

# Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali

R. BERARDI, R. LANCELLOTTA\*

**SOMMARIO.** La valutazione dei parametri di deformabilità dei terreni granulari risulta di grande interesse e di sensibile complessità. Le correlazioni empiriche a cui spesso si ricorre non sono sempre soddisfacenti ed anche il ricorso ad approcci più sofisticati, basati sull'uso delle camere di calibrazione, può generare incertezza a causa della artificiale ricostruzione dei campioni di terreno. Lo studio svolto, basato su una analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali, permette la determinazione di parametri di deformabilità operativi, con particolare riferimento al calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali. L'approccio razionale seguito ha permesso di tenere in conto alcuni dei principali fattori che influenzano la rigidezza di un deposito naturale, quali lo stato di addensamento, la storia tensionale, il livello deformativo raggiunto, la «struttura». I risultati ottenuti indicano una procedura per il calcolo dei cedimenti e permettono considerazioni sulla significatività ed applicabilità delle più usuali correlazioni empiriche.

Oltre ai parametri meccanici di rigidezza il lavoro svolto fornisce utili indicazioni riguardo ai coefficienti di influenza da adottare per il calcolo dei cedimenti con la teoria dell'elasticità, in relazione alla scelta della zona attiva.

## 1. Introduzione

È ben noto come, per l'impossibilità di prelevare campioni indisturbati, sia prassi comune e convalidata dalla esperienza, ricorrere nel caso dei terreni sabbiosi a prove in sito per la determinazione dei parametri meccanici.

Per questa ragione negli ultimi anni si è assistito ad un sempre più intensivo uso delle camere di calibrazione per l'esecuzione di prove accurate e mirate a particolari problematiche.

In particolare è ripetutamente sottolineato in letteratura come nel caso dei terreni granulari siano principalmente le considerazioni sui cedimenti del terreno a condizionare la progettazione: nel caso di fondazioni superficiali, ad esempio, possono verificarsi cedimenti assoluti o differenziali non compatibili con la struttura anche qualora la pressione applicata sia almeno tre volte inferiore a quella che provocherebbe la rottura.

Alla luce di queste considerazioni, lo scopo del presente lavoro è quello di fornire indicazioni sui parametri di deformabilità, con particolare riferimento al calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali.

Recenti studi sull'argomento [BATTAGLIO e JAMIOLKOWSKI, 1987; BURLAND, 1991; ATKINSON e SALLFORS, 1991] dimostrano che l'entità delle deformazioni medie caratterizzanti l'interazione di una struttura con il terreno nella fase di servizio è dell'ordine dello 0.1%.

Per ottenere parametri significativi da introdurre in un'analisi di spostamenti è indispensabile quindi poter disporre di informazioni sul comportamento del terreno ai livelli di deformazione indicati.

\* Dott. Ing. Riccardo Berardi - Prof. Ing. Renato Lancellotta - Politecnico di Torino.

Questo aspetto può essere studiato mediante indagini sperimentali condotte con apparecchiature apposite o, in alternativa, riferendosi direttamente al comportamento di strutture in vera grandezza.

Questo secondo approccio assume notevole rilevanza se si considera che frequentemente i risultati di prove di laboratorio, eseguite su campioni di terreno ricostituito, non tengono conto dei legami strutturali dei terreni naturali.

## 2. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni

L'espressione generale che fornisce il cedimento  $s$  di un punto appartenente ad un'area sottoposta ad una pressione media netta  $q_{AV}$  risulta:

$$s = \frac{q_{AV} \cdot B}{E} (1 - \nu^2) \cdot I_s \quad (1)$$

ove:

$B$  = dimensione caratteristica dell'area

$\nu$  = rapporto di Poisson

$E$  = modulo di Young

$I_s$  = coefficiente di influenza

Il coefficiente di influenza  $I_s$  è funzione:

1) della geometria dell'area di carico e della sua rigidezza;

2) del punto nel quale si vuole valutare il cedimento;

3) dello spessore dello strato compressibile - porzione limitata tra la frontiera ed uno strato inferiore

di compressibilità trascurabile - (al limite l'intero semispazio);

4) del modello elastico adottato.

Nel seguito, per la zona attiva, si è denotato con  $I_{sH}$  il coefficiente relativo alla profondità di influenza  $H$ ; analogamente  $I_{sh}$  è il coefficiente legato ad uno strato  $y$  compressibile di spessore finito  $h$ .

#### Fondazione circolare

Nel caso di una fondazione circolare rigida la distribuzione dei cedimenti  $s(z)$  al variare della profondità  $z$  è data da GIROUD [1972]:

$$s(z) = \frac{2Q}{\pi B} \cdot \frac{1+\nu}{E} \cdot [M_z + (1-2\nu) \cdot M'_z] \quad (2)$$

dove  $Q$ : risultante centrata applicata

$M_z, M'_z$ : coefficienti adimensionali.

La distribuzione del cedimento normalizzata rispetto al cedimento superficiale  $s_0$ , è quella riportata in Figura 1. Ad una profondità pari a 5 volte il diametro il cedimento è ancora il 10% di quello superficiale. La profondità di influenza corrispondente a  $s(z)/s_0 = 0.10$  è indicata nel seguito con  $H_{10}$ .

In generale pertanto, stabilita l'entità della zona attiva ( $H_{15}, H_{25}$ , ecc.), il cedimento può essere espresso nella forma:

$$s_0(H) = \frac{q \cdot B}{E} \cdot I_{sH} \quad (3)$$

Per la valutazione di  $I_{sH}$  si può osservare che il cedimento superficiale risulta:

$$s_0 = \int_0^{\infty} \epsilon_z dz = \int_0^H \epsilon_z dz + \int_H^{\infty} \epsilon_z dz \quad (4)$$

cioè

$$s_0 = s_0(H) + s(z) \quad (5)$$

e quindi

$$s_0(H) = s_0 - s(z) \quad (6)$$

Dividendo per  $s_0$  e combinando la (1) e la (3) si ottiene:

$$I_{sH} = I_{s\infty} \cdot \left[1 - \frac{s(z)}{s_0}\right] \quad (7)$$

essendo  $I_{s\infty} = \pi/4 \cdot (1-\nu^2)$ .

I coefficienti di influenza  $I_{sH}$  così ottenuti sono riportati in Tabella I e consentono quindi di calco-

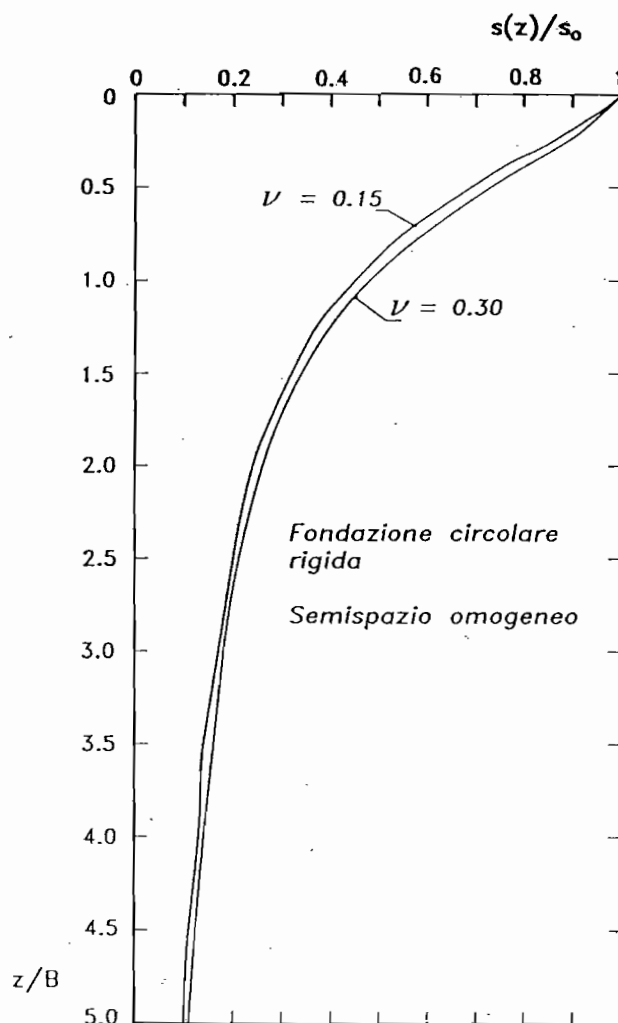


Fig. 1 - Distribuzione dei cedimenti - Semispazio omogeneo Fondazione circolare

Tabella I

$\nu$	0.15	0.30
$H/B$	$I_{sH}$	
0.5	0.23	0.20
1.0	0.42	0.37
1.5	0.53	0.48
2.0	0.59	0.53
3.0	0.64	0.59
4.0	0.67	0.62
5.0	0.70	0.64
$\infty$	0.77	0.72

