

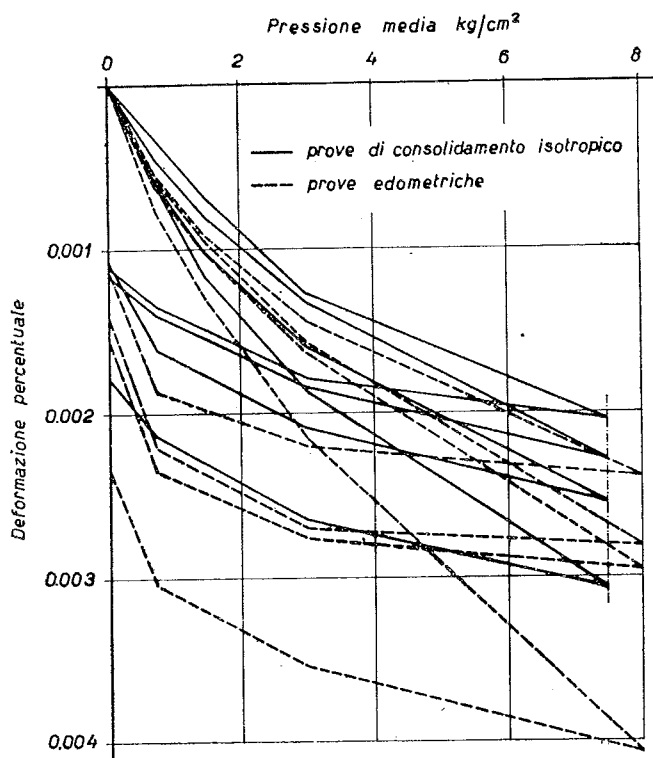


Fig. 17

Una tale differenza dipende ovviamente dalle diverse condizioni di sollecitazione nei due tipi di prova; nelle prove con consolidamento isotropico il rapporto K_0 tra la pressione verticale e la pressione orizzontale vale uno; nelle prove edometriche tale rapporto è inferiore ad uno.

Vari sperimentatori hanno indagato sul valore di K_0 [1], [2], [4], [10], [20], [22], [23] sia con misura diretta su modello in grande scala e su edometri di grandi dimensioni, che con prove triassiali condotte con deformazione laterale nulla e con « cell test ».

Con riferimento a materiali sabbiosi il campo di variabilità di K_0 sembra compreso tra 0,3 ed 1. Però, mentre con prove triassiali a deformazione laterale nulla, sono stati misurati valori inferiori a 0,6 ed in diminuzione all'aumentare della densità, con misure dirette su modello in grande scala K_0 ha assunto valori tra 0,4 e 0,7 passando da materiale sciolto a materiale denso.

Prove con « cell test » indicano per sabbia densa una diminuzione di K_0 tra 1 e 0,53 all'aumentare della pressione verticale, mentre per sabbia sciolta è indicato un valore costante $K_0 = 0,42$.

Queste variazioni di K_0 sono legate ad effetti di precompressione sui materiali più densi e quindi alla variazione della distribuzione delle sollecitazioni nell'interno del materiale all'aumentare della pressione oltre che al tipo di prova usata.

Il fatto che le deformazioni percentuali misurate all'edometro nelle prove eseguite nel materiale in esame siano superiori a quelle ottenute con consolidamento isotropico a parità di contenuto in acqua e densità secca iniziale, indica che K_0 nell'edometro ha valori inferiori all'unità ed il confronto dell'andamento delle curve nei due tipi di prova indica anche che K_0 probabilmente diminuisce all'aumentare della pressione verticale ed al diminuire della densità, almeno nel campo delle pressioni provate.

Una differenza di comportamento tra prova edometrica e prova di consolidamento isotropico è stata riscontrata per la curva di scarico, precisamente il ritorno elastico alle maggiori pressioni è più accentuato nella prova di consolidamento isotropico. Questo fatto può essere attribuito sia all'attrito tra materiale e parete dell'edometro, sia forse al fatto che nella prova di consolidamento isotropico la componente elastica della deformazione è maggiore.

Se ora rappresentiamo le variazioni pressioni-deformazioni percentuali delle prove edometriche a ciclo unico in un diagramma logaritmico, si ottiene un andamento sensibilmente rettilineo (Fig. 18), così che il fenomeno può essere espresso da una relazione del tipo $\varepsilon = a p^K$.

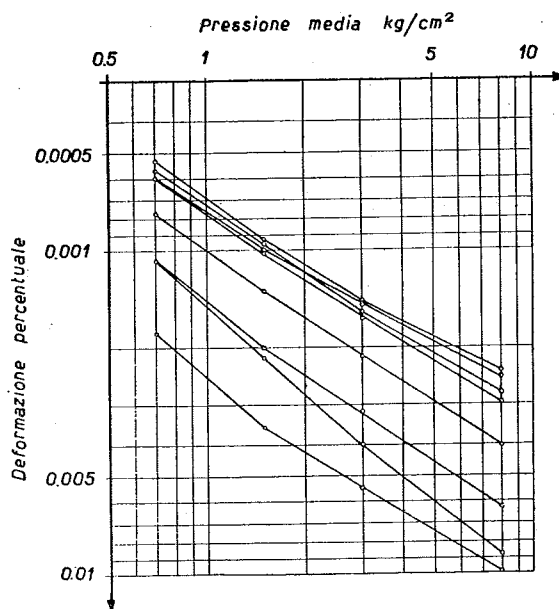


Fig. 18

Se ancora riportiamo le curve pressioni-deformazioni percentuali delle prove di consolidamento isotropico in un diagramma logaritmico si vede che nel campo delle pressioni provate non si ha lo stesso andamento rettilineo delle prove edometriche, bensì un andamento curvilineo (Fig. 19) per tutto il campo di pressioni provate ed anche con le maggiori densità.

Questa diversità di comportamento è forse legata al fatto che la sollecitazione media nelle aree di contatto tra i grani che trasmettono gli sforzi varia in modo diverso nei due tipi di prova. Accettando la ipotesi di DANTU [8] che le pressioni vengono tra-

smesse attraverso catene di grani che perciò sono maggiormente sollecitati si intuisce che, quando questi grani all'aumentare della pressione cominciano a scorrere l'uno sull'altro per trovare una nuova posizione di equilibrio compatibile con le sollecitazioni esterne, nuovi grani sono chiamati a resistere ed aumenta quindi la superficie di contatto tra gli elementi nel ma-

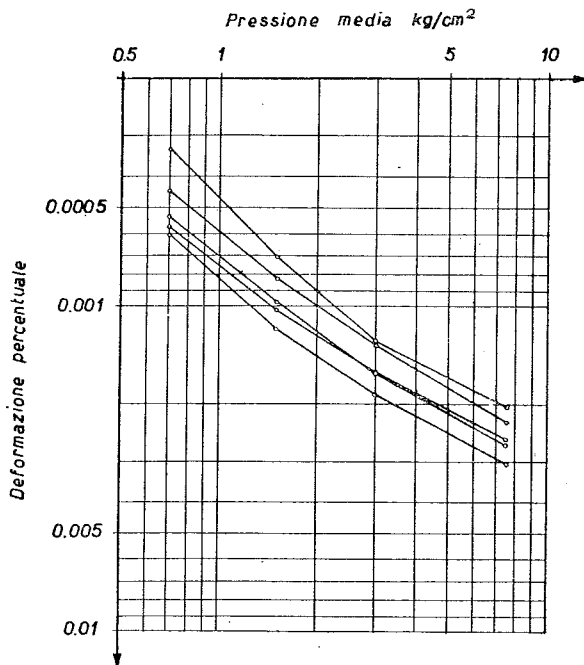


Fig. 19

teriale: un fenomeno del genere implica evidentemente anche una variazione nella parte elastica del comportamento del materiale. Al variare dell'intensità delle pressioni esterne verticale ed orizzontale e del loro rapporto nelle diverse prove variano le sollecitazioni normali e tangenziali nelle aree di contatto fra i grani.

Evidentemente il voler esprimere una relazione pressioni-deformazioni comporta il poter esprimere e definire meglio il fenomeno sopra indicato.

Le relazioni sforzi-deformazioni e quindi la compressibilità di materiali granulari sono state oggetto di indagini di molti studiosi sia in via teorica che sperimentale.

In via teorica [14], [20] il comportamento elastico dei materiali granulari è stato studiato con riferimento a modelli idealizzati, assumendo che questi materiali siano composti da sfere elastiche eguali in contatto elastico e cercando di determinare come due sfere reagiscono nell'area di contatto, quando tra loro viene trasmessa una forza normale ed una forza tangenziale.

Tali studi fanno riferimento principalmente alle soluzioni ed alle formule di HERTZ e di MINDLIN ed arrivano ad indicare una relazione sforzi-deformazioni del tipo $\epsilon = a p^{2/3}$.

Prove eseguite da DANTU [8] su sfere di vetro sotto compressione idrostatica hanno confermato una legge di questo tipo, però con deformazioni notevol-

mente maggiori di quelle teoriche. Tale comportamento è stato giustificato osservando che le sfere adoperate nelle prove non sono perfettamente eguali e conseguentemente le forze sono strasmesse attraverso catene di grani che vengono quindi sollecitati da pressioni molto più grandi di quelle medie teoriche.

Molti ricercatori [9], [11], [24], [25] hanno poi studiato la compressibilità di materiali sabbiosi attraverso prove edometriche, triassiali, di consolidamento isotropico e prove di carico giungendo però a risultati abbastanza diversi.

Così mentre lo SCHULTZE [18], [19] con prove edometriche arriva alla relazione $\epsilon = a p^K$ con K compreso tra 0,2 e 0,7 per differenti densità, CHAPLIN invece [5], [6], [7], nell'ipotesi di rapporto costante tra gli sforzi principali, indica una dipendenza delle deformazioni secondo la radice quadrata delle pressioni ed esclude di aver mai osservato un comportamento di materiale granulare sotto compressione secondo il modello teorico della compressione delle sfere.

Tenuto conto di quanto soprariportato con questa nota evidentemente si intende solo portare un contributo alla conoscenza del problema attraverso l'analisi delle prove descritte ed a definire le linee di massima di fenomeni di notevole importanza anche nel campo costruttivo.

Ringrazio il Provveditorato al Porto di Venezia, la Direzione Lavori e la Commissione di Collaudo dell'Aeroporto « Marco Polo » per avermi messo a disposizione tutti i dati inerenti alla costruzione dell'Aeroporto.

Bibliografia

- [1] A. W. BISHOP e D. J. HENKEL - *The measurement of soil properties in the triaxial test.* - E. Arnold. Londra 1957.
- [2] L. BJERRUM, S. KRINGSTAD e C. KÜMMENJE - *The Shear strength of a fine sand.* - Proc. Fifth, Int. Cong. Soil Mechanics Found. Eng. Parigi, vol. 1, 1961.
- [3] M. J. BONITZER - *Le probleme du calcul rationnel de chaussées.* - Annales de l'Institut technique des batiments ed des travaux publics, ottobre 1960.
- [4] A. CAQUOT e S. KERISEL - *Traité de mécanique des sols.* - Gauthier-Villars, Parigi, 1956.
- [5] T. K. CHAPLIN - *Compressibility of sands and settlements of model footings and piles in sand.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil. Mech. Found. Eng., Parigi, vol. 2, 1961.
- [6] T. K. CHAPLIN - *Discussion: Les propriétés des sols et leur mesure.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil Mech, Found. Eng., vol. 3, pag. 120, Parigi 1961.
- [7] T. K. CHAPLIN - *Discussion: Fondations sur pieux.* - Proc, Fifth, Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng., vol. 3, pag. 245, Parigi 1961.
- [8] P. DANTU - *Étude mécanique d'un milieu pulvérulent forme de spheres egales de compacité maxima.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng., Parigi, vol. 1, 1961.
- [9] A. DE VET - *The use of the energy concept in soil mechanics.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. Parigi, vol. 1, 1961.

- [10] P. HABIB e A. PUYO - *Evaluation des contraintes transversales pendant la consolidation.* - Proc. Third Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng., Zurigo, vol. 1, 1953.
- [11] B. JAKOBSON - *Some fundamental properties of sand.* - Proc. Fourth. Int. Cong. Soil. Mech. Found. Eng., Londra, vol. 1, 1957.
- [12] G. MORALDI - *Che cosa ci si può attendere dalle prove di carico con piastre.* - Le Strade, marzo 1959.
- [13] G. MORALDI - *Strade - Piste - Strade Ferrate. Relazione Generale.* - V Congresso Internazionale di Geotecnica. Parigi 1961, Geotecnica 5, 1961.
- [14] A. NADAI - *Theory of flow and Fracture of Solids* - vol. 2, McGraw Hill, 1963.
- [15] F. QUARANTA - *Studio del comportamento del terreno sotto l'azione dei carichi ripetuti.* - Asfalti, Bitumi, Catrami. 1958.
- [16] I. REICHERT - *Influence de la repetition des charges sur la deformabilité des couches des chaussées.* - Proc. Fifth, Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. Parigi, vol. 2.
- [17] M. REINER - *Building Materiales - their elasticity and inelasticity.* - Norther Holland. Amsterdam 1954.
- [18] E. SCHULTZE e A. MOUSSA - *Factors affecting the compressibility of sand.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. Parigi, vol. 1, 1961.
- [19] E. SCHULTZE e G. COESFELD - *Elastic properties of ballast.* - Proc. Fifth. Cong. Soil Mech. Found. Eng., Parigi, vol. 1, 1961.
- [20] W. THURSTON e H. DERESIEWICZ - *Analysis of a Compression test of a model of a granular medium.* - Journal of applied mechanics, Giugno 1959.
- [21] L. TOCCHETTI - *Prove sperimentali in sito sulle pavimentazioni stradali.* - Relazione Generale al XIII Congr. Nazionale Stradale, Bari - Asfalti, Bitumi, Catrami - 4, 1961.
- [22] G. P. TSCHBOTARIOFF e I. D. WELCH - *Effects of boundary condition on lateral earth pressures.* - Proc. Second Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. Rotterdam, vol. 3, 1948.
- [23] G. P. TSCHBOTARIOFF - *Soil Mechanics, foundation and earth structures.* - McGraw Hill, 1951.
- [24] G. WILSON e L. E. SUTTON - *A contribution to the study of the elastic properties of sand.* - Proc. Second Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. Rotterdam, vol. 1, 1948.
- [25] H. YAMAGUCHI - *Strain increments and volume change in the plastic flow of a granular material.* - Proc. Fifth. Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng., Parigi, vol. 1, 1961.

PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES D'UN SOL GRAVELEUX

Sommaire - Dans la présente communication on expose les résultats d'une recherche sur les propriétés physiques d'un sol graveleux utilisé dans le remblai de l'Aéroport « Marco Polo » de Venise.

On donne et on discute les résultats des essais de chargement sur plaque de 75 cm et de 30 de diamètre, des essais de compression édométrique sur des échantillons de 37,5 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur et des essais de consolidation isotropique sur des échantillons de 20 cm de diamètre et de 40 cm de hauteur.

GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A GRAVELLY SOIL

Summary - The Author presents the results of a research on the physical properties of a gravelly soil used for the construction of « Marco Polo » Airport, Venice. Some results of plate loading tests 75 cm and 30 cm in diameter, of confined compression tests on cylindrical sample 30 cm long and 37,5 cm in diameter and of isotropic consolidation test on cylindrical sample cm 40 long and 20 cm in diameter are shown and discussed.