

**politecnico
di torino
ingegneria**

**Michele Jamiolkowski
Renato Lancellotta**

**moderni metodi nella valutazione
della capacità portante
delle fondazioni superficiali**

Autorizzazione del Tribunale di Torino n. 2427 del 10 luglio 1974

**atti
dell' istituto
di
scienza
delle
costruzioni**

Novembre 1977

356

ISTITUTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
DEL POLITECNICO DI TORINO

Indice degli Atti

- 238 Jamiolkowski M., 1974 - « Prove scissometriche ».
- 239 Cestari F., 1974 - « Perforazioni a scopo geotecnico ».
- 240 Albert L., 1974 - « Campionamento indisturbato ».
- 241 Viggiani C., 1974 - « La misura delle pressioni neutre in situ ».
- 242 Pellegrino A., 1974 - « Finalità e programmazione delle indagini geotecniche ».
- 243 Jamiolkowski M., Pasqualini E., 1974 - « Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti sui terreni sabbiosi, utilizzando i risultati delle prove penetrometriche ».
- 244 Capurro M., Daddi I., Leporati E., 1975 - « Analisi statistica delle proprietà meccaniche di acciai da carpenteria ».
- 245 Cicala P., 1974 - « Sulla elastodinamica delle strutture a guscio ».
- 246 Leporati E., 1975 - « Safety criteria for fatigue of prestressed structures. CEB. Leningrad May 1972 ».
- 247 Debernardi P.G., Leporati E., 1975 - « Effetto dei fenomeni lenti del calcestruzzo leggero in una struttura mista precompressa realizzata in più fasi ».
- 248 Chiorino M.A., Battaglia C.M., 1974 - « Le opere di derivazione del fiume Po per la centrale nucleare Enel di Caorso ».
- 249 Levi F., 1974 - « Veinticinco años de desarrollo del pretensado ».
- 250 Leporati E., Debernardi P.G., 1975 - « Indagine sperimentale sul modello del superbacino di Genova ».
- 251 Debernardi P.G., Vallini P., 1974 - « Calcolo delle variazioni di tensione in sezioni precomprese, tenendo conto del ritiro e flange del calcestruzzo e del rilassamento delle armature ».
- 252 Levi F., Leporati E., 1975 - « Statistical controls of safety in the non linear field ».
- 253 Chiorino M.A., 1975 - « Présentation des Manuels du CEB. Fluage et déformations différées du béton ».
- 254 Debernardi P.G., 1975 - « Analisi della deformazione e dello stato di tensione in sezioni precomprese composte da due frazioni elastico-viscose ».
- 255 Marro P., 1974 - « Fessurazione termica in regime flessionale del cemento armato ».
- 256 Rossetti U., Mancini G., Martini J., 1975 - « Metodi rapidi nello studio della fatica degli acciai ».
- 257 Albert L., 1974 - « Opere di sostegno rigide ».
- 258 Berardi G., 1974 - « Procedimento per la bonifica e sostegno dei pendii a mezzo di chiodature ed ancoraggi ».
- 259 Creazza G., Levi F., 1974 - « Descrizione approssimata del regime di deformazione delle lastre piane fessurate ».
- 260 Callari C.E., 1972 - « Sui criteri di scelta del tracciato delle funi radiali delle tensostrutture assialsimmetriche ».
- 261 Callari C.E., 1973 - « Sui criteri di scelta del tracciato delle funi radiali delle tensostrutture assialsimmetriche pretese con cavi anulari ».
- 262 Zago F., 1975 - « Incidenze economiche dei moderni metodi di calcolo del cemento armato ».
- 263 Napoli P., 1975 - « Determinazione della funzione rilassamento per il calcestruzzo tenendo conto della variabilità del modulo elastico ».
- 264 Creazza G., Levi F., 1974 - « Schematizzazione del funzionamento di lastre piane in fase di fessurazione avanzata ».
- 265 Rossetti U., 1974 - « Il VII congresso del cemento armato precompresso a New York ».
- 266 Donato L.F., Sanpaulesi L., Leporati E., 1973 - « Esperienze a fatica e misure dinamiche su un viadotto di acciaio-calcestruzzo ».
- 267 Leporati E., 1972 - « Sul limite a fatica degli acciai ».
- 268 Indelicato F., 1974 - « Il lifting system applicato alla prefabbricazione edilizia ».
- 269 Faraggiana G., Sassi Perino A.M., 1975 - « Indagine sperimentale sul comportamento elastico di un guscio di rivoluzione ellissoidico tronco ».
- 270 Appendino M., 1975 - « Esempio di applicazione dei mezzi sperimentali e di calcolo per la valutazione dell'efficacia del sistema di infissione dei pali ».
- 271 Berardi G., Dalerici G., La Magna A., 1975 - « Fenomeni di trasferimento del carico dal palo al terreno. Cedimenti di un singolo palo e dei pali in gruppo ».
- 272 Bertero M., Marcellino P., 1975 - « Studio del comportamento in regime non lineare di un palo in c.a. infisso parzialmente nel terreno soggetto ad azioni orizzontali e di punta ».
- 273 Botto G., 1975 - « Pali trivellati di grande diametro. Aspetti tecnologici ».
- 274 Ferretti M., 1975 - « Pali infissi gettati in opera. Aspetti tecnologici ».
- 275 Gambini F., 1975 - « Pali infissi prefabbricati in c.a. e c.a.p. Aspetti tecnologici ».
- 276 Jamiolkowski M., 1975 - « Studio di un palo isolato e dei pali in gruppo soggetti a carichi orizzontali ».
- 277 Lancellotta R., 1975 - « Studio dei fenomeni che avvengono nel palo durante la battitura per mezzo dell'equazione dell'onda d'urto ».
- 278 Marchetti S., 1975 - « Prove di carico verticale statico su pali con o senza strumentazione ».
- 279 Mascardi C., 1975 - « Commento generale sulle tecnologie esecutive dei pali. Criteri per la scelta dei tipi da adottare ».
- 280 Ottaviani M., 1975 - « Sull'impiego del metodo degli elementi finiti nello studio del palo singolo e del gruppo di pali ».
- 281 Pasqualini E., 1975 - « Criteri di dimensionamento delle fondazioni a pozzo ».
- 282 Viggiani C., 1975 - « Significato e limiti dei procedimenti per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione ».
- 283 Zanetto L., 1975 - « Aspetti tecnologici della costruzione dei micropali ».
- 284 Albert L., 1975 - « Comportamento di una palificata con pali comunque inclinati ».
- 285 Levi F., Bertero M., 1975 - « Studio della divergenza di equilibrio di colonne in cemento armato soggette a carichi di esercizio di carattere permanente ».
- 286 Levi F., Leporati E., 1975 - « Sulla scelta delle modalità operative nelle verifiche strutturali non lineari ».
- 287 De Stefano A., 1975 - « Nuovo metodo di rappresentazione dei risultati delle prove di fatica su funi metalliche ».
- 288 Barbato G., Mancini G., 1975 - « Analisi di deformate di funi tensoinflesse ».

8° CICLO ANNUALE DI CONFERENZE

DEDICATO AI PROBLEMI DI

MECCANICA DEI TERRENI E INGEGNERIA DELLE FONDAZIONI

FONDAZIONI DIRETTE. AZIONI STATICHE E DINAMICHE.

PROBLEMI DI INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA.

M. JAMIOLKOWSKI (+) - R. LANCELLOTTA (+)

MODERNI METODI NELLA VALUTAZIONE DELLA
CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

(+) Istituto di Scienza delle Costruzioni - Politecnico di Torino

INDICE

| | | | |
|---------------------|---|------|----|
| <u>CONCLUSIONI.</u> | | pag. | 1 |
| Capitolo 1. | <u>INTRODUZIONE.</u> | pag. | 4 |
| Capitolo 2. | <u>FENOMENI DI ROTTURA NEL TERRENO DI FONDAZIONE.</u> | pag. | 5 |
| Capitolo 3. | <u>VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE.</u> | pag. | 11 |
| Capitolo 4. | <u>OSSERVAZIONI SULL'APPLICABILITA' DELLE FORMULE CLASSICHE E POSSIBILI ESTENSIONI.</u> | pag. | 25 |
| Capitolo 5. | <u>PARAMETRI GEOTECNICI CHE INTERVENGONO NEL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.</u> | pag. | 36 |
| Capitolo 6. | <u>ESEMPIO DI CALCOLO.</u> | pag. | 48 |

CONCLUSIONI.

Nella presente memoria viene affrontato il problema della determinazione della capacità portante delle fondazioni superficiali, con l'intento di fornire al lettore un quadro:

- delle soluzioni oggi disponibili;
- della attendibilità dei risultati da esse fornite;
- dei metodi recentemente proposti per un superamento delle limitazioni relative alle soluzioni classiche più in uso in sede di progettazione.

I principali aspetti trattati possono essere riassunti nei seguenti punti:

1. Oggi sono disponibili soluzioni complete (tipo quella di Brinch-Hansen), che coprono la quasi totalità dei casi pratici che possono presentarsi al progettista, dal momento che esse prevedono le varie combinazioni di carichi esterni applicati nonché forma della fondazione e geometria del problema molto generali. Tali soluzioni sono state ricavate con riferimento ad un modello di comportamento del terreno di tipo rigido-plastico e dalla sovrapposizione di casi semplici risolti separatamente.
2. Date le ipotesi sul comportamento del terreno che sono alla base delle soluzioni classiche sopra citate, ne risulta che la loro applicazione va limitata a rigore, a quei casi in cui le dimensioni e l'approfondimento relativo della fondazione e le caratteristiche del terreno lasciano presupporre che il raggiungimento della capacità portante limite q_{lim} abbia luogo con una rottura di tipo generale; mentre l'applicazione ai casi in cui la rottura è di tipo locale o per punzonamento porta ad una sopravvalutazione, talora anche sostanziale, della q_{lim} .
3. Le deviazioni principali delle previsioni teoriche, riscontrabili in questi ultimi due casi, dai risultati sperimentali sono imputabili in primo luogo alla non presa in conto dei seguenti fattori:
 - a)(+) - non linearità dell'involuppo di rottura, e cioè dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione efficace agente sul piano di scorrimento;
 - rottura progressiva, e cioè diversi livelli di deformazione raggiunti nei vari punti della superficie di scorrimento nell'istante di collasso;
 - presenza di zone di minore resistenza nei depositi reali;

EFFETTO
SCALA

(+) I fattori elencati in a) vengono in genere raggruppati ed individuati sotto un unico termine detto "effetto scala".

b) - compressibilità del terreno di fondazione.

4. Attualmente non esistono soluzioni per la valutazione della q_{lim} che tengano in conto in maniera rigorosa l'influenza dei fattori citati nel punto 3. Solo recentemente sono state formulate proposte, in parte ipotizzando analogie tra il fenomeno del raggiungimento della q_{lim} delle fondazioni e quello dell'espansione di cavità nei terreni sciolti (Vésic, 1972, 1973, 1975) ed in parte avvalendosi dei risultati di indagini sperimentali (De Beer e Vésic, 1958) - (De Beer, 1970) - (Vésic, 1963), (Ismael, 1974), per stimare in modo qualitativo l'influenza della compressibilità del terreno e della non linearità dell'involuppo di rottura.

5. Questi nuovi approcci comunque denunciano per ora una limitata utilità pratica per i seguenti motivi:

- semplicità delle assunzioni alla base delle soluzioni disponibili del problema dell'espansione delle cavità;
- attendibilità dell'input (parametri geotecnici) disponibile, particolarmente nel caso delle sabbie;
- mancanza di un'adeguata quantità di conferme sperimentali (su modelli e in scala reale).

6. Prescindendo dalle difficoltà inerenti alla definizione dei parametri geotecnici da introdurre nell'analisi, va tuttavia sottolineato che i suddetti nuovi orientamenti hanno permesso di accertare diversi aspetti di importanza pratica:

- nel caso dei terreni coesivi (verifiche di stabilità a breve termine) è giustificato il ricorso alla soluzione di tipo rigido-plastico, salvo cautelarsi nei riguardi del fenomeno della rottura progressiva;
- nel caso delle sabbie (verifiche in condizioni drenate) l'applicazione della soluzione classica va limitata a terreni aventi elevata densità relativa ed a fondazioni di modesta larghezza (plinti o travi rovesce) e con piccolo approfondimento relativo.

Nel caso di platee o di fondazioni profonde (pali) risulta infatti che la q_{lim} non cresce con l'aumentare delle dimensioni della fondazione o della profondità relativa, ma tende ad un valore asintotico costante, per cui l'applicazione delle formule convenzionali porterebbe in questi casi ad una stima non prudentiale di q_{lim} .

7. Infine, per rendere più applicativi i recenti approcci proposti occorrerebbe:

- derivare le soluzioni del problema della espansione di cavità poste in pros-

simità della superficie del terreno (+);

- indagare sull'influenza dello stato tensionale iniziale (sia nei riguardi della sua entità che dell'anisotropia) sul fenomeno di espansione della cavità e precisare il significato dei vari parametri fisici nonché le modalità relative alla loro determinazione sperimentale;
- acquisire una maggiore conoscenza sperimentale sulla curvatura dell'involuppo di rottura, anche in funzione della densità relativa;
- indagare sui criteri di valutazione della tensione media efficace agente sul piano di scorrimento;
- effettuare degli studi con il metodo degli elementi finiti, utilizzando però programmi che permettano l'introduzione di leggi costitutive del terreno "con softening" e aventi un criterio di flusso incorporato.

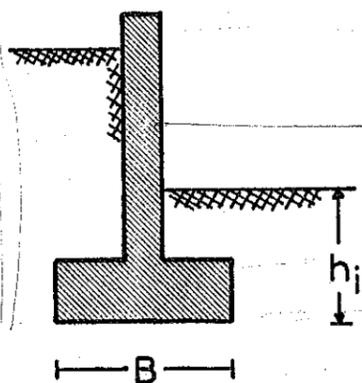
(+) Le formule date da Vésic (1969) non tengono conto della compressibilità.

1. INTRODUZIONE.

La progettazione delle fondazioni pone svariati problemi di carattere geotecnico, tra i quali uno dei più importanti è la determinazione, note che siano le leggi costitutive del terreno, l'entità e il tipo di carichi che la struttura trasmette ad esso e la geometria della fondazione, della capacità portante limite q_{lim} , che, divisa a sua volta per un opportuno coefficiente di sicurezza F_s (+), consente di definire la pressione ammissibile q_{amm} da adottare nella progettazione stessa.

Pure se molti dei concetti e delle considerazioni che saranno esposti nel seguito trovano validità anche nel caso di fondazioni profonde, in questa sede sia per le limitazioni di tempo che per il tema del ciclo di conferenze nel quale la presente nota si inserisce, la trattazione viene limitata ai problemi connessi con la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali, intendendo come tali, in accordo con Berezantzev (1970), le fondazioni aventi un approfondimento relativo rispetto al piano di campagna non superiore a 0,5 (++) (vedi fig. 1).

FIG.1:DEFINIZIONE DELLA PROFONDITÀ RELATIVA DEL PIANO DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE



APPROFONDIMENTO RELATIVO = $\frac{h_i}{B} \leq 0,5$

B=LATO MINORE DELLA FONDAZIONE

h_i =PROFONDITÀ DEL PIANO DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE RISPETTO AL PIANO DI CALPESTIO

(+) In alternativa ad un coefficiente di sicurezza applicato alla q_{lim} , si può ricorrere a coefficienti di sicurezza applicati ai parametri di resistenza al taglio del terreno, oppure a coefficienti di sicurezza parziali riferiti sia ai suddetti parametri sia ai carichi agenti sulla struttura, in accordo all'approccio semiprobabilistico del problema della definizione di F_s . Tale aspetto esula comunque dal presente tema.

(++) Alcuni estendono questo limite fino all'approfondimento relativo = 1.

2. FENOMENI DI ROTTURA DEL TERRENO DI FONDAZIONE.

Dall'analisi delle relazioni carichi-cedimenti osservate nel caso di fondazioni reali o di modelli realizzati in laboratorio, si possono dedurre le seguenti indicazioni di carattere qualitativo:

- a) In corrispondenza di piccoli carichi applicati sulla fondazione, esiste una relazione quasi lineare tra carichi e cedimenti. Questi ultimi sono quasi totalmente attribuibili all'addensamento (= compressibilità) del terreno sottostante la fondazione e le traiettorie dello spostamento delle particelle del terreno sono in maggioranza verticali e rivolte verso il basso.
- b) Superata una certa soglia di pressione critica q_{crit} , in alcune zone di limitata estensione situate immediatamente sotto la fondazione (+) vengono a crearsi stati tensionali tali da avere:

$$\frac{\tau_i}{\tau_R} = 1$$

essendo:

τ_i = tensione di taglio indotta dal carico agente sulla fondazione [FL⁻²]

τ_R = resistenza al taglio del terreno [FL⁻²]

In queste zone, dette "zone di plasticizzazione" dal momento che sono in condizioni di equilibrio limite ultimo, ha inizio la formazione delle superfici di rottura.

Gli spostamenti del terreno sono dovuti in misura sempre maggiore agli scorrimenti di carattere plastico e mantengono una direzione sub-verticale sotto il centro della fondazione, mentre tendono a deviarne nelle zone periferiche.

- c) Il fenomeno della progressiva estensione della plasticizzazione del terreno, sotto ulteriori incrementi di carico, fa sì che le zone nelle quali $\tau_i = \tau_R$, inizialmente isolate, vengano a congiungersi dando luogo alla formazione di ben definite superfici di rottura.

A questo punto le traiettorie delle particelle del terreno assumono andamento orizzontale e sub-verticale verso l'alto con più o meno vistosi rifluimenti in superficie. La fondazione subisce rilevanti ed in generale disuniformi assestamenti che si manifestano sot-

(+) Sotto il perimetro nel caso delle fondazioni rigide e sotto il baricentro nel caso di quelle molto flessibili.

to l'azione di carichi costanti o leggermente variabili nel tempo, a secondo della caratteristica sforzi-deformazioni del terreno in questione.

Questa situazione corrisponde al raggiungimento della capacità portante limite ultima del terreno q_{lim} .

d) Tale raggiungimento della pressione di rottura per fenomeni di taglio q_{lim} può, secondo Vésic (1973), manifestarsi seguendo uno dei tre sottoindicati meccanismi di rottura:

→ - Rottura generalizzata per fenomeni di taglio, vedi per esempio Terzaghi (1943).

→ - Rottura per punzonamento, vedi per esempio De Beer e Vésic (1958), De Beer (1965) e Vésic (1963).

→ - Rottura locale, menzionata per prima da Terzaghi (1943) e poi documentata sperimentalmente da Vésic (1963).

La rottura generale (fig. 2-a) è caratterizzata dall'esistenza di una ben definita superficie che si estende dal bordo della fondazione fino alla superficie del terreno. In questo caso la tendenza al rifluimento del terreno in superficie si può notare da ambedue i lati della fondazione, anche se la rottura vera e propria è in genere asimmetrica e si verifica solo da un lato del plinto. Questo tipo di rottura è il più aderente a quanto descritto nel punto c) e tra i tre tipi sopra menzionati è quello meglio inquadrato dal punto di vista teorico (dalla meccanica dei terreni).

La rottura per punzonamento (fig. 2-c) è caratterizzata dal fatto che non si osservano piani di rottura e di scorrimento ben definiti. Sotto il carico man mano crescente gli assestamenti della fondazione anche in prossimità del carico di rottura sono accompagnati dalla compressione del terreno immediatamente sotto il plinto, mentre le zone laterali sono solo in misura modesta coinvolte nei fenomeni di rottura. Inoltre in superficie sono assenti pronunciati rifluimenti.

Contrariamente al caso della rottura generale a cui può corrispondere un movimento istantaneo e catastrofico della fondazione, la rottura per punzonamento richiede un incremento di carico sempre crescente, anche se di poco, cosicché il carico di rottura è difficilmente individuabile sulla curva carichi-cedimento.

La rottura locale ha carattere intermedio (fig. 2-b) tra quello della rottura generale e per punzonamento. Le superfici di rottura sono ben definite vicino ai bordi della fondazione ma non raggiungono la superficie del terreno e, nonostante la compressibilità giochi ancora un ruolo importante nel contribuire ai movimenti verticali del plinto, ci sono in questo caso visibili segni di rifluimento laterale del terreno.

e) Il meccanismo di rottura attribuibile ad un dato specifico problema di capacità portante e di conseguenza l'impostazione analitica del problema stesso dipendono dai seguenti fattori:

- caratteristiche di resistenza e di compressibilità dei terreni di fondazione;
- geometria (+) della fondazione;
- tipo di carichi applicati sulla fondazione.

Allo stato attuale delle conoscenze, pur essendo individuati dal punto di vista qualitativo i diversi meccanismi di rottura sopra descritti nonché i fattori che li governano, mancano criteri e metodi di calcolo che consentano di prevedere attendibilmente il tipo di rottura e calcolare la capacità portante di una specifica fondazione superficiale o profonda (++).

In queste condizioni risulta utile precisare ulteriormente alcuni aspetti generali del problema allo scopo di individuare quei casi in cui è oggi possibile quantificare la capacità portante del terreno con procedimenti analitici relativamente rigorosi ed affidabili, da quelli in cui, nonostante tutti i progressi conseguiti dalla geotecnica negli ultimi anni, è necessario ancora oggi accontentarsi di valutazioni di carattere approssimato e qualitativo.

A tale proposito si può rilevare quanto segue:

- I risultati sperimentali dimostrano che nel caso dei terreni non coesivi (sabbie e ghiaie) il meccanismo di rottura associabile ad una specifica fondazione è in primo luogo controllato dalla densità relativa D_R del terreno di fondazione e dall'approfondimento relativo della fondazione stessa, come risulta dalla fig. 3 nella quale sono riassunti i dati ricavati da De Beer e Vésic (1958), Vésic (1963) (1967), (1973), (1975), Ismael (1974).

(+) Forma e dimensioni in pianta nonché approfondimento relativo.
(++) Particolarmente nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi.

- Nel caso dei terreni coesivi saturi per i quali le verifiche di capacità portante delle fondazioni vengono effettuate facendo riferimento alla resistenza al taglio iniziale (+) si può pervenire ad un quadro qualitativo simile a quello indicato per le sabbie e ghiaie anche se il fenomeno di rottura generale è in questo caso più diffuso e di maggiore interesse dal punto di vista applicativo.

- Poichè la maggioranza delle soluzioni analitiche che consentono di valutare la capacità portante oggi disponibile presuppone come validi di per il terreno:

- . una legge costitutiva del tipo rigido-plastico;
- . il criterio di rottura di Coulomb;

si deduce che esse andrebbero a rigore applicate solo ai casi in cui il meccanismo di rottura è di tipo "generale".

Già in questi casi esse forniscono indicazioni approssimate per eccesso o per difetto a seconda che si tratti rispettivamente di soluzioni cinematicamente possibili o staticamente possibili (++) (vedi Drucker e Prager (1951) e Chen (1975)) e a causa della sovrapposizione degli effetti (+++) adottata nella derivazione della maggioranza di queste formule (vedi Terzaghi (1943), Meyerhof (1954), Brinch Hansen (1961, 1970), Caquot e Kerisel (1956) e molti altri).

- Le ipotesi di partenza che stanno alla base delle formule sopra menzionate diventano poi del tutto inadeguate quando la rottura tende a diventare di tipo locale o per punzonamento con cedimenti della fondazione molto elevati (++++) prima del raggiungimento del carico di collasso.

A conferma di questo si possono ricordare gli studi di carattere teorico-sperimentale effettuati su terreni sabbiosi da De Beer e Vésic (1958), Vésic (1963, 1973), De Beer (1970), Bhushan (1971), Ismael (1974), i quali concordemente indicano come non è affatto vero che la capacità portante di un terreno sabbioso-ghiaioso qual-

(+) Vedi Skempton (1954), Lambe e Whitmann (1969) nonché il cap. 5.
 (++) Si vedano i teoremi del Limite superiore e Limite inferiore della teoria della Plasticità.
 (+++) Le formule infatti sono ottenute per sovrapposizione di due casi: il primo relativo ad un terreno privo di peso ($\gamma=0$) ma dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), e il secondo di un terreno avente $c = \phi = 0$ ma $\gamma \neq 0$. La limitazione teorica di tale approccio è bene evidenziata dal confronto delle formule ottenute per sovrapposizione con la soluzione priva di tale artificio ottenuta da Sokolowski (1965).
 (++++) Vésic (1973), nel caso di fondazioni superficiali, indica i seguenti valori delle deformazioni relative, riferite al valore di B, all'istante di collasso: terreni coesivi saturi 3 ÷ 7%, terreni non coesivi 5 ÷ 15%.

siasi, a parità di altre condizioni, cresca proporzionalmente alle dimensioni della fondazione o all'approfondimento del piano di posa. E infatti, tenendo invece presente che la compressibilità relativa di un terreno aumenta con le dimensioni della fondazione stessa, e che quindi il cinematismo di rottura tende verso l'estremo opposto rappresentato dal "punzonamento", si riesce da un lato a giustificare una parte (+) della divergenza tra risultati sperimentali e teorici prima menzionata, e dell'altro ad accettare anche il postulato ~~(+)~~ (Vésic, 1973) che la capacità portante di fondazioni molto larghe non può essere maggiore di quella di fondazioni profonde aventi piccole dimensioni, a parità di caratteristiche geotecniche del terreno.

Postulato che pone appunto l'esistenza di un limite superiore, rappresentato dal valore ottenibile da una rottura per punzonamento.

Un esempio dell'influenza della compressibilità sulla capacità portante delle fondazioni ^{superficiali} sperimentali è illustrato nella fig. 4 dove sono riportati i risultati di prove su modelli effettuati da Ismael (1974) utilizzando la sabbia di Chattahoochee pura e mescolata con diverse aggiunte di minerali micacei.

L'aggiunta di mica, a parità di densità relativa, lasciando rigorosamente invariata la resistenza al taglio, aumenta sensibilmente la compressibilità della sabbia (++) , per cui risulta ovvio che la differenza di capacità portante tra le due fondazioni può essere in questo caso solo giustificata dalla differente compressibilità delle due sabbie. E naturalmente tale fatto è in stridente contrasto con quanto predetto dalle formule convenzionali di capacità portante le quali, riferendosi alla legge costitutiva del corpo rigido-plastico, fanno dipendere la q_{lim} solo dalle caratteristiche di resistenza del materiale rendendola indipendente dalla sua compressibilità.

- Dal punto di vista applicativo un primo tentativo di tener conto degli effetti di compressibilità è stato formulato da Terzaghi (1948), che ha proposto l'impiego di parametri ridotti di resistenza al taglio, assunti empiricamente pari a:

$$\bar{c}^* = 0,67 \bar{c} \quad [FL^{-2}] \quad \dots (1)$$

$$\bar{\phi}^* = \arctg (0,67 \operatorname{tg} \bar{\phi}) \quad [^{\circ}] \quad \dots (2)$$

(+) Va ricordato che ad un aumento della larghezza della fondazione si associano non solo effetti di compressibilità ma anche effetti di riduzione della resistenza al taglio, disponibile lungo le superfici di scivolamento, dovuti in primo luogo alla curvatura dell'involuppo di rottura, alla rottura progressiva e alla presenza di zone di minor resistenza sempre presenti nei depositi reali.

(++) Vedi anche Moore (1971).

Un simile approccio, pur fornendo risultati soddisfacenti in alcuni casi, da spazio al presupposto errato che la compressibilità del terreno sia legata esclusivamente ai parametri di resistenza a taglio, e cioè sia indipendente da condizioni di carico e di geometria della fondazione, e non fornisce quindi alcuna indicazione per l'individuazione dei casi di applicabilità della correzione stessa.

Prescindendo da questo ultimo aspetto del problema, Vésic (1973) ritiene che la proposta di Terzaghi (1948), di fatto applicabile ai terreni sabbioso-ghiaiosi (+), è troppo conservativa, ed indica la seguente relazione per la riduzione dell'angolo $\bar{\phi}$ quando si voglia empiricamente tenere conto dell'influenza della compressibilità sulla capacità portante del terreno e del conseguente pericolo della rottura locale:

$$\bar{\phi}^* = \arctg [(0,67 + D_R - 0,75 D_R^2) \operatorname{tg} \bar{\phi}] \quad [^\circ] \quad \dots (3)$$

essendo:

D_R = densità relativa della sabbia $\leq 0,67$ (++)

- Inoltre Vésic (1973) riprendendo un'idea avanzata da Skempton et al. (1953) propone di ricorrere nella valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali alla teoria di espansione delle cavità sferica e cilindrica in mezzo elastico - perfettamente plastico.

Questa ipotesi presuppone che la tensione normale agente sui lati del "cuneo critico" di terreno ABC (vedi fig. 11) sotto la fondazione sia uguale alla pressione limite p_{lim} necessaria per espandere indefinitamente una cavità sferica o cilindrica nello stesso terreno. Tale impostazione del problema, anche se molto semplificata, chiarisce almeno dal punto di vista qualitativo diverse delle incongruenze insite nelle formule convenzionali (+++) per la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali, consentendo di collegarla alla deformabilità relativa del terreno espressa come rapporto:

$$\frac{\text{deformabilità}}{\text{resistenza al taglio}} \quad [-]$$

(+) Aveni perciò $\bar{c} \approx 0$.

(++) Quando $D_R > 0,67$, solo nel caso delle fondazioni superficiali, si può fare riferimento al meccanismo della rottura generale, vedi fig. 3.

(+++) Vedasi Vésic (1972).

L'esame di recenti lavori di Ismael (1974), Vésic (1975), Al Awkati (1975), Vésic et al. (1975), Baligh (1975) rivela come tale approccio importante per le fondazioni superficiali diventa fondamentale nel caso di quelle profonde, per le quali il meccanismo di rottura più diffuso è quello per punzonamento (vedi fig. 3).

Tenendo conto di quanto sopra menzionato, nel capitolo successivo vengono esposte le formule convenzionali per la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali, e nel seguito vengono indicati i criteri che consentono di tenere conto almeno in modo qualitativo dei fenomeni anzi descritti, che possono in determinate circostanze invalidare in modo sostanziale le soluzioni classiche.

3. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE.

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali viene in genere svolto facendo riferimento alle formule ricavate per il caso di deformazione piana (+) ($L/B \geq 5$) o più raramente per il caso assialsimmetrico (++) (fondazione circolare). In questa sede facendo riferimento al caso di deformazione piana si ha:

$$q_{lim} = \bar{c} \cdot N_c + \bar{\sigma}_{vo} N_q + 0,5 \bar{\gamma} B N_\gamma \quad [FL^{-2}] \quad \dots (4)$$

essendo:

\bar{c} = coesione del terreno $[FL^{-2}]$

$\bar{\sigma}_{vo}$ = pressione verticale alla quota d'imposta della fondazione $[FL^{-2}]$, vedi fig. 5

$\bar{\gamma}$ = peso di volume del terreno al di sotto del piano d'imposta della fondazione $[FL^{-3}]$

$N_c = f(\phi)$ = coefficiente adimensionale di capacità portante che esprime il contributo della coesione mobilitata lungo la superficie di scorrimento nel tratto \bar{fb}

(+) Terzaghi (1943), Prandti (1920), Reissner (1924) e molti altri.

(++) Berezantzev (1952, 1960, 1970), Mizuno (1953) ed altri.

$N_q = f(\phi) =$ coefficiente adimensionale di capacità portante che esprime il contributo dell'approfondimento della fondazione rispetto al piano di campagna

$N_Y = f(\phi) =$ coefficiente adimensionale di capacità portante che esprime il contributo del terreno racchiuso all'interno della superficie di scorrimento \overline{abf} (+).

Nel ricavare le formule di questo tipo si fanno le seguenti ipotesi semplificative:

- a) Si adotta il criterio di rottura di Coulomb con involucro di rottura rettilineo del tipo illustrato schematicamente nella fig. 5-b.
- b) Si assume per il terreno una relazione sforzi-deformazioni di tipo rigido-plastico propria di un materiale incompressibile (vedi fig. 5-c).
- c) Si suppone nulla la resistenza al taglio dei terreni sovrastanti il piano d'appoggio della fondazione ($\tau_R = 0$ nel tratto \overline{bc} della superficie di scorrimento in fig. 5-a).
- d) In genere si suppone nullo l'attrito tra fondazione e terreno e tra terreno sovrastante il piano di appoggio e quello sottostante tale piano ($\tau_R = 0$ nel tratto \overline{ab} , fig. 5-a).

Nonostante queste semplificazioni, quasi tutte le soluzioni ottenute con l'ausilio della teoria della plasticità derivano dalla semplice sovrapposizione dei due seguenti casi (++):

1° caso: Con l'ipotesi di terreno privo di peso ($\gamma=0$), si ricavano i coefficienti adimensionali N_q e N_c , vedasi Prandtl (1921), Reissner (1924).

2° caso: Con l'ipotesi di fondazione superficiale ($h_i = 0$) su terreno privo di coesione ($c=0$) si ricava il coefficiente N_Y , vedasi Caquot e Kerisel (1950) e Lundgren e Mortensen (1953).

Questa sovrapposizione, ingiustificabile dal punto di vista teorico, ma ritenuta prudentiale nel passato, non lo è se il calcolo della q_{lim} avviene ricavando i coefficienti di capacità portante (N_q, N_c, N_Y)

(+) Il valore di N_Y è fortemente influenzato dall'angolo Ψ (fig. 5-a) e dalla forma della superficie di scorrimento assunta.
 (++) Salvo casi semplici la cui soluzione rigorosa è stata data da Sokolowsky (1969) e Berezantzev (1960).

in funzione dell'angolo di attrito ϕ ottenuto da prove di taglio in condizioni di deformazione piana, che come è noto supera di $3^\circ \div 5^\circ$ il valore risultante dalle prove triassiali [vedi Ko e Davidson (1973) e Ko e Scott (1973)], e nelle applicazioni pratiche essa può risultare prudentiale solo in relazione ad una certa reciproca cancellazione degli errori (+).

Allo scopo di superare almeno in parte le limitazioni della formula (4) diversi autori hanno proposto l'introduzione di coefficienti correttivi di carattere semi-empirico che consentono la presa in conto di fattori come:

- la presenza dei carichi orizzontali;
- la presenza di carichi assiali eccentrici;
- un rapporto dei lati L/B qualsiasi;
- l'inclinazione del piano di appoggio rispetto all'orizzontale;
- la presenza di un pendio a tergo della fondazione.

Tra le varie proposte, la più generale e perciò di grande interesse pratico è quella indicata da Brinch Hansen (1961, 1970):

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \bar{\gamma} \cdot B \cdot N_{qY} \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \bar{\sigma}_{vo} N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \bar{c} N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \quad [FL^{-2}] \quad \dots (5)$$

essendo:

$\left. \begin{matrix} N_Y \\ N_q \\ N_c \end{matrix} \right\}$ Fattori adimensionali di capacità portante validi per una fondazione nastriorme, funzione dell'angolo d'attrito (= angolo di resistenza al taglio) ϕ

$\bar{\gamma}$ = peso di volume del terreno al di sotto del piano d'appoggio, depurato della spinta idrostatica $[FL^{-3}]$

B = lato minore della fondazione $[L]$

(+) Per esempio calcolando q_{lim} di una fondazione nastriorme reale e perciò ruvida con i coefficienti N_q, N_c, N_Y , (che sono stati definiti per il caso di una fondazione liscia) valutati in funzione di un ϕ ricavato da prove triassiali.

Bowles dice che sono valutati in fun. di ϕ ricavato da p.s. (taglio) e ricem. del 12% il ϕ teor. (1971)

- $\left. \begin{matrix} s_Y \\ s_q \\ s_c \end{matrix} \right\}$ Fattori adimensionali di forma, funzione di $\bar{\phi}$ e $\frac{L}{B}$
- $d_Y = 1$ per definizione (+)
- $\left. \begin{matrix} d_q \\ d_c \end{matrix} \right\}$ Fattori adimensionali di profondità, che tengono conto del contributo della resistenza al taglio nell'ambito del terreno sovrastante il piano d'appoggio della fondazione, cioè del tratto \overline{bc} in fig. 5-a, funzione di $\frac{h_i}{B}$ e $\bar{\phi}$.
- $\left. \begin{matrix} i_Y \\ i_q \\ i_c \end{matrix} \right\}$ Fattori adimensionali d'inclinazione della risultante di carico, funzione di H/N , $\bar{\phi}$ e \bar{c} o c_u
- $\left. \begin{matrix} b_Y \\ b_q \\ b_c \end{matrix} \right\}$ Fattori adimensionali dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale (ω^0) e da ϕ , vedi Fig. 6
- $\bar{\sigma}_{vo}$ = pressione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione $[FL^{-2}]$
- $\bar{\phi}$ = angolo di resistenza al taglio del terreno sul quale poggia la fondazione espressa in termini di sforzi efficaci $[^0]$
- \bar{c} = coesione apparente in termini di sforzi efficaci del terreno sul quale poggia la fondazione $[FL^{-2}]$
- H = risultante dei carichi orizzontali agenti sulla fondazione $[F]$
- N = risultante dei carichi verticali agenti sulla fondazione $[F]$

La formula sopra esposta consente di valutare la q_{lim} in condizioni drenate (++) $[\tau_R = f(\bar{\phi}, \bar{c})]$ pervenendo a risultati attendibili solo in quei casi in cui è lecito ipotizzare il meccanismo di rottura gene-

(+) In quanto N_Y è ricavato nell'ipotesi di $\bar{\sigma}_{vo} = 0$.
 (++) Vedasi capitolo 5.

ralizzata ed assumere per il terreno un inviluppo di rottura rettilineo.

Con le stesse ipotesi quando si vuole valutare la q_{lim} di una fondazione poggiate su terreni coesivi saturi in condizioni non drenate (+) $[\tau_R = f(\phi_u = 0^0, c_u)]$ la formula (5) si riduce (++) alla seguente espressione:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot g_c^0 + \sigma_{vo} \quad [FL^{-2}] \quad \dots (6)$$

essendo:

σ_{vo} = pressione verticale totale alla quota d'imposta della fondazione $[FL^{-2}]$

c_u = resistenza al taglio in assenza di drenaggio, espressa in termini di sforzi totali $[FL^{-2}]$

La valutazione dei coefficienti che appaiono nelle formule (5) e (6) può essere fatta ricorrendo alle seguenti espressioni:

a) Coefficienti adimensionali di capacità portante (+++)

$$N_q = [\exp(\pi \cdot \tan \bar{\phi})] \cdot \tan^2(45 + \frac{\bar{\phi}}{2}) \quad [-] \quad \dots (7)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \bar{\phi} \quad [-] \text{ valida solo nel caso di } \bar{\phi} > 0^0$$

$$1,8 (N_q + 1) \tan \bar{\phi} \leq N_Y \leq 2 (N_q + 1) \tan \bar{\phi} \quad (++++) [-] \quad \dots (8)$$

I valori numerici dei coefficienti N_q , N_c , N_Y calcolati per diversi valori di ϕ sono riportati nella tabella 1.

Nel caso di $\phi_u = 0^0$

$$N_Y^0 = 0, \quad N_q^0 = 1, \quad N_c^0 = \pi + 2$$

b) Fattori di forma, vedi: Meyerhof (1951), De Beer (1965), Brinch Hansen (1970)

$$s_Y = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad [-] \quad \dots (9)$$

$$s_q = 1 + \text{sen } \phi \frac{B}{L} \quad [-] \quad \dots (10)$$

(+) Vedasi capitolo 5.

(++) In quanto per $\phi_u = 0$, $N_Y = 0$, $N_q = 1$.

(+++ Ricavati per il caso della fondazione nastriforme ($L/B \rightarrow \infty$).

(++++) Limite inferiore Lundgren e Mortensen (1953), limite superiore Caquot e Kerisel (1956).

$s_c = s_q$ nel caso di $\bar{\phi} \geq 25^\circ$, oppure:

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad [-] \quad \dots(11)$$

Nel caso di $\phi_u = 0^\circ$

$$s_q^0 = 1 \quad \text{e}$$
$$s_c^0 = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad [-] \quad \dots(12)$$

Le formule sopra esposte sono valide solo nel caso di carichi verticali ed in presenza di carichi inclinati ($H \neq 0$) esse vanno modificate nel modo seguente [vedi Brinch Hansen (1970)]:

- caso di $\bar{\phi} \neq 0$:

$$s_{qB} = 1 + \text{sen } \phi \frac{B}{L} i_{qB} \quad [-] \quad \dots(13)$$

$$s_{qL} = 1 + \text{sen } \phi \frac{L}{B} i_{qL} \quad [-] \quad \dots(14)$$

$$s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{B \cdot i_{\gamma B}}{L \cdot i_{\gamma L}} \quad [-] \quad \dots(15)$$

$$s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{L \cdot i_{\gamma L}}{B \cdot i_{\gamma B}} \quad [-] \quad \dots(16)$$

- caso di $\phi_u = 0^\circ$:

$$s_{cB}^0 = 1 + 0,2 (1 - i_{cB}^0) \frac{B}{L} \quad [-] \quad \dots(17)$$

$$s_{cL}^0 = 1 + 0,2 (1 - i_{cL}^0) \frac{L}{B} \quad [-] \quad \dots(18)$$

dove:

i_B = coefficiente di inclinazione riferito alla forza orizzontale (H_B) agente lungo il lato B della fondazione [-]

i_L = coefficiente d'inclinazione riferito alla forza orizzontale (H_L) agente lungo il lato L della fondazione [-]

L'uso della formule (15) e (16) è subordinato alla seguente limitazione:

$$s_\gamma \geq 0,6$$

Le formule con indice "B" servono per verificare la capacità portante nel piano ortogonale al lato L della fondazione, situazione usuale nel caso in cui H_B risulta essere la forza orizzontale predominante.

Analogamente quelle contrassegnate con indice "L" consentono di verificare la capacità portante nel piano ortogonale al lato B della fondazione, di interesse pratico quando la H_L risulta predominante.

c) Fattori di profondità, vedi: Brinch Hansen (1961, 1970) e Skempton (1954)

$$\left. \begin{matrix} d_{\gamma L} \\ d_{\gamma B} \end{matrix} \right\} = 1 \text{ per definizione (+)}$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \text{ tang } \bar{\phi} (1 - \text{sen } \bar{\phi})^2 \frac{h_1}{B} \quad [-] \quad \dots(19)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \text{ tang } \bar{\phi} (1 - \text{sen } \bar{\phi})^2 \frac{h_1}{L} \quad [-] \quad \dots(20)$$

I valori di d_{cB} e d_{cL} possono essere ricavati dalla relazione [vedi De Beer (1970)]

$$d_c = \frac{d_q \cdot s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad [-] \quad \dots(21)$$

Le espressioni sopra esposte sono valide per $\frac{h_1}{B} \leq 1$

Nel caso di $\phi_u = 0^\circ$:

$$d_q = 1 \quad \text{e}$$
$$1 + 0,2 \frac{h_1}{B} \leq d_{cB}^0 \leq 1 + 0,4 \frac{h_1}{B} \quad [-] \quad \dots(22)$$

$$1 + 0,2 \frac{h_1}{L} \leq d_{cL}^0 \leq 1 + 0,4 \frac{h_1}{L} \quad [-] \quad \dots(23)$$

Le formule sopra esposte sono applicabili ai casi in cui

$$\frac{h_1}{B} \leq 1.$$

Per quanto concerne la distinzione tra fattori di profondità con indice "B" e quelli con indice "L" si applicano i relativi commenti riportati nel punto b) del presente paragrafo.

Inoltre va precisato che calcolando i fattori di profondità "d" è necessario riferire il valore di h_1 all'approfondimento del piano di posa (++) negli strati aventi resistenza al taglio dello stesso ordine o migliore rispetto a quella dei terreni immediatamente sottostanti la fondazione. In pratica la presenza degli strati meno resi-

(+) Essendo N_γ ricavato nelle ipotesi di $\sigma_{vo} = 0$ equivalente all'assunzione $h_1 = 0$.

(++) Quest'ultimo riferito sempre rispetto al piano dell'ultimo calpestio, vedi fig. 1.

v.
fig 18

stenti al di sopra del piano di posa della fondazione dovrà essere tenuta in conto nella valutazione della $\bar{\sigma}_{vc}$ o σ_{vo} ma si dovrà trascurare il loro contributo nei fattori di profondità "d", vedi Brinch Hansen (1961, 1970) e Vesic (1973), (1975).

Infine va precisato che l'introduzione dei fattori di profondità "d" non consente la contemporanea presa in considerazione delle reazioni passive del terreno che in seguito alla azione delle forze orizzontali possono essere mobilitate sulle superfici laterali della fondazione.

d) Fattori di inclinazione, vedi: Schultze (1952), Meyerhof (1953), Brinch Hansen (1961, 1970), Vesic (1975):

$$i_{qB} = \left[1 - \frac{H_B}{N + B L \bar{c} \cotg \phi} \right]^{m_B} \quad [-] \quad \dots (24)$$

$$i_{qL} = \left[1 - \frac{H_L}{N + B L \bar{c} \cotg \phi} \right]^{m_L} \quad [-] \quad \dots (25)$$

$$i_{\gamma B} = \left[1 - \frac{H_B}{N + B L \bar{c} \cotg \phi} \right]^{m_B + 1} \quad [-] \quad \dots (26)$$

$$i_{\gamma L} = \left[1 - \frac{H_L}{N + B L \bar{c} \cotg \phi} \right]^{m_L + 1} \quad [-] \quad \dots (27)$$

i valori di i_{cB} e i_{cL} possono essere ricavati mediante la seguente relazione:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad [-] \quad \dots (28)$$

che dal punto di vista pratico equivale nel caso di valori di $\bar{\phi} > 25$ a porre $i_q \approx i_c$.

Nel caso di $\phi_u = 0^\circ$, $i_q = 1$ Brinch Hansen (1961) indica le seguenti formule per il calcolo di i_c^0 :

$$i_{cB}^0 \approx 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{H_B}{BL \cdot c_u}} \quad [-] \quad \dots (29)$$

$$i_{cL}^0 \approx 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{H_L}{BL \cdot c_u}} \quad [-] \quad \dots (30)$$

In alternativa Vésic (1975) basandosi sui risultati di prove sui modelli di Muhs e Weiss (1969) e Dorken (1969) propone di calcolare i valori di i_c^0 mediante le seguenti formule:

$$i_{cB}^0 = 1 - \frac{m_B \cdot H_B}{BL \cdot c_u \cdot N_c} \quad [-] \quad \dots (31)$$

$$i_{cL}^0 = 1 - \frac{m_L \cdot H_L}{BL \cdot c_u \cdot N_c} \quad [-] \quad \dots (32)$$

le quali, a parere degli scriventi, hanno un supporto sperimentale maggiore di quelle precedentemente menzionate.

I valori del coefficiente m che entra come esponente nelle formule (24) ÷ (32) possono, sempre secondo Vésic (1975), essere valutati con le espressioni:

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad [-] \quad \dots (33)$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad [-] \quad \dots (34)$$

I valori dei coefficienti d'inclinazione riportati nel presente paragrafo, corrispondenti alle indicazioni di Vésic (1975), risultano di poco superiori a quelli dati da Brinch Hansen (1970) ed inoltre, come già detto, sono più aderenti ai dati sperimentali riportati da Giraudet (1965), Muhs e Weiss (1969) e Dorken (1969).

A riguardo delle formule per il calcolo dei fattori di inclinazione sopra esposte è necessario precisare quanto segue:

- Esse non sono valide quando il termine tra le parentesi nelle formule (24) ÷ (27) diventa negativo oppure quando il termine $\frac{H}{BL \cdot c_u}$ nelle formule (29) e (30) diventa maggiore di uno. Comunque in questi casi la capacità portante di una fondazione superficiale diventa d'entità trascurabile.
- In tutti i casi in cui $\bar{c} \neq 0$ sarebbe più appropriato fare riferimento all'aderenza c_a (+) tra la base della fondazione ed il terreno d'appoggio.
- Nel caso di fondazione avente base d'appoggio inclinata rispetto all'orizzontale il fattore i_γ dovrà essere modificato nel modo indicato nel punto successivo.
- Anche in questo caso valgono i commenti relativi agli indici "B" e "L" esposti nel punto b) del presente capitolo.

(+) $\bar{c}_a = f(\bar{c})$ e $c_a = f(c_u)$.

e) Fattore d'inclinazione della base della fondazione; vedi Brinch Hansen (1970, Vésic (1975) e fig. 6.

Secondo Brinch Hansen (1970) i valori di b_q e b_γ possono essere ricavate mediante le seguenti relazioni:

$$b_q = \exp(-2 \omega \tan \bar{\phi}) \quad [-] \quad \dots (35)$$

$$b_\gamma = \exp(-2,7 \omega \tan \bar{\phi}) \quad [-] \quad \dots (36)$$

essendo:

ω = angolo d'inclinazione della base della fondazione rispetto allo orizzontale in radianti, vedi fig. 6.

Lo stesso autore consiglia, nei casi in cui $\omega > 0$, di modificare anche il valore di i_γ ponendo nel numeratore delle formule (26) e (27) il termine moltiplicativo $(1 - \frac{\omega}{450^\circ})$.

Secondo Vésic (1975) b_q e b_γ possono invece essere valutati dalla seguente relazione:

$$b_q \approx b_\gamma = (1 - \omega \tan \bar{\phi})^2 \quad [-]$$

e non viene data alcuna modifica del fattore i_γ nel caso di $\omega > 0^\circ$.

Il valore di b_c può essere ricavato dalla relazione (28).

Nel caso di $\phi_u = 0^\circ$ Brinch Hansen (1970) e Vésic (1975) indicano concordemente:

$$b_q^0 = 1, \quad e: \quad b_c^0 = 1 - \frac{2 \omega}{\pi + 2} \quad [-] \quad \dots (37)$$

essendo:

ω in radianti.

Le formule sopra esposte possono essere applicate quando:

- ω risulta positivo
- $\omega \leq 45^\circ$ oppure nel caso di $\beta > 0^\circ$, quando $\omega + \beta < 45^\circ$ (+)

(+) Vedi punto f) del presente capitolo.

f) Fattore d'inclinazione del piano di campagna, vedi Brinch Hansen (1970), Vésic (1975) e fig. 6.

Secondo Brinch Hansen:

$$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad [-] \quad \dots (38)$$

$$g_\gamma = (1 - 0,7 \tan \beta)^5 \quad [-] \quad \dots (39)$$

dove:

β = angolo d'inclinazione del piano di campagna, vedi fig. 6

Secondo Vésic (1975) $g_q \approx g_\gamma$ possono essere calcolate mediante la:

$$g_q \approx g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2 \quad [-] \quad \dots (40)$$

Il valore di g_c risulta legato a g_q mediante la formula (28).

Nel caso di $\phi_u = 0^\circ$ Brinch Hansen (1970) e Vésic (1975) indicano concordemente:

$$g_q^0 = 1, \quad e: \quad g_c^0 = 1 - \frac{2 \beta}{\pi + 2} \quad [-] \quad \dots (41)$$

Handwritten note: $= 1 - \beta/1470$
Handwritten note: β in gradi

essendo:

β in radianti.

Le formule sopra esposte sono valide quando:

- i valori di β sono positivi;
- $\beta \leq 45$ oppure $\omega + \beta \leq 45$, quando $\omega > 0^\circ$;
- $\beta < \bar{\phi}$

Inoltre quando $\beta \geq \frac{1}{2} \bar{\phi}$ secondo Vésic (1975) risulta raccomandabile verificare la stabilità del pendio, includendo la fondazione, con lo ausilio di uno dei metodi per il calcolo di stabilità delle scarpate che fanno riferimento alla teoria dell'equilibrio limite globale.

Le formule (5) e (6) sono applicabili al caso delle fondazioni superficiali soggette ai carichi la cui risultante verticale N è applicata nel baricentro dell'area di carico.

Nel caso delle fondazioni soggette a carico eccentrico tutte le formule precedentemente esposte devono essere riferite alla fondazione equivalente effettiva come proposto da Meyerhof (1953).

La geometria della fondazione effettiva viene definita ricercando l'area rispetto alla quale la risultante del carico N risulta baricentrica (vedi fig. 7). Nel caso delle fondazioni rettangolari tale condizione porta alla seguente definizione dell'area equivalente effettiva:

$$A_{\text{effettiva}} = (B - 2 e_B)(L - 2 e_L) = B' \cdot L' \quad [FL^{-2}]$$

essendo:

- B' = lato minore della fondazione effettiva [L]
- L' = lato maggiore della fondazione effettiva [L]
- e_B = eccentricità della N parallela al lato B [L]
- e_L = eccentricità della N parallela al lato L [L]

Nel caso della fondazione circolare (vedi fig. 7) l'area effettiva equivalente può essere ricavata nel modo seguente:

- Si calcola il valore dell'angolo α (fig. 7) che definisce la posizione della corda AC, asse dell'area effettiva, mediante la relazione:

$$\alpha = 2 \arcsin \left(\frac{1}{D} \sqrt{D^2 - 4e^2} \right) \quad [-] \quad \dots (42)$$

- L'area effettiva risulta quindi della seguente relazione:

$$A_{\text{eff}} = \frac{D^2}{4} (\alpha - \sin \alpha) \quad [L^2] \quad \dots (43)$$

- Noto il valore di A_{eff} si può risalire alle dimensioni dei lati dell'area rettangolare equivalente B' e L' ipotizzando che $\frac{L'}{AC}$ sia uguale al rapporto tra il lato del quadrato equivalente all'area di carico totale ed il diametro della stessa. Con questa ipotesi si ha:

$$\frac{L'}{AC} = \frac{\sqrt{\frac{\pi D^2}{4}}}{D} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \quad [-] \quad \dots (44)$$

e riferendosi alla fig. 7 si può scrivere:

$$L' = \sqrt{D^2 - 4e^2} \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2} = 0,89 \sqrt{1 - 4 \left(\frac{e}{D}\right)^2} \quad [L] \quad \dots (45)$$

il lato B' pertanto risulta uguale a $\frac{A_{\text{eff}}}{L'}$.

Noto A_{eff} , B' e L' il calcolo della q_{lim} può essere svolto mediante le formule (5) e (6) nelle quali al posto dei valori di B e L vengono introdotti i valori corrispondenti ai lati dell'area effettiva equivalente B' e L'.

Anche nel calcolo dei coefficienti s, d, i al posto dei valori di B e L vengono introdotti quelli corrispondenti al B' e L'.

Il concetto dell'area equivalente effettiva introdotto da Meyerhoff (1953) anche se assai semplificato e pur riconducendo a forme geometriche spesso cinematicamente non possibili risulta essere sufficientemente approssimato dal punto di vista applicativo fornendo indicazioni in accordo con i risultati delle prove sui modelli e di fondazioni in scala reale (vedi per esempio Uzuner (1975), Brinch Hansen (1970), Giraudet ed altri (1965)).

Le formule precedentemente esposte ed in particolare la (5) e (6) sono valide quando il terreno di fondazione racchiuso dalla superficie di rottura risulta omogeneo ed isotropo nei riguardi della resistenza al taglio. Se tale condizione non si verifica esse non sono applicabili ed è necessario ricorrere a soluzioni ricavate per una data condizione di non omogeneità o di anisotropia, disponibili nella letteratura geotecnica. In questa sede considerate le limitazioni di spazio vengono richiamati solo alcuni casi che a parere degli scriventi risultano di maggiore interesse applicativo.

a) Terreno coesivo saturo ortogonalmente anisotropo - Verifica di stabilità a breve termine ($\phi_u = 0^\circ$).

È ormai accertato sperimentalmente che la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi c_u varia in funzione della direzione dell'asse dello sforzo principale maggiore $\bar{\sigma}_1$ a rottura [Casagrande e Carillo (1944), Brinch Hansen e Gibson (1949), Bishop (1966) ed altri]. La soluzione del problema della capacità portante in condizioni non drenate per fondazioni superficiali poggianti su terreni avente c_u variabile in funzione della direzione dello sforzo $\bar{\sigma}_1$ a rottura, e con piani di anisotropia coincidenti con il piano verticale ed orizzontale, è data da Davis e Christian (1971).

b) Terreno coesivo saturo dotato di eterogeneità continua - Verifica di stabilità a breve termine ($\phi_u = 0^\circ$).

Come è noto in tutti i depositi coesivi omogenei la resistenza al taglio non drenata cresce con la profondità. In prima approssimazione per questi terreni si può assumere:

$$c_u(z) = c_u(z=0) + k \cdot z \quad [FL^{-2}] \quad \dots (46)$$

essendo:

k = gradiente della c_u con la profondità (+) [-]

z = profondità [L]

In questo caso la q_{lim} può essere valutata mediante la (6) nella quale è necessario introdurre c_u = c_{uk} (z=0) ed i valori di

N_c = f [$\frac{c_u(z=0)}{k \cdot B}$] ricavabili dai lavori di Nakase (1970) o di James et al. (1969).

c) Terreno coesivo saturo costituito da due strati - Verifica di stabilità a breve termine (φ_u = 0°).

Quando il terreno di fondazione risulta costituito da due strati, dei quali quello superficiale di spessore limitato in confronto alle dimensioni lineari della fondazione stessa, la valutazione della q_{lim} può essere ancora fatta ricorrendo alla formula (6) nella quale è necessario introdurre c_u = c_{u1} ed i valori di:

N_c = f [$\frac{c_{u1}}{c_{u2}} \left(\frac{H_1 - h_1}{B} \right)]$ dove:

c_{u1} = resistenza al taglio in condizioni non drenate del primo strato di spessore finito nell'ambito del quale poggia la fondazione [FL⁻²]

c_{u2} = resistenza al taglio in condizioni non drenate del secondo strato avente spessore infinito [FL⁻²]

H₁ = spessore del primo strato [L]

Nei casi in cui c_{u1} > c_{u2} i valori di N_c possono essere ricavati in base alle indicazioni fornite da Brown e Meyerhof (1969) (++).

Nelle condizioni opposte (c_{u2} > c_{u1}) la valutazione di N_c può fare riferimento alla formula data da Vésic (1975) oppure ricorrendo al lavoro di Sivva Reddy e Shrinivasan (1967).

Nei casi in cui lo strato di spessore finito è sovrapposto ad uno infinitamente rigido dotato di elevata resistenza, la valutazione della q_{lim} può essere fatta in base alle indicazioni riportate nei lavori di Suklje (1954) e di Mandel e Salencon (1969) (+++).

(+) In funzione delle caratteristiche mineralogiche del materiale e della storia dello stato tensionale.
(++) In questi casi il meccanismo di rottura è quello di punzonamento.
(+++)
Tenendo conto della presenza dello strato rigido la q_{lim} aumenta rispetto al suo valore ricavato introducendo nella (6) il valore di c_u = c_{u1}.

d) Strato sabbioso-ghiaioso di spessore finito poggiante su una formazione coesiva tenera - Verifica di stabilità a breve termine (φ_u = 0°).

Questo caso di grande interesse applicativo è stato studiato da Tcheng (1957), Vesic e Saxena (1970) e Vésic (1975). Le indicazioni pratiche per la valutazione della q_{lim} in queste particolari condizioni sono riportate da Vésic (1975).

4. OSSERVAZIONI SULL'APPLICABILITA' DELLE FORMULE CLASSICHE E POSSIBILI ESTENSIONI.

Da quanto esposto al capitolo 2. si è visto come in molti casi lo studio del fenomeno di rottura del terreno sotto fondazioni superficiali non possa prescindere dalle considerazioni concernenti la non linearità dell'involuppo di rottura e la compressibilità dei terreni stessi.

Riferendosi al problema della non linearità dell'involuppo di rottura si può constatare che vari autori [Yaroshenko (1964), Berezantzev (1967, 1970), Bishop (1966), Lee e Seed (1967), Vésic e Clough, Baligh (1975, 1976)] in base a numerose ed approfondite esperienze di laboratorio hanno dimostrato l'esistenza e la rilevanza pratica del fenomeno in questione, particolarmente evidente nel caso dei terreni non coesivi.

Dai loro risultati risulta dimostrato che l'usuale relazione lineare di Coulomb-Terzaghi non descrive in modo adeguato l'involuppo di rottura dei terreni sabbioso-ghiaiosi che può invece essere approssimato mediante le formule del tipo:

τ_R = (k · σ̄)^{1/n} [FL⁻²] ... (47)

proposta da Yaroshenko (1964), e:

τ_R = σ̄ [tg φ₀ + tg α ($\frac{1}{2,3} - \log \frac{\sigma}{p_a}$)] ... (48)

proposta da Baligh (1975 e 1976)

essendo:

k }
n } = costanti da determinarsi sperimentalmente (+)
φ₀ }
α }
p_a = pressione di riferimento FL⁻²

(+) Si fa notare che quando n=1 e α=0 le (47) e (48) coincidono τ_R = σ̄ tg φ₀ e di conseguenza tang⁻¹ k = φ₀ = φ (per maggiori particolari vedasi capitolo successivo).

Volendo nella valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali poggianti sui terreni sabbioso-ghiaiosi mediante la (5) tenere conto della non linearità dell'involuppo di rottura risulta necessario riferirsi al valore dell'angolo di resistenza al taglio secante $\bar{\phi}_s$ ricavabile dalle seguenti espressioni:

dalla (47) :

$$\bar{\phi}_s = \text{tang}^{-1} \left(k^{\frac{1}{n}} \cdot \bar{\sigma}_m^{\frac{1-n}{n}} \right) \quad [^\circ] \quad \dots(49)$$

e dalla (48):

$$\bar{\phi}_s = \text{tang}^{-1} \left[\text{tang} \bar{\phi}_0 + \text{tang} \alpha \left(\frac{1}{2,3} - \log \frac{\bar{\sigma}_m}{p_a} \right) \right] \quad [^\circ] \quad \dots(50)$$

Allo stato attuale delle cose, considerata la limitata esperienza concernente i parametri che descrivono l'involuppo di rottura curvilineo, nelle applicazioni pratiche la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio tangente $\bar{\phi}_s$ viene fatta con riferimento alle seguenti formule: (vedi Yaroshenko (1964), Berezantzev (1964), Berezantzev e Kavalenko (1968), Bushan (1971), Vésic (1972), Vésic (1973), Ismael (1974) ed altri):

$$p_a \geq \bar{\sigma}_m: \bar{\phi}_s = \bar{\phi}(p_a) + \Delta\bar{\phi} \log_{10} \frac{p_a}{\bar{\sigma}_m} \quad [^\circ] \quad \dots(51)$$

$$p_a \leq \bar{\sigma}_m: \bar{\phi}_s = \bar{\phi}(p_a) - \Delta\bar{\phi} \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_m}{p_a} \quad [^\circ] \quad \dots(52)$$

essendo:

$$\bar{\phi}_s = \text{angolo di resistenza al taglio secante} \quad [^\circ]$$

$$\Delta\bar{\phi} = \text{variazioni del valore di } \bar{\phi}_s \text{ per ciclo logaritmico di } \bar{\sigma}_m \quad [^\circ] \quad \dots(53)$$

$$\bar{\sigma}_m = \text{tensione normale media agente all'istante di rottura lungo la superficie di scorrimento} \quad [FL^{-2}]$$

La valutazione della $\bar{\sigma}_m$ viene fatta riferendosi alla formula semi-empirica proposta da De Beer (1965):

$$\bar{\sigma}_m \approx \frac{1 - \sin \phi_s}{4} (q_{lim} + 3 \bar{\sigma}_{vo}) \quad [FL^{-2}] \quad \dots(54)$$

che fornisce (+) tra l'altro indicazioni simili a quelle ottenute con quello più semplice proposto da Meyerhof (1948) secondo il quale

$$\bar{\sigma}_m \approx \frac{q_{lim}}{10}$$

(+) Procedendo per successive iterazioni.

Un'altra strada attraverso la quale si potrebbe avere una indicazione circa il valore di $\bar{\sigma}_m$ è quella basata sulla teoria dell'espansione della cavità [Bushan (1971), Vésic (1972), Vésic (1973), Ismael (1974)], utilizzando la quale si potrebbe come ipotesi assumere come $\bar{\sigma}_m$ la tensione media agente nella "zona plastica" di una cavità di raggio iniziale pari a B che si espande ad una profondità pari a $\frac{B}{2}$.

L'adozione comunque di quest'ultimo criterio rimane ancora subordinata a maggiori approfondimenti dal punto di vista analitico e a conferme sperimentali.

La presa in considerazione delle non linearità dell'involuppo di rottura porta alle seguenti conseguenze rispetto all'uso della (5):

- a) I valori di q_{lim} risultano tanto più bassi quanto più i valori di $\bar{\sigma}_m$ sono elevati;
- b) La q_{lim} non cresce proporzionalmente all'aumentare di B (+), per un dato tipo di terreno ma concordemente al postulato di Vésic (1973), tende asintoticamente ad un valore di $(q_{lim})_{max}$ pari al valore della q_{lim} di una fondazione profonda di piccole dimensioni per la quale il meccanismo di rottura è quello di punzonamento.
- c) La q_{lim} non cresce proporzionalmente all'aumentare dell'approfondimento relativo e/o assoluto ma tende asintoticamente al valore di $(q_{lim})_{max}$ sopra menzionato.
- d) Può essere annullata parte delle differenze osservate tra risultati sperimentali e previsioni teoriche basate sulle formule (5) e (6).

Un esempio di valutazione della q_{lim} con la formula (5) tenendo conto della dipendenza di $\bar{\phi}_s$ da $\bar{\sigma}_m$ è riportato nella fig. 8 per una fondazione quadrata poggiate sulla sabbia di Chattahoochee, mentre per maggiori dettagli di calcolo ed ulteriori esempi si rimanda il lettore al capitolo 6.

Sempre come accennato nel capitolo precedente, oltre alla discussione non-linearità dell'involuppo di rottura particolarmente pronunciata nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi, anche il fenomeno di rottura progressiva lungo le superfici di scorrimento può essere chiamato in causa per giustificare certe incongruenze ed anomalie che l'uso delle formule di capacità portante del tipo rigido-plastico comporta.

(+) In quanto $\bar{\sigma}_m$ è direttamente proporzionale a $\bar{\gamma}B$ e di conseguenza al crescere della B cresce $\bar{\sigma}_m$ e decresce il valore di $\bar{\phi}_s$.

Tale fenomeno si collega intimamente alla deformabilità dei terreni reali, i quali, nel caso in cui la caratteristica sforzi deformazioni sia del tipo "rammollente" (vedi fig. 9) possono raggiungere lo stato limite ultimo con un valore di resistenza al taglio media mobilitata lungo la superficie di rottura intermedio tra quello di picco e quello residuo. Questo fenomeno ancora oggi impossibile da quantificare senza ricorso a complessi modelli numerici (FEM) o fisici (+) può essere valutato facendo riferimento alle interessanti prove condotte in centrifuga su sabbie molto addensate ($D_R = 87\%$) da Yamaguchi et al. (1977), che hanno constatato quanto segue:

- a) Il livello e l'uniformità delle deformazioni per taglio ϵ_{xy} misurate lungo la superficie di scorrimento all'istante del raggiungimento del carico limite dipendono dalle dimensioni della fondazione ed in particolare del parametro $\frac{\gamma B}{E_{eq}}$ (++)).
- b) Per i modelli di fondazioni aventi basso rapporto di $\frac{\gamma B}{E_{eq}}$ la rottura si verifica in concomitanza ad un $\epsilon_{xy} \approx 5\%$ che per altro risulta piuttosto uniforme lungo tutto lo sviluppo della superficie di scorrimento. Il valore dell'angolo di resistenza al taglio $\bar{\phi}$ mobilitato in questi casi è molto prossimo al valore di picco ϕ_{max} ricavato dalle prove di taglio piano sulla sabbia di Tayoura (vedi fig. 10).
- c) Al contrario, nel caso di fondazioni estese, aventi quindi un $\frac{\gamma B}{E_{eq}}$ elevato, i valori di ϵ_{xy} a rottura sono maggiori (10 ÷ 18%) e per di più la loro distribuzione lungo la superficie di rottura è assai disuniforme.

A tale stato di cose corrisponde un valore di $\bar{\phi}$ mobilitato all'istante di rottura pari al valore residuo $\bar{\phi}_r$, che, a parità di altre condizioni, rappresenta una chiara indicazione dell'avvenuto fenomeno di rottura progressiva (vedi fig. 10).

In base ai risultati sopra menzionati Yamaguchi et al. (1977) arrivano perciò alla conclusione che nelle sabbie dense la valutazione della q_{lim} deve essere fatta introducendo nel calcolo il valore di angolo di resistenza al taglio residuo $\bar{\phi}_r$ onde tenere conto dell'inevitabile fenomeno di rottura progressiva.

(+) Per esempio centrifuga.

(++) E_{eq} = modulo di elasticità dei grani costituenti la sabbia. Facendo riferimento alla stessa sabbia si può porre $E_{eq} = 1$; vedi De Beer (1965).

A conferma di questa affermazione essi effettuano un confronto tra i valori di q_{lim} misurati e quelli ottenuti con la formula di Sokolowski (1969) (+), riportato in tabella 2.

TABELLA 2

Confronto tra valori di q_{lim} misurati e quelli calcolati utilizzando la formula di Sokolowski-Kötter secondo Yamaguchi et al. (1977).

| B_{eq} (cm) | h_i/B (-) | q_{lim} (kg/cm ²) misurato | $\bar{\phi}_{medio}$ (°) | q_{lim} (kg/cm ²) | |
|------------------|----------------|---|-----------------------------|----------------------------------|---|
| | | | | $f(\bar{\phi}_{max} = 46^\circ)$ | calcolato $f(\bar{\phi}_r = 40^\circ)$ |
| 3 | 0 | 1,4 | 44½ | 2,5 | 0,6 |
| 60 | 0 | 17,6 | 43½ | 49,6 | 18,8 |
| 120 | 0 | 22,3 | 43 | 99,3 | 23,0 |
| 3 | 1 | 4,0 | 45 | 6,2 | 0,8 |
| 80 | 1 | 37,6 | 42 | 164,0 | - |
| 120 | 1 | 52,0 | 41½ | 247,0 | 49,0 |

B_{eq} = lunghezza equivalente della fondazione tenendo conto della accelerazione della forza di gravità realizzata nella centrifuga

$\bar{\phi}_{medio}$ = angolo di resistenza medio mobilitato all'istante di rottura

Comunque i suddetti risultati, anche se di grande interesse concettuale in quanto documentano in modo evidente l'importanza del fenomeno di rottura progressiva nella valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali su sabbie dense, non consentono ancora di trarre conclusioni di carattere quantitativo in quanto non contemplano il problema della non linearità dell'involuppo di rottura e i risultati sono indirettamente affetti anche dalla deformabilità del terreno.

Un approccio che prenda in conto l'influenza della deformabilità del terreno sulla capacità portante delle fondazioni superficiali è stato proposto recentemente da Vésic (1973), che, partendo da evidenze sperimentali, ha elaborato criteri di carattere semi-empirico per la valutazione della q_{lim} di fondazioni superficiali soggette a carico assiale N baricentrico

(+) Espressione rigorosa valida nel caso di una fondazione nastriforme poggiate su un materiale a comportamento rigido-plastico.

trico e poggianti su terreno compressibile.

L'ipotesi che sta alla base del procedimento (+) è che la tensione normale agente su ambedue i lati del ^{carico} "elastico" di terreno ABC in fig 11 sotto la fondazione sia pari alla pressione p_{lim} necessaria per espandere indefinitamente una cavità sferica o cilindrica in un mezzo elastico perfettamente plastico [vedi Vésic (1972)].

Fatta questa ipotesi risulta nel caso dei terreni non coesivi ($\bar{c} = 0$ $\bar{\phi} \geq 0$):

$$q_{lim} = p_{lim} \left[1 + \text{tang } \bar{\phi}_s \cdot \text{tang } \left(45^\circ + \frac{\bar{\phi}_s}{2} \right) \right] \quad [FL^{-2}] \dots (55)$$

e nel caso dei terreni coesivi saturi (verifiche di stabilità in condizioni non drenate):

$$q_{lim} = p_{lim} + c_u \quad [FL^{-2}] \dots (56)$$

essendo:

p_{lim} = pressione limite necessaria per espandere indefinitamente una cavità sferica o cilindrica $[FL^{-2}] \dots (57)$

Il valore della p_{lim} per il caso dell'espansione delle cavità in un mezzo elastico - perfettamente plastico può essere valutato mediante le seguenti formule [Vésic (1972)]:

- Terreni non coesivi - condizioni drenate ($\bar{\phi} > 0^\circ$; $\bar{c} \approx 0$)

Cavità sferica:

$$p_{lim}^s = q_o \cdot \frac{3(1 + \sin \phi_s)}{3 - \sin \phi_s} \cdot [I_R] \cdot \frac{4 \sin \phi_s}{3(1 + \sin \phi_s)} \quad [FL^{-2}] \dots (58)$$

Cavità cilindrica:

$$p_{lim}^c = q_o \cdot (1 + \sin \phi_s) \cdot [I_R \cdot \sec \phi_s] \cdot \frac{\sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s} \quad [FL^{-2}] \dots (59)$$

(+) Come già accennato nel capitolo 2.

- Terreni coesivi saturi - condizioni non drenate ($\phi_u = 0^\circ$)

Cavità sferica:

$$p_{lim}^{os} = c_u \cdot \frac{4}{3} (\ln I_R + 1) \quad [FL^{-2}] \dots (60)$$

Cavità cilindrica:

$$p^{oc} = c_u \cdot (\ln I_R + 1) \quad [FL^{-2}] \dots (61)$$

essendo:

q_o = pressione media nel caso della cavità sferica e pressione orizzontale nel caso della cavità cilindrica $[FL^{-2}]$

I_R = indice di rigidità relativa del terreno di fondazione esprimibile attraverso la seguente relazione [Vésic (1972)]

$$I_R = \frac{G}{\bar{c} + q_o \text{ tang } \bar{\phi}_s} = \frac{\bar{E}}{2(1 + \bar{\nu})(\bar{c} + q_o \text{ tang } \bar{\phi}_s)} \quad [-] \dots (62)$$

in condizioni drenate, oppure:

$$I_R = \frac{E_u}{3 c_u} \quad [-] \dots (63)$$

in condizioni non drenate.

Essendo:

\bar{E} = modulo di deformazione del terreno in condizioni drenate $[FL^{-2}]$

$\bar{\nu}$ = coefficiente di Poisson del terreno in condizioni drenate $[-]$

E_u = modulo di deformazione del terreno in condizioni non drenate $[FL^{-2}]$

q_o = pressione efficace iniziale media alla profondità $\frac{B}{2}$ (+) sotto il piano d'appoggio della fondazione $[FL^{-2}]$

(+) Vedasi Ismael (1974)

$$r_q = \exp \left\{ (-4,4 + 0,6 \frac{B}{L}) \operatorname{tg} \phi_s + \left[\frac{3,07 \cdot \sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s} \cdot \log_{10} 2 I_R \right] \right\} \dots(70)$$

$$r_c^0 = 0,32 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,60 \log I_R \dots(71)$$

che ha introdotto probabilmente correzioni empiriche basate su evidenze sperimentali. Per un confronto vedasi anche la tabella 3.

Inoltre esse sono evidentemente applicabili solo a condizione che $r_q \leq 1$ o $r_c^0 \leq 1$.

Questa ultima condizione consente ponendo nelle formule (65) e (66) rispettivamente $r_q = 1$ e $r_c^0 = 1$ di pervenire alla determinazione dello indice di rigidezza critico I_R^{crit} che indica il limite superato il quale la compressibilità del terreno non influenza più la capacità portante di una fondazione superficiale. Tali formule sono:

• Per le verifiche di stabilità a lungo termine - condizioni drenate:

$$I_R^{\text{crit}} = \exp \left\{ \frac{1 + \sin \phi_s}{1,33 \cdot \sin \phi_s} \left[\pi \cdot \operatorname{tg} \phi_s - \ln \left(\frac{3(1 - \sin \phi_s)(1 + \operatorname{tg} \phi_s \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2}))}{(3 - \sin \phi_s)(1 + \operatorname{tg} \phi_s)} \right) \right] \right\} \dots(72)$$

• Per le verifiche di stabilità dei terreni coesivi saturi a breve termine - condizioni non drenate:

$$I_R^{\text{crit}} = 17,32 \dots(73)$$

Analogamente, ponendo nelle formule date da Vésic (1973), $r_q = 1$ e $r_c^0 = 1$ si ottiene rispettivamente, in condizioni drenate:

$$I_R^{\text{crit}} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3,3 + 0,45 \frac{B}{L} \right) \cdot \cotg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\} \dots(74)$$

e in condizioni non drenate:

$$I_R^{\text{crit}} = \exp (2,6 - 0,46 \frac{B}{L}) \dots(75)$$

Nella figura 8 sono riportati a titolo di esempio i valori di $q_{\text{lim}} = f(B, z/B = 0)$ calcolati tenendo conto della compressibilità e della non linearità dell'involuppo di rottura nel caso di una serie di fondazioni circolari poggianti sulle sabbie mediamente addensate ($D_R = 40\%$) e fortemente addensate ($D_R = 80\%$) e aventi caratteristiche identiche a quelle della sabbia di Chattahoochee, esaurientemente descritte da Vésic (1967), Bushan (1971), Ismael (1974).

L'analisi degli andamenti qualitativi di $q_{\text{lim}} = f(B)$ riportati nelle figure sopra citate evidenzia quanto segue:

- La presa in considerazione della non linearità dell'involuppo di rottura influenza in modo determinante i valori della q_{lim} nel caso dei terreni sabbiosi.
- La deformabilità del terreno presa in considerazione tramite l'introduzione dei coefficienti correttivi $r_q = r_\gamma$ calcolati mediante le formule (70) e (71), influenza sì i valori di q_{lim} ma in misura nettamente inferiore rispetto alla sopra menzionata non linearità dell'involuppo di rottura.
- In ambedue i casi la deviazione dei valori di $q_{\text{lim}} = f(\bar{\sigma}_m, I_R)$ da quelli calcolati utilizzando la (5) valida nel caso del mezzo rigido-plastico, aumenta al crescere delle dimensioni della fondazione. Lo stesso può osservarsi, al crescere dell'approfondimento relativo, della fondazione. Questo andamento del fenomeno lascia presumere come l'uso della (5) nel caso delle platee aventi aree molto estese o nel caso delle fondazioni profonde possa portare ad apprezzabili sopra-valutazioni della q_{lim} .

Il quadro complessivo che emerge da quanto sopra ha trovato recentemente una conferma sperimentale nel lavoro di Ismael (1974) che attraverso accurate prove sui modelli di fondazioni circolari e nastriformi è arrivato alle seguenti conclusioni di rilevante interesse pratico:

- La compressibilità dei terreni sabbiosi influenza in modo rilevante i valori di q_{lim} .
- La presa in considerazione della non linearità dell'involuppo di rottura e della deformabilità nella valutazione della q_{lim} delle fondazioni superficiali consente di spiegare in modo qualitativo il così detto "fenomeno scala" nei problemi di capacità portante, motivando almeno in parte il disaccordo denunciato da molti ricercatori tra i valori di q_{lim} osservati e quelli calcolati con le formule convenzionali, vedi fig. 12.
- L'uso del criterio di Terzaghi, consistente nella riduzione empirica del valore di ϕ , quando si voglia nella valutazione della q_{lim} tenere conto dell'influenza della deformabilità del mezzo risulta poco attendibile e troppo prudentiale (vedi fig.12) (?)
- L'approccio proposto da Vésic (1973), basato sull'introduzione dei coefficienti di compressibilità r_q e r_c^0 , porta a valori di q_{lim} in genere in buon accordo con i risultati sperimentali, particolarmente nel caso delle fondazioni aventi $\frac{z}{B} = 0$.

5. PARAMETRI GEOTECNICI CHE INTERVENGONO NEL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.

I criteri di determinazione sperimentale e di scelta dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei materiali sciolti si basano sui seguenti concetti della meccanica dei terreni:

a) Le modalità con le quali vengono determinati attraverso prove in situ e di laboratorio la resistenza al taglio e la deformabilità di un terreno sono strettamente collegati ai seguenti fattori:

- la natura, le caratteristiche di permeabilità e la storia dello stato tensionale (+) del terreno;
- i percorsi di sollecitazioni caratteristici che le tensioni indotte dalle costruzioni generano nel terreno;
- le modalità e la storia della costruzione.

b) Facendo riferimento ai percorsi di sollecitazione caratteristici di una fondazione superficiale riportati nella fig. 13a (++) e tenendo presente gli ordini di grandezza del coefficiente di permeabilità per i vari tipi di terreni sciolti nonché i tempi costruttivi normalmente necessari per la realizzazione delle opere civili di vario genere poggianti su fondazioni dirette, è possibile pervenire alle seguenti conclusioni:

- La resistenza al taglio di terreni soggetti ad una variazione dello stato di tensioni totali, sufficientemente rapida da non consentire un'apprezzabile dissipazione delle sovrappressioni interstiziali durante la fase di costruzione, disponibile a breve termine è inferiore a quella corrispondente alla situazione finale nella quale tutto l'eccesso delle sovrappressioni interstiziali si è dissipato.
- La differenza tra le due resistenze al taglio disponibili è particolarmente pronunciata nel caso dei terreni normalmente consolidati e tende ad annullarsi nel caso di quelli fortemente sovraconsolidati. In particolare la resistenza che il terreno può offrire all'istante della variazione delle tensioni totali cioè in condizioni non drenate (c_u) può essere definita come resistenza al taglio iniziale e dipende dai seguenti fattori:

- . composizione granulometrica e mineralogica del terreno;
- . contenuto d'acqua naturale;
- . grado di sovraconsolidazione del materiale;

(+) Espressa tramite il grado di sovraconsolidazione del deposito.

(++) Per ulteriori dettagli vedasi Lambe e Whitmann (1969), Ladd (1971), Barla et al. (1973).

- . velocità d'applicazione dei carichi = fenomeno di scorrimento viscoso in condizioni non drenate, vedi Bjerrum (1972), (1973), Ladd (1971), (1973);
- . orientamento delle tensioni principali a rottura rispetto all'orientamento delle stesse tensioni in fase di consolidazione (fenomeno di anisotropia imposta), vedi Bjerrum (1973), Ladd (1973).

- La resistenza al taglio disponibile invece quando si è avuta la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e corrispondente perciò alle condizioni drenate (τ_D) può essere definita come resistenza al taglio finale e dipende in primo luogo dai seguenti fattori:

- . composizione granulometrica e mineralogica del terreno;
- . storia dello stato tensionale;
- . contenuto d'acqua naturale e/o densità relativa del deposito;
- . livello della tensione ottaedrica media raggiunta nella fase di rottura.

- Analogamente a quanto detto sopra nei riguardi della resistenza al taglio anche nel caso della deformabilità dei terreni sciolti è opportuno distinguere le condizioni non drenate od iniziali da quelle drenate o finali, definendo i seguenti moduli di deformazione:

- . modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) corrispondente alle deformazioni a volume costante (+) subita da cubetto elementare del terreno in seguito alla variazione delle tensioni totali e corrispondente al percorso delle sollecitazioni da 0 a $\bar{1}$ in fig. 13b;
- . modulo di deformazione in condizioni drenate (\bar{E})(++) corrispondente alla variazione di forma e di volume che lo stesso cubetto elementare ha subito lungo il percorso di sollecitazioni efficaci $0 \rightarrow \bar{2}$, vedi fig. 13b.

c) Tenendo conto di quanto sopra menzionato ed in particolare delle seguenti evidenze sperimentali:

Terreni normalmente consolidati (NC) (+)

$$\tau_D \gg c_u$$

$$\bar{E} \ll E_u$$

(+) Per semplicità si fa in questa sede riferimento solo ai terreni completamente saturi.

(++) Da non confondere con il modulo edometrico.

(+++) Queste indicazioni si applicano solo al caso qui esaminato delle fondazioni superficiali, per altri dettagli vedasi Lambe e Whitmann (1969) e Barla et al. (1973).

Terreni sovraconsolidati (SC) (+)

$$\begin{aligned} \tau_D &> c_u \\ \bar{E} &\leq E_u \end{aligned}$$

risulta che la determinazione della q_{lim} nel caso delle fondazioni superficiali dovrebbe essere sempre fatta con riferimento alle condizioni iniziali in quanto:

$$q_{lim}(\tau_D) > q_{lim}(c_u)$$

Tale affermazione è senz'altro valida nel caso dei terreni coesivi saturi e poco permeabili per i quali normalmente si assume in via prudenziale che durante la costruzione dell'opera non si abbiano apprezzabili variazioni delle sovrappressioni interstiziali, mentre nel caso dei terreni non coesivi (= sabbioso-ghiaiosi) nei quali, data la loro rilevante permeabilità (++) , l'adozione dell'ipotesi di una condizione non drenata non sarebbe realistica, il calcolo della q_{lim} viene sempre svolto facendo riferimento alle condizioni drenate (= finali).

Rimandando i lettori interessati ad un maggiore approfondimento dei problemi inerenti alla scelta dei parametri geotecnici che intervengono nei calcoli della capacità portante a testi di meccanica del terreno (Lambe e Whitmann (1969), Lee (1969), Wu (1976), Cestelli Guidi (), Barla et al. (1973), si ritiene qui opportuno dare le seguenti ulteriori indicazioni relative alla determinazione dei parametri stessi:

5.1. Verifiche di stabilità iniziale - condizioni non drenate.

La resistenza al taglio iniziale c_u può essere determinata tramite prove di laboratorio da effettuarsi su campioni "indisturbati" di buona qualità (+++), sui quali vengono in genere eseguite:

- . Prove di compressione triassiale senza consolidazione e senza drenaggio (UU).
- . Prove di compressione triassiale con consolidazione e senza drenaggio (CK₀U) (su provini consolidati prima sotto le tensioni geostatiche efficaci esistenti alla quota di prelievo del campione indisturbato (++++) e

- (+) Queste indicazioni si applicano solo al caso qui esaminato delle fondazioni superficiali, per altri dettagli vedasi Lambe e Whitmann (1969) e Barla et al. (1973).
- (++) Il coefficiente di permeabilità dei terreni sabbioso-ghiaiosi è in genere da 10000 a 1000.000 di volte inferiore a quello dei terreni limoso-argillo si.
- (+++) A tale proposito si consiglia di consultare le raccomandazioni AGI (1976).
- (++++) Tale approccio porta alla sovrastima della c_u quando si opera su campioni parzialmente disturbati.

portati poi a rottura).

. Infine, in casi particolari e quando si tratta di materiali coesivi teneri ($c_u < 0,5 \text{ kg/cm}^2$) è lecito ricorrere a prove di compressione non confinata (+).

In alternativa la resistenza al taglio iniziale c_u può essere determinata attraverso prove in situ, tra le quali le più indicate sono quelle eseguite con vane borer [Ladd (1971), Ladd (1973), Ladd (1977), Schmertmann (1975), Jamiolkowski (1974), Tornaghi (1976)] e pressimetro autoperforante [Baguelin e Jezequel (1973), Wroth e Hughes (1972), Windle e Wroth (1977, 1977-a), Randolph e Marsland (1977), Jamiolkowski e Lancelotta (1977)]. Solo in casi particolari e per progetti di non rilevante importanza, oppure quando i depositi coesivi sono già geotecnicamente ben conosciuti e caratterizzati mediante precedenti ed approfondite indagini, è lecito fare riferimento a correlazioni che legano la c_u alla resistenza alla punta del penetrometro statico [Schmertmann (1974), (1975), Baligh (1975) Lunne et al. (1977)].

Questi ultimi autori trovano sperimentalmente (++) che per le argille ed argille limose scandinave valgono le seguenti relazioni:

Depositi marini:

$$13 \leq N_k \leq 24$$

Depositi fluvio-lacustri:

$$8 \leq N_k \leq 12$$

dove:

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{c_u}$$

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad [] \quad \dots (76)$$

In ambedue i casi si evidenzia la tendenza di N_k a decrescere con l'aumentare dell'indice di plasticità e della consistenza del materiale.

Baligh (1975) utilizzando la teoria delle cavità espanse è pervenuto alla seguente relazione teorica tra N_k ed indice di rigidezza I_R del terreno coesivo saturo in condizioni non drenate:

- (+) Porta alla determinazione della c_u sensibilmente in difetto particolarmente nel caso dei materiali compatti e sovraconsolidati.
- (++) Dal confronto tra i valori di q_c ricavati con il penetrometro elettrico della Fugro ed i valori della c_u risultati dalle prove scissometriche.

$$N_k = 11,02 + (1 + \ln I_R) \quad [-] \quad \dots$$

Tenendo presente che nei depositi coesivi in genere $20 \leq I_R \leq 500$ risulta:

$$15 < N_k < 18$$

Tali valori sono in buon accordo con quelli ottenuti sperimentalmente da Lunnet et al. (1977) e con quelli riportati da Schmertmann (1974). Un approfondito studio sviluppato recentemente da Tordella (1977) sul deposito di argille limose N.C. di Porto Tolle (+) indica un valore di $16 \leq N_k \leq 20$, ricavato dal confronto tra un grande numero dei risultati di prove penetrometriche statiche condotte con la punta Fugro ed i risultati di prove scissometriche effettuate con il "vane borer" della Geonor.

Nello scegliere i valori della c_u da introdurre nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali è necessario tenere conto inoltre dell'influenza già menzionata dei seguenti fattori sui valori della c_u stessa, la cui discussione non è possibile in questa sede per limitazione di spazio:

- Velocità di deformazione, in quanto la c_u cresce al crescere della velocità di applicazione delle sollecitazioni (\approx velocità di deformazione). In tutti i problemi applicativi di carattere statico la velocità di applicazione dei carichi è molto più bassa rispetto a quella relativa alla determinazione sperimentale della c_u stessa in laboratorio ed in situ, vedasi Bjerrum (1972, 1973), Ladd (1971, 1973, 1977).
- Percorso di sollecitazioni totali attraverso il quale viene raggiunta la rottura, o fenomeno di anisotropia imposta. Questo fattore è particolarmente importante nel caso dei terreni coesivi di bassa e media plasticità e fa sì che, a causa della differenza tra i percorsi di sollecitazione seguiti nella determinazione sperimentale della c_u e quelli che si generano lungo la superficie di rottura sotto una fondazione superficiale, si abbia lungo quest'ultima un valore di c_u diverso da quello ottenuto sperimentalmente nel corso di una prova in situ o