lare il cedimento partendo dall'ipotesi di semispazio omogeneo, ma tenendo conto solo di una zona attiva di spessore  $H$ .

#### Fondazione nastriforme

Per un rapporto  $L/B = 10$ , caso in cui si può pensare che le deformazioni avvengano in condizioni piane, come per una fondazione nastriforme, la de-

terminazione dei coefficienti  $I_{sH}$  è stata effettuata elaborando alcuni risultati presentati da HARTMAN [1974], sullo base della distribuzione delle deformazioni in un semispazio caricato da una stesa rigida.

Riprendendo la definizione del cedimento:

$$s = \int_0^\infty \epsilon_z dz = \int_0^\infty (q/E) \cdot I_z dz \quad (8)$$

in cui è introdotto lo «strain influence factor» [SCHMERTMANN, 1970]:

$$I_z = \epsilon_z \cdot E/q \quad (9)$$

si ottiene:

$$\frac{s_o(H)}{s_o} = \frac{I_{sH}}{I_{s\infty}} = \frac{\int_0^H I_z \cdot dz}{\int_0^\infty I_z \cdot dz} \quad (10)$$

Considerando l'espressione di  $I_z$  proposta da HARTMAN [1974] ed integrando fino ad una profondità  $z = 20 \cdot B$  (valore considerato rappresentativo per l'intero semispazio), sono stati ottenuti i coefficienti  $I_{sH}$  riportati in Tabella II.

Tabella II

H/B	$I_{sH}$ L/B = ∞	
	$\nu =$	
0.5	0.15	0.234
1.0	0.30	0.500
1.5	0.15	0.709
2.0	0.30	0.871
3.0	0.15	1.112
4.0	0.30	1.286
5.0	0.15	1.424
10	0.30	1.850

*Confronto tra le diverse soluzioni*

Come è noto, sono disponibili in letteratura i valori del coefficiente  $I_{sh}$ , relativi allo strato finito di terreno compressibile, mentre mancano i valori riferiti alla zona attiva.

La Figura 2 riporta per confronto l'andamento del rapporto  $I_{sh}/I_{sH}$  in funzione di H/B: è possibile fare le seguenti osservazioni:

- l'errore che si commette nel calcolo dei cedimenti, considerando i coefficienti di influenza relativi allo strato finito deformabile invece che alla zona attiva, è sensibile e pari a circa il 40% quando  $h/B \leq 0.5$ . Il considerare tale condizione, d'altra parte, ha significato soltanto quando è realmente presente

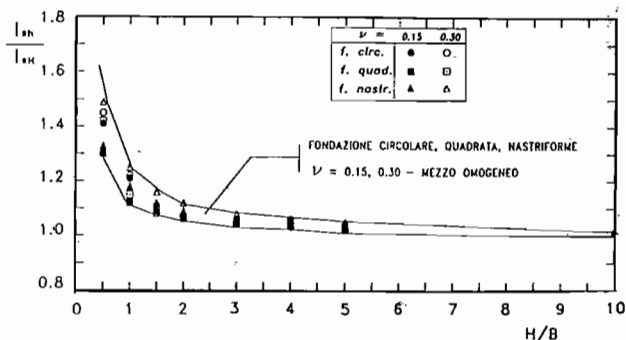


Fig. 2 - Confronto tra i coefficienti di influenza per il mezzo di spessore finito e per la zona attiva.

uno strato più rigido, altrimenti non avrebbe un significato fisico limitare il calcolo alla zona attiva.

- Per  $h/B \geq 1$  l'uso dei coefficienti relativi al caso di strato di spessore finito porta a valori dei cedimenti diversi (ma cautelativi) rispetto all'altro approccio, con un errore massimo del 20 % per  $h = B$ , errore che diminuisce fino ad essere ininfluente all'aumentare della profondità.

**3. Analisi retrospettiva del comportamento di strutture in vera grandezza**

Nel precedente paragrafo sono stati introdotti i fattori che entrano in gioco quando si voglia prevedere il cedimento di fondazioni superficiali utilizzando la teoria dell'elasticità, assumendo per il terreno lo schema di mezzo omogeneo.

In particolare il terreno nell'ipotesi di mezzo isotropo, è caratterizzato dal rapporto di Poisson  $\nu$  e dal modulo di Young  $E$ .

Mentre per il primo è ragionevole assumere un campo di variabilità compreso tra 0.12 e circa 0.35 [LADE, 1988], il punto cruciale è costituito dalla corretta scelta del modulo. Esso è infatti influenzato da numerosi fattori, tra i quali i più significativi sono:

- lo stato di addensamento
- la storia tensionale
- il livello deformativo raggiunto.

Ed è ovvia la complessità considerando che:

- a) è praticamente impossibile per i terreni granulari studiare accuratamente l'elemento di volume nelle condizioni in cui esso si trova realmente in sito;
- b) le prove in sito a cui normalmente si ricorre hanno, come già detto, grandi limiti;

per cui la semplicità e la potenzialità dell'approccio elastico possono essere vanificate dalla impossibilità di conglobare in un solo parametro i fattori sopra elencati.

Alla luce di tutte le precedenti considerazioni, nel seguito viene riportata una analisi volta a determi-

nare valori di rigidità operativa per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali.

Tale analisi è basata su un approccio razionale che tiene in conto i fattori che influenzano la rigidità e rappresenta un ampio intervallo di situazioni di pratico interesse (condizioni di esercizio, geometria del problema).

Lo studio è una analisi retrospettiva di dati relativi al comportamento di fondazioni in vera grandezza, raccolti e pubblicati da BURLAND e BURBIDGE [1984].

Delle oltre 200 osservazioni analizzate statisticamente da Burland e Burbidge, si sono considerati 125 casi per i quali si dispone direttamente del valore del numero di colpi  $N$  (prove SPT) o lo stesso può essere ottenuto a partire dai valori di resistenza penetrometrica statica.

Si osserva che i valori di  $N$  non sono stati originariamente corretti per tenere conto dello stato tensionale al momento della prova: essi sono quindi funzione sia di  $D_R$  sia di  $\sigma'_{vo}$  (tensione litostatica efficace agente alla quota di esecuzione della prova).

È necessario ancora precisare che il valore di  $N$  indicato da Burland e Burbidge è un valore medio ottenuto all'interno di una profondità significativa definita in funzione della larghezza della fondazione.

Il numero di colpi medio viene indicato con  $N_{AV}$ .

Per quanto riguarda uno dei requisiti dell'analisi è possibile osservare che i dati a cui si è riferiti, oltre che rappresentare un vasto campo in termini di tipologie di fondazioni (v. Tabella IV), coprono interamente l'intervallo di pratico interesse, dalle sabbie sciolte a quelle dense e molto dense, come è possibile rilevare dalla Figura 3.

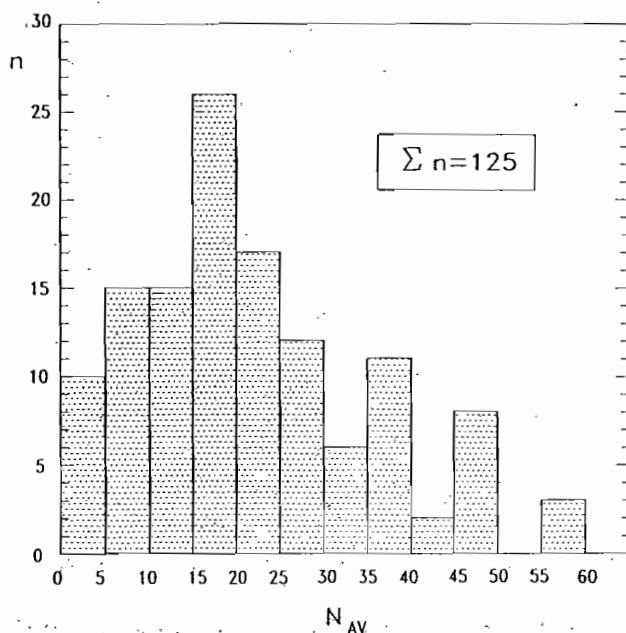


Fig. 3 - Distribuzione del numero di colpi medio per i casi esaminati.

Oltre al numero di colpi  $N_{AV}$  gli altri dati utilizzati per l'analisi sono:

- B : larghezza/diametro della fondazione
- L : lunghezza della fondazione
- D : quota del piano di posa della fondazione
- $h_w$  : quota della falda al di sotto del piano di posa
- h : spessore dello strato compressibile
- $q'_n$  : pressione media netta trasmessa dalla fondazione
- s : cedimento medio osservato.

Tali grandezze sono riportate in Tabella IV, dove per l'identificazione dei casi è stata mantenuta la numerazione originaria.

Un primo immediato risultato desumibile dall'analisi dei 125 casi considerati è che l'estremo superiore del cedimento relativo, definito come il rapporto tra il cedimento  $s$  e la dimensione  $B$ , risulta dell'ordine del 1.0 - 1.3% mentre, per la maggior parte dei casi (80%),  $s/B$  varia tra 0.05% e 0.6%.

Tali risultati sono illustrati nella Figura 4.

Se si considera che la deformazione verticale media  $\epsilon_z$  può essere espressa come il rapporto tra il cedimento  $s$  ed una profondità di influenza  $H$  (che si può assumere compresa tra  $B$  e  $2B$ ) risulta che nell'80% dei casi:

$$\begin{aligned} \epsilon_z &\approx 0.05\% \div 0.6\% & (H=B) \\ \epsilon_z &\approx 0.03\% \div 0.3\% & (H=2B) \end{aligned}$$

Tali valori sono in accordo con la deformazione media che viene considerata convenzionalmente come di riferimento nei problemi di interazione in condizione di esercizio [JARDINE *et al.*, 1986; BATTAGLIO e JAMIOLKOWSKI, 1987; ATKINSON e SALLFORS, 1991]:

$$\epsilon_z = 0.1\%$$

L'analisi dei dati relativi alle fondazioni reali parte dalla valutazione del valore del modulo di deformabilità  $E'$  dalla teoria dell'elasticità:

$$E' = \frac{q'_n \cdot B}{s} \cdot I_s \quad (11)$$

Tale operazione porta ai risultati illustrati in Figura 5 dove i valori di rigidità «equivalente» sono riportati in funzione di  $N_{AV}$ .

In relazione all'identificazione della profondità di influenza  $H$ , necessaria per la scelta dei coefficienti di influenza  $I_s$  da introdurre nella (11), essa è stata assunta pari alla larghezza  $B$  della fondazione, alla luce delle seguenti considerazioni:

a) i dati da cui si è partiti indicano un valore medio di  $H/B = 1$ ; per «coerenza» con tali dati si è scelto quindi tale valore, verificando che l'errore

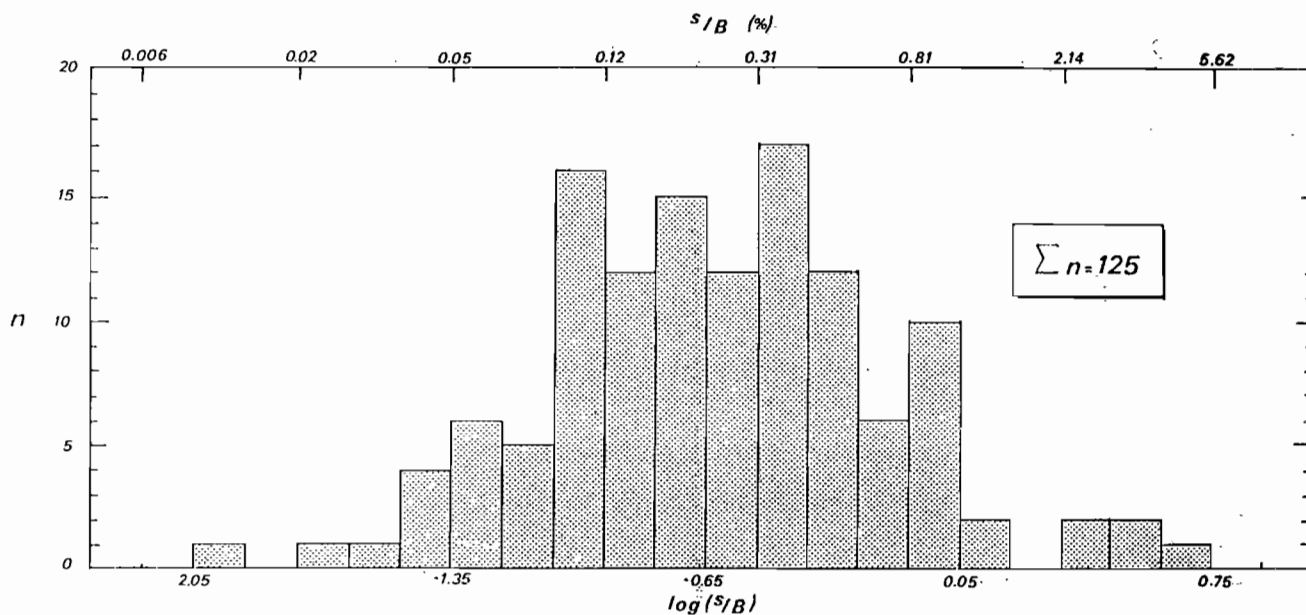


Fig. 4 - Distribuzione del cedimento relativo per i casi esaminati.

nella stima dei coefficienti di influenza  $I_s$  è pari al massimo a circa il 20-25 % rispetto a quelli, p.es., validi per  $H = 2 \cdot B$ .

b) La scelta del corretto valore di  $H$  andrebbe operata con riferimento al reale grado di eterogeneità del terreno. Esso dipende fortemente dal livello delle tensioni indotte nel mezzo e può essere valutato a priori solo nel caso di argille normalconsolidate in condizioni non drenate.

L'indicazione di un intervallo di pratico interesse [BERARDI *et al.*, 1991] porta perciò a considerare:

$$\begin{array}{ll} 1 \leq H_{25}/B \leq 2 & \text{fond. circolari} \\ 2 \leq H_{25}/B \leq 4 & \text{fond. nastriformi} \end{array}$$

tenendo comunque presente che le soluzioni numeriche elastiche valide per le condizioni piane sono senz'altro cautelative rispetto alle condizioni reali, dove esiste sempre un effetto tridimensionale.

Per il rapporto di Poisson si è assunto il valore  $\nu = 0.15$ .

Dall'esame della Figura 5 è possibile osservare [BERARDI e LANCELLOTTA, 1991] che le usuali correlazioni tra  $E'$  e le resistenze penetrometriche ( $N_{SPT}$  e  $q_c$ ) non forniscono, in generale, valori molto attendibili della rigidezza del deposito a causa della limitata possibilità di tenere conto (con tali correlazioni) delle caratteristiche strutturali del deposito. Infatti i valori di  $E'$  ottenuti e relativi a terreni ritenuti normalconsolidati da BURLAND e BURBIDGE [1984], sono maggiori di quelli attesi in base alle correlazioni in uso, indicando quindi l'importanza della «struttura» sviluppatasi nei depositi naturali.

I valori della rigidezza «equivalente» ottenuti dalla

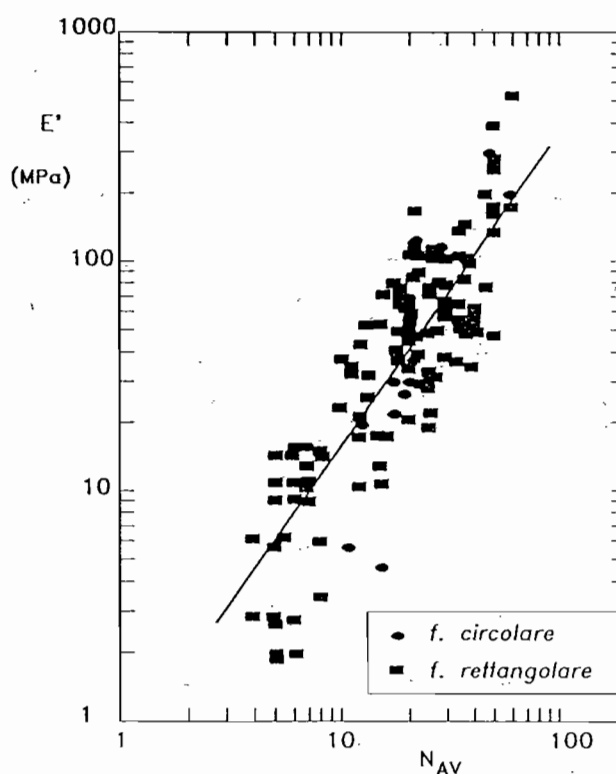


Fig. 5 - Rigidezza equivalente in funzione del numero di colpi medio per i casi esaminati.

(11) non possono comunque essere ancora considerati valori operativi in quanto la procedura con la quale essi sono stati determinati non tiene ancora in conto gli effetti dello stato di addensamento del terreno, dello stato tensionale esistente e del livello deformativo raggiunto. Tali effetti, di notevole importanza, possono essere in parte la causa della dispersione dei risultati ottenuti. Essi sono stati considerati nell'analisi secondo quanto descritto nel seguito.

Per quanto riguarda l'influenza della densità relativa e della tensione litostatica al momento della prova sui valori di  $N_{AV}$ , si sono considerate le seguenti relazioni [SKEMPTON, 1986]:

$$N_{60} = N_{AV} \cdot ER_r / 60 \quad (12)$$

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N \quad (13)$$

con

$$- ER_r = 60$$

-  $C_N = 2 / (1 + \sigma'_{vo})$  e  $\sigma'_{vo}$ , in  $kg/cm^2$ , valutata alla profondità  $B/2$ .

Nella Tabella IV sono riportati i valori del numero di colpi  $(N_1)_{60}$  corretti secondo la procedura sopra illustrata.

A partire da questi valori corretti si è infine potuto classificare, in termini di  $D_R$ , i terreni in esame, mediante la relazione proposta da SKEMPTON [1986]:

$$D_R^2 \approx \frac{(N_1)_{60}}{60} \quad (14)$$

L'influenza dello stato tensionale efficace corrente sul modulo di deformazione è stato considerato esprimendo  $E'$  nella forma proposta da JANBU [1963]:

$$E' = K_E \cdot p_a \cdot \left[ \frac{\sigma'}{p_a} \right]^n \quad (15)$$

dove

$K_E$  = numero del modulo

$n$  = esponente del modulo = 0.5

$\sigma'$  = tensione efficace media =  $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v / 2$

$\Delta\sigma'_v$  = tensione verticale indotta valutata a  $B/2$

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento

I valori di  $K_E$  così ottenuti sono indicati nella Tabella IV.

Per considerare infine la riduzione della rigidità del terreno con il livello deformativo raggiunto,  $K_E$  è stato analizzato in funzione del cedimento relativo  $s/B$ .

Individuati tre intervalli significativi in termini di  $D_R$ , per i 125 casi esaminati:

- $D_R = 30 \pm 3\%$
- $D_R = 45 \pm 4\%$
- $D_R = 72 \pm 3\%$

si è studiato l'andamento del numero del modulo con il cedimento relativo, pervenendo ai risultati riportati nelle Figure 6, 7 e 8.

Le tre figure mostrano che, nonostante la grande eterogeneità dei dati di partenza, i risultati ottenuti dalla analisi retrospettiva sono particolarmente significativi.

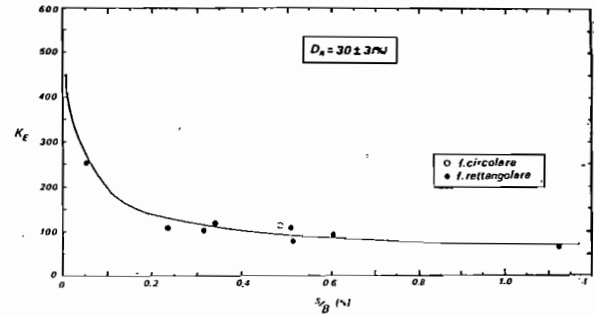


Fig. 6 - Decadimento del numero del modulo con la deformazione.

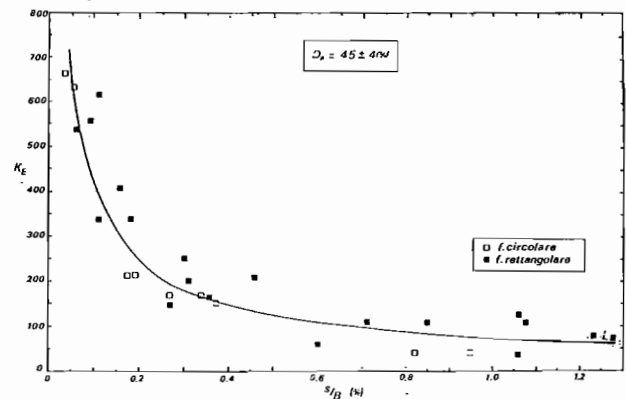


Fig. 7 - Decadimento del numero del modulo con la deformazione.

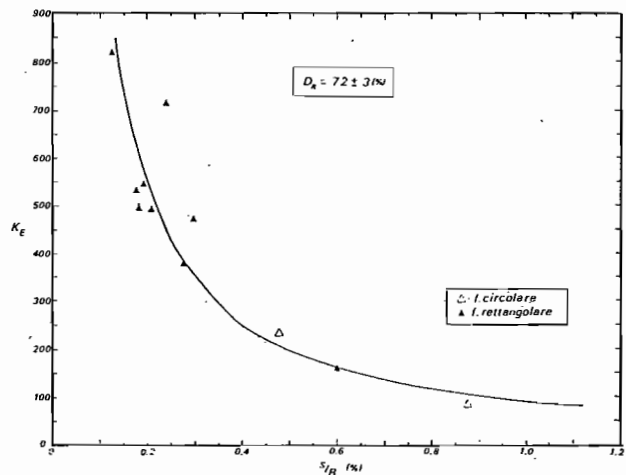


Fig. 8 - Decadimento del numero del modulo con la deformazione.

Un'ulteriore generalizzazione è possibile considerando un valore di riferimento del cedimento relativo  $s/B$  assunto uguale a 0.1% e di conseguenza riferendosi ai corrispondenti valori del numero del modulo  $K_E(0.1)$ , in funzione di  $D_R$  (Fig. 9).

A partire da questa relazione si è infine analizzata, per tutti i dati disponibili, la riduzione della rigidità in funzione del cedimento relativo, normalizzando il numero del modulo  $K_E$  rispetto al valore di riferimento  $K_E(0.1)$ .

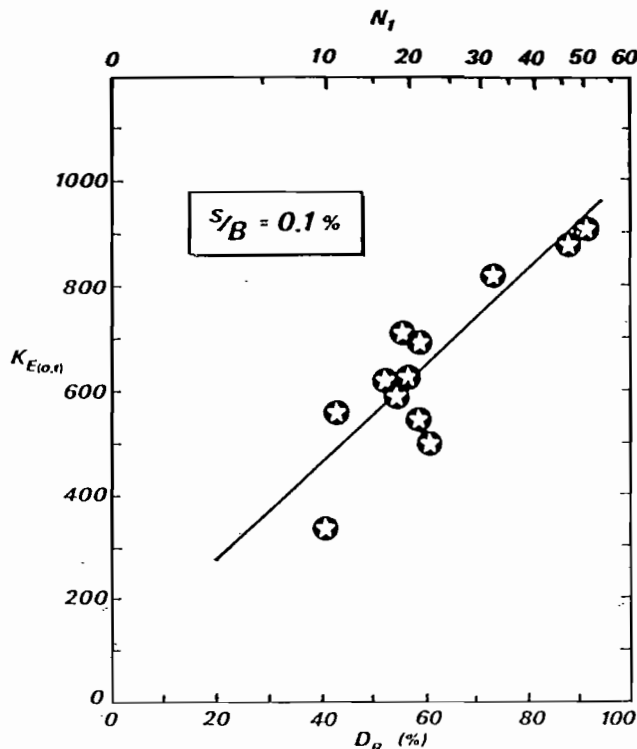


Fig. 9 - Numero del modulo di riferimento in funzione del grado di addensamento.

Tale andamento è riportato in Figura 10: con l'ausilio di questo grafico è possibile valutare direttamente, fissato un livello deformativo, quale sia il valore di rigidezza operativa da mettere in gioco o, in alternativa, nota la rigidezza, valutare l'entità del cedimento atteso.

#### 4. Conclusioni

È stato evidenziato come la rigidezza di un deposito possa essere influenzata dalla storia tensionale, dallo stato di addensamento, dal livello deformativo raggiunto oltre che da fenomeni che intervengono sull'assetto strutturale del deposito stesso, e come tali fattori non possano essere globalmente tenuti in conto mediante approcci basati unicamente su correlazioni empiriche.

D'altro canto per una analisi di cedimenti in termini «elastici» è di fondamentale importanza che il modulo di Young sia scelto tenendo conto di questi fattori, per assicurare significatività ai risultati ottenuti.

Per far ciò sono stati utilizzati i dati relativi a casi di fondazioni in vera grandezza e mediante un'analisi retrospettiva di tali dati sono stati stimati i valori operativi della rigidezza del terreno in differenti situazioni.

L'analisi è stata compiuta in base a dati che, ol-

tre a riferirsi ad un ampio intervallo di interesse in termini di caratteristiche del terreno e geometria della fondazione, sono rappresentativi delle condizioni di esercizio in termini di livello deformativo raggiunto.

In pratica, alla luce dei risultati ottenuti, si propone di procedere come segue:

- valutazione del valore medio del numero di colpi  $N_{AV}$  di una prova SPT all'interno di una profondità di influenza funzione della larghezza della fondazione;
- correzione del valore  $N_{AV}$  secondo la (12) e la (13), per ottenere  $(N_1)_{60}$ ;
- stima del valore del numero del modulo  $K_E(0.1)$  attraverso la relazione in Figura 9;
- valutazione del modulo  $E'$  con la (15) e calcolo del cedimento per mezzo della (1);
- considerazione degli effetti di non linearità e del livello deformativo raggiunto, correggendo il numero del modulo con le curve in Figure 6, 7, 8, e 10.

In accordo con quanto osservato da BURLAND e BURBIDGE [1984], è infine necessario precisare che a causa della variabilità spaziale delle caratteristiche dei depositi naturali, i cedimenti reali possono differire dai valori medi calcolati di un fattore pari a circa 1.5, come indicato dalla Figura 10.

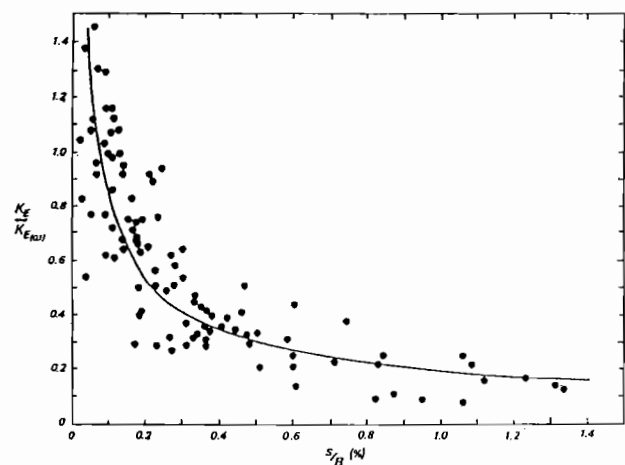


Fig. 10 - Decadimento del numero del modulo normalizzato.

L'aver considerato il comportamento reale di molte fondazioni in vera grandezza attribuisce significatività all'analisi svolta e all'approccio proposto: è noto infatti come la maggior parte dei terreni naturali abbia componenti di resistenza e di rigidezza che non possono essere tenuti in conto per mezzo dei concetti convenzionali di porosità iniziale e storia tensionale [LEROUEIL e VAUGHAN, 1990]. Queste componenti sono attribuite a quella che comunemente viene indicata come «struttura».

Nel corso della vita geologica di un deposito si verificano fenomeni di compressione secondaria e di diagenesi che portano a compattazione e cementazione della massa di terreno.

Ad un aumento dell'età del deposito corrisponde, in generale, un aumento della rigidità dello stesso, a parità di sito, proprietà indici e di condizioni tensionali.

La rigidità inoltre aumenta all'aumentare del grado di cementazione, sia per terreni naturali che per provini di laboratorio.

Sostanziali problemi possono quindi derivare dall'uso di correlazioni empiriche ottenute da prove su campioni ricostituiti.

Tabella III

	$G_s$	$\gamma_{d,max}$ (KN/m <sup>3</sup> ) $e_{min}$	$\gamma_{d,min}$ (KN/m <sup>3</sup> ) $e_{max}$	$D_{50}$ (mm)	$C_u$
Sabbia di Hokksund	2.720	17.26 0.546	14.11 0.892	0.39	2.14
Sabbia fiume Ham	2.679	18.05 0.456	13.81 0.903	0.30	1.39

Tabella IV - Dati relativi a cedimenti di fondazioni reali (da BURLAND e BURBIDGE, 1984)

Caso (B. & B.)	B (m)	L/B (-)	D (m)	$\frac{h_w}{m}$	$q'n$ (kPa)	s (mm)	$N_{AV}$ (c/30)	$(N_1)_{60}$ (c/30)	$E'$ (MPa)	$K_E$ (-)
1	36.6	—	0	1.5	193	18	28	20	109.1	671.7
2	12.2	—	1.2	7.3	130	22	17	14	29.0	214.2
13/C	0.8	—	0	1	78	7	15	28	4.5	81.8
14	29.4	—	0	0	164	143	7	6	15.5	115.1
27	60.0	—	5.2	-3.7	417	45	47	22	278.0	1322.3
31/4	42.7	—	0	0 ÷ 6	166	80	21	13	35.7	215.0
31/B	33.5	—	0	0 ÷ 6	156	90	19	14	25.5	169.4
31/C	27.4	—	0	0 ÷ 6	154	100	17	13	21.1	151.9
31/D	38.1	—	0	0 ÷ 6	241	131	20	13	28.7	171.1
35/A	24.4	—	0	0.6	182	232	11	10	5.6	40.3
35/B	23.8	—	0	0.6	158	196	11	10	5.6	41.8
39/C	22.0	—	5.0	10	82	7.7	21	11	117.1	668.3
50/A	18.3	—	0.3	1.8	41	4.8	20	19	54.4	449.2
50/B	15.2	—	0.3	1.8	33	2.8	20	21	66.3	658.9
59/D	2.2	—	3	0 ÷ 3	284	10.5	25	28	29.8	236.7
77	10.0	—	1.5	10	240	7.0	60	54	171.4	1245.2
91	24.4	—	0	—	120	14.3	27	16	102.4	637.0
7/P	3.0	4.8	2.9	-1.6	140	3.0	38	50	95.4	910.7
44/P2	1.5	1	0.6	>3.0	150	1.0	50	80	126.3	1406.8
44/M3	1.2	1	0.6	>3.0	150	0.6	45	73	168.4	1908.5
51/AH	4.0	1.8	5.0	5.6	518	9.8	37	32	132.9	717.1
59/A	23.6	1.1	3.0	0 ÷ 3	110	15.4	35	25	95.9	657.0
59/E	4.5	1.3	3.0	0 ÷ 3	195	3.9	35	36	131.6	1025.7
59/F	15.0	4.9	3.0	0 ÷ 3	25	5.4	35	29	47.4	393.6
59/M	1.0	1.0	0	3.0	294	5.0	40	73	33.0	302.9
59/N	3.3	1.7	3.0	0 ÷ 3	304	11.0	40	43	56.2	389.3
59/O	3.3	1.7	3.0	0 ÷ 3	304	12.2	40	43	50.8	351.9
59/P	3.6	1.8	3.0	0 ÷ 3	304	12.7	40	43	53.9	370.8
59/Q	3.6	1.8	3.0	0 ÷ 3	304	13.6	40	43	50.3	346.0
59/R	4.5	1.5	3.0	0 ÷ 3	304	18.3	40	42	44.9	309.6
61/A	1.0	1.0	0	>2.0	220	3.6	34	62	34.3	359.3
61/B	1.0	1.0	0.5	>2.0	564	4.4	45	76	71.9	475.6
80	41.2	1.0	10	-5.5	34	4.0	36	17	80.5	447.7
89/A	2.6	4.1	1.0	—	293	10.9	37	51	47.3	365.4
92/A	2.1	1.1	2.4	—	584	4.4	50	60	156.4	928.1
92/B	2.1	1.0	1.5	—	697	2.3	50	67	357.2	2040.5
92/C	1.8	1.6	1.5	—	575	2.7	50	69	233.6	1403.9
92/D	2.1	1.1	3.0	—	584	4.6	50	57	149.6	871.1
92/E	2.1	2.0	3.0	—	347	1.8	50	57	259.8	1743.1
3/A	3.3	4.2	1.8	1.6	52	20.0	8	10	5.8	63.0
3/B	3.3	4.2	1.8	1.6	52	35.0	8	10	3.3	35.8
6/P	6.0	2.7	2.8	-1.5	162	10.5	30	36	61.3	533.6
6/R	6.0	2.7	3.6	-2.3	162	11.0	30	35	58.5	496.4
7/A	5.5	2.9	2.9	-1.6	93	6.5	35	43	52.8	527.3



Tabella IV (cont.) - Dati relativi a cedimenti di fondazioni reali (da BURLAND e BURBIDGE, 1984)

Caso (B. & B.)	B (m)	L/B (-)	D (m)	$h_w$ (m)	$q'n$ (kPa)	s (mm)	$N_{AV}$ (c/30)	$(N_1)_{60}$ (c/30)	$E'$ (MPa)	$K_E$ (-)
8/B	4.5	5.3	2.5	0.5	93	8.0	10	12	35.8	341.4
8/P	2.6	8.5	2.0	0	147	12.0	10	13	22.3	211.8
9/N	2.5	3.8	3.0	—	284	1.0	60	66	483.3	3423.4
9/S	2.5	3.8	3.0	—	284	3.0	60	66	161.1	1141.1
12/A	5.3	9.9	2.6	-0.5	121	12.0	17	20	37.9	349.5
13/A	19.0	1.0	0	1.0	80	52.0	15	15	16.4	148.6
13/B	150.0	1.3	0	1.0	60	80.0	15	4	65.9	252.2
15/3-4	14.5	4.4	2.0	2.0	74	74.0	7	6	9.9	80.7
15/7	22.4	3.8	2.0	2.0	64	70.0	6	5	13.9	103.5
15/17	22.4	3.8	1.6	1.6	75	75.0	6	5	15.2	115.3
40	16.0	1.3	1.5	0	220	210	12	12	9.8	72.2
41	24.6	3.1	5.0	3.2	56	15.0	22	13	36.9	231.5
44/P1	1.5	1.0	0.6	>3.0	150	2.1	35	56	60.1	669.4
44/M1	1.2	1.0	0.6	>3.0	150	1.3	28	46	77.7	880.6
45/A	13.0	2.4	2.1	0	154	21.0	18	18	62.3	491.9
45/B	13.0	2.1	2.1	0	154	18.0	18	18	71.7	566.1
45/C	13.0	1.7	2.1	0	154	18.0	18	18	68.6	545.9
47/A	1.2	1.0	2.6	>2.5	215	2.5	29	36	57.9	491.7
47/B	1.2	1.0	2.6	>2.5	215	1.5	29	32	96.5	819.5
47/C	1.2	1.0	2.6	>2.5	215	4.0	18	22	36.2	307.4
48	34.0	1.7	7.9	-0.9	122	22.0	30	15	98.7	539.2
49	1.8	1.0	0	1.2	75	44.5	6	10	10.7	155.8
52/C	1.2	1.0	0.5	dry	300	4.5	50	48	44.9	306.8
52/A3	0.9	1.0	1.2	3.7	300	4.0	30	46	37.9	318.0
52/D3	0.9	1.0	3.1	0.9	300	6.7	20	19	33.6	228.5
52/J	0.9	1.0	1.2	1.8	300	2.7	20	30	56.1	470.8
53	4.5	6.8	2.7	-1.1	91	7.0	12	15	40.5	410.5
57	3.5	1.0	0	>5.0	123	90.0	6	9	2.7	30.6
58/A	1.1	1.0	1.2	1.5	78	2.0	13	20	24.1	308.4
58/B	1.5	1.0	1.2	1.5	77	2.1	13	19	30.9	385.2
58/C	1.5	1.0	1.2	1.5	77	1.3	13	19	49.9	622.1
59/B	1.8	1.0	3.0	0 ÷ 3	230	3.4	25	29	68.8	545.0
59/C	1.4	1.0	3.0	0 ÷ 3	230	3.9	25	29	46.3	373.8
59/H	1.6	7.9	0.4	2.6	250	9.3	25	41	30.1	264.7
59/I	1.2	11	0.3	2.7	250	10.0	25	43	21.3	191.5
30/46	6.4	1.6	3.2	4.0	150	14.5	20	18	40.3	302.2
30/47	6.7	1.6	3.4	4.0	113	4.1	21	18	112.5	864.9
30/48	6.7	1.6	3.4	4.0	113	5.8	21	18	79.5	611.2
30/49	7.0	1.6	3.5	4.0	177	7.6	22	19	99.3	702.7
30/50	7.0	1.6	3.5	4.0	177	8.9	22	19	84.8	600.1
12/A'	5.3	9.9	2.6	-0.5	121	6.0	17	20	75.8	698.9
53'	4.5	6.8	2.7	-1.1	91	14.0	12	15	20.2	204.8
36	22.9	3.9	0.3	3.7	180	39.4	25	20	26.7	178.5
38	3.5	1.0	1.5	0	25	3.0	12	17	16.4	227.6
39/0	22.0	3.4	5.0	10	82	7.7	21	11	157.7	884.3

Tabella IV (cont.) - Dati relativi a cedimenti di fondazioni reali (da BURLAND e BURBIDGE, 1984)

Caso (B. & B.)	B (m)	L/B (-)	D (m)	$h_w$ (m)	$q'n$ (kPa)	s (mm)	$N_{AV}$ (c/30)	$(N_1)_{60}$ (c/30)	$E'$ (MPa)	$K_E$ (-)
30/1.7	3.0	1.6	1.5	4.0	231	8.1	20	25	52.1	427.6
30/8	3.4	1.6	1.7	4.0	247	12.2	20	24	41.9	329.0
30/9.15	3.7	1.6	1.8	4.0	226	10.4	20	24	49.0	389.4
30/1616	4.0	1.6	2.0	4.0	147	7.5	20	23	47.8	415.0
30/1930	4.3	1.6	2.1	4.0	145	7.1	20	22	53.5	458.0
30/3243	4.9	1.6	2.5	4.0	148	8.7	20	21	50.8	414.2
30/31	4.6	1.6	2.3	4.0	113	5.1	20	21	62.1	544.9
30/32	4.6	1.6	2.3	4.0	166	8.1	20	21	57.4	466.6
59/M	1.0	1.0	0	3.0	294	5.0	40	73	33.0	302.9
60/A	22.9	1.4	3.0	0÷3	109	20.4	30	22	72.6	499.3
60/B	21.7	1.0	3.0	0÷3	92	19.8	30	22	56.6	402.7
60/C	1.0	1.0	3.0	0÷3	196	6.0	25	30	18.3	156.3
61/C1	1.0	1.0	0.5	0	339	6.0	11	19	31.7	268.1
61/C2	1.0	1.0	0.5	0	284	4.7	11	19	33.9	310.3
64/C	11.0	2.0	17	-14.1	160	40.0	23	14	28.2	164.8
65	1.2	1.0	0	—	320	2.8	25	45	77.0	674.7
76	22.5	2.9	10	-2.5	143	21.5	20	11	100.0	561.4
78/A	20.0	1.0	3.0	-1.0	19	116	5	4	1.8	15.3
78/B	20.0	1.0	3.0	-1.0	19	81.0	5	4	2.6	22.1
79/A	27.5	0	0	0	130	139	5	4	14.4	111.2
79/A'	27.5	0	0	0	130	368	5	4	5.5	42.5
79/B	27.5	1.0	0	0	176	993	5	4	2.7	19.9
79/B'	27.5	1.0	0	0	176	1401	5	4	1.9	14.0
81/C	0.9	1.0	0.3	deep	133	7.6	5	9	8.8	110.6
81/D	0.9	1.0	0.9	deep	113	6.4	6	10	8.9	108.9
81/E	1.2	1.0	0.2	deep	199	13.0	7	12	10.3	109.3
81/F	1.2	1.0	0.9	deep	268	12.7	8	12	14.2	125.8
83	17.6	4.9	11	-2.2	35	21.2	20	11	19.8	121.5
84	16.0	2.7	7.3	-1.8	85	17.9	14	10	50.3	337.8
86	14.5	1.0	3.5	7.5	193	15.5	26	17	101.3	618.2
93/A	8.2	7.4	—	—	35	19.0	5	6	10.5	110.7
94/A	30.2	1.0	2.7	6.5	336	91.6	18	10	48.4	250.1
97/P	6.0	1.0	0.9	0.9	190	74.0	7	9	8.6	77.9
97/E	20.0	1.0	0.9	0.9	145	120	7	6	12.6	97.6
98/A	2.8	5.0	1.0	—	142	97.0	4	5	2.8	27.3
98/B	3.3	4.4	1.0	—	99	37.0	4	5	6.0	62.9

In questo contesto i dati ottenuti dall'analisi retrospettiva sono stati confrontati, con i risultati di numerose prove di laboratorio eseguite su campioni ricostruiti.

Le prove a cui si è fatto riferimento sono ben documentate nei lavori di DARAMOLA [1978] e CARRIGLIO [1989], volti proprio ad indagare gli effetti della storia tensionale sulla deformabilità.

Sono state analizzate circa 70 prove triassiali del tipo CID e  $CK_0D$ , tutte a  $\sigma'_3 = \text{cost}$ , eseguite sulla sabbia del fiume Ham e sulla sabbia di Hokksund (Tab. III).

Il grado di sovraconsolidazione OCR è variabile tra 1 e 8; la pressione media di consolidazione  $p'_0$  risulta compresa tra 30 e 400 kPa.

Per tutte le prove sono state calcolate le tensioni

ottaedriche medie ed i valori dei moduli di Young in corrispondenza della deformazione assiale  $\epsilon_a \approx 0.1\%$ . Ipotizzando una legge di potenza del tipo:

$$\frac{E'}{p_a} = K_E^0 \cdot \left[ \frac{\sigma'_{oct}}{p_a} \right]^n$$

il valore del numero del modulo  $K_E^0$  è ottenuto per  $(\sigma'_{oct}/p_a) = 1$ .

In Figura 11 sono riportati in funzione della  $D_R$  i valori della rigidità  $E'(0.1)$  dalle prove di laboratorio e dall'analisi retrospettiva.

Come ipotizzato da BURLAND e BURBIDGE [1984] i terreni studiati appartengono alla categoria dei depositi NC sottoposti ad «invecchiamento», aventi rigi-

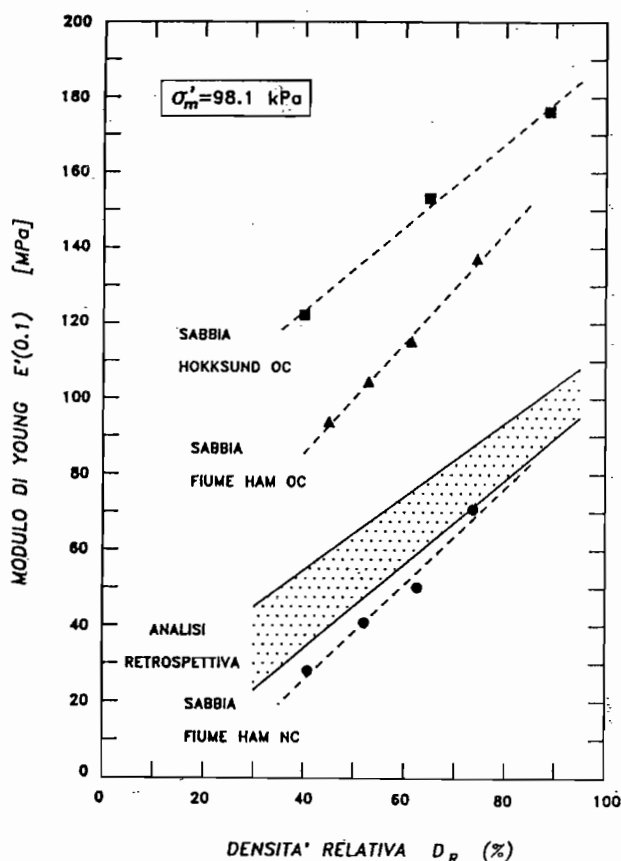


Fig. 11 - Influenza della struttura sulla rigidità dei terreni granulari.

dezze maggiori di quelle attese, a causa della 'struttura' sviluppatasi.

Il comportamento reale dei terreni naturali è quindi sensibilmente influenzato dalla storia intesa come successione di eventi che hanno determinato l'assetto strutturale attuale.

#### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

ATKINSON J.H., SALLFORS G. (1991) - *Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests*. General Report, X ECSMFE, Firenze, vol. III.

- BATTAGLIO M., JAMIOLKOWSKI M. (1987) - *Analisi di deformazione*. XIII ciclo CGT - Torino.
- BERARDI R., LANCELLOTTA R. (1991) - *Stiffness of granular soils from field performance*. Géotechnique 41, n. 1, pp. 149-157.
- BERARDI R., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1991) - *Settlement of shallow foundations in sands. Selection of stiffness on the basis of penetration resistance*. Proc. Geotech. Eng. Congress, GT/Div. ASCE, Boulder, Colorado, 185-200.
- BURLAND J.B. (1989) - *Small is beautiful. The stiffness of soils at small strain. Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture*. Canadian Geotech. Journal, n. 26, pp. 499-516.
- BURLAND J.B., BURBIDGE M.C. (1984) - *Settlement of foundations on sand and gravel*. Glasgow and West of Scotland Association, Centenary Lecture.
- CARRIGLIO F. (1989) - *Caratteristiche sforzi-deformazioni-resistenza delle sabbie*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Politecnico di Torino.
- DARAMOLA O. (1978) - *The influence of stress history on the deformation of a sand*. Ph.D. Thesis, Univ. of London.
- GIROUD J.P. (1972) - *Tables pour le calcul des fondations*. Dunod, Paris.
- HARTMAN J. (1974) - *Finite element parametric study of vertical strain factors and the pressuremeter test to estimate the settlement of footings in sands*. Ph. D. Thesis, University of Florida.
- JANBU N. (1963) - *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. Proc. ECSMFE, vol. I. Wiesbaden, pp. 19-24.
- JARDINE R.J., POTTS D.M., FOURIE A.B., BURLAND J.B. (1986) - *Studies of the influence of non linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction*. Géotechnique 36, n. 3, pp. 377-396.
- LADE P.V. (1988) - *Model and parameters for the elastic behaviour of soils*. Proc. Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.
- LEROUBIL S., VAUGHAN P.R. (1990) - *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Géotechnique 40, n. 3, pp. 467-488.
- SCHMERTMANN J.H. (1970) - *Static cone to compute settlement over sand*. Journ. Soil Mech. Found. Eng., ASCE, 96, n. SM3, pp. 1011-1043.
- SKEMPTON A.W. (1986) - *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation*. Géotechnique 36, n. 3, pp. 425-447.

#### SUMMARY

##### Granular soils deformability from a back-analysis of real foundations performance

The mechanical behaviour of cohesionless soils has been the object, in the last few years, of intensive studies, both in the experimental research field and in theoretical and applied ones; owing to the obtained results the knowledge on this class of soils is increased a lot.

Nevertheless the results coming from experimental research are often related to artificially reconstituted materials, because of the difficulty of getting undisturbed samples: these materials are only partially representative of field conditions and theoretical analyses and modeling can analogously suffer this situation.

For these reasons it is often necessary to verify the significance and the applicability limits of methods and parameters to use in practice.

That being stated, this work considers how it is possible to face a particular design problem by means of simple, direct and correct approaches, that are able to catch some characteristics aspects of mechanical behaviour of cohesionless soils.

The considered problem concerns the evaluation of stiffness at strain levels of practical interest, i.e. in correspondence of serviceability limit state. In particular the attention has been turned to the analysis and estimation of shallow foundations settlements, a typical soil-structure interaction problem.

The main object is to prove that a rational approach, based on continuum mechanics, is a powerful tool in such a problem.

To get this object elasticity theory has been considered, to eva-

luate *operational design parameters* keeping into account the main factors influencing soil behaviour.

As a matter of fact the selection of Young modulus  $E'$  must take into account relative density, average level of the vertical strain, current level of the mean effective stress and stress history of the deposit intended in the broadest sense of this term.

As far as mean vertical strain is concerned, it is possible to make reference to the ratio  $s_0/H$  where  $s_0$  is the settlement at the surface and  $H$  is the «depth of influence» (Fig. 1).

The performed analyses allow to define different values of  $H$  and, consequently, the corresponding influence factors  $I_s$  to be used in equation 1.

In Tables I and II are reported the values for circular and strip footings, in the hypothesis of homogeneous medium. The comparison with the factors, available in the literature, relative to a finite layer, shown in Fig. 2, allows useful considerations about the applicability of these different approaches.

The evaluation of stiffness has been executed re-examining the results of over 120 field cases, collected by BURLAND and BURBIDGE [1984] (see Table IV). The examined data are relevant and representative, both in terms of soil and foundation conditions and in terms of current strain level (Figs. 3 and 4).

Because of the elastic approach adopted, the importance of the stiffness parameter evaluation has been considered.

Firstly an equivalent soil stiffness has been calculated through equation (1). The values thus obtained are shown in Figure 5 as a function of the average SPT blow count ( $N_{AV}$ ). However, they cannot be considered as «operational values» because they incorporate the influence of mean effective stress, of strain level and relative density.

To account for relative density, the average SPT values have been corrected for effective overburden pressure, by using the relationships (12); (13), (14).

The influence of the current effective stress level on soil stiffness can be taken into account by using the relationship suggested by JANBŪ [1963] in the form indicated in (15).

Finally to account for non-linearity, the modulus number  $K_E$  has been analysed as a function of the relative settlement  $s/B$ .

The results are given in Figs. 6, 7 and 8, for three relative densities, leading to a simple and consistent picture.

The more general relationship shown in Fig. 9 has been obtained, with reference to the modulus number  $K_E(0.1)$  which corresponds to a relative settlement  $s/B = 0.1\%$ .

The loss of stiffness with relative settlement has been analysed for all the available data by normalizing the modulus number  $K_E$  to the reference value  $K_E(0.1)$ , see Figure 10. This plot shows directly the confidence limits of the expected settlement to consider in the design.

As far as the stress history is concerned, considering that the bulk of the Burland and Burbidge data refers to natural NC deposits, the operational parameters resulting from the analysis are influenced by environmental factors such as aging, early diagenesis, etc.; this leads to higher stiffness values in comparison with the ones relative to artificially reconstituted soils.

This is confirmed by the data shown in Figure 11 which compares  $E'$  (0.1%) obtained from triaxial tests run on specimens of reconstituted sands (Table III) with those corresponding to the field performance inferred from the real foundations data.

Analogous result appears from the comparison between the values of  $E'$  from empirical correlations based on in situ tests and the ones shown in Figure 5.

Finally some conclusions can be indicated:

- referring to strain levels of practical interest in deformation analyses of cohesionless soils (Fig. 4), it is possible to use an elastic approach to forecast settlements;
- numerical analyses allow the estimation of influence factors, referred to the «active zone», to be used;
- considering the real foundations performance, operational stiffness parameters have been obtained, keeping into account the main factors influencing the behaviour of natural soil deposits;
- the use in practice of Figures 9 and 10 implies a trial and error approach to compute shallow foundations settlements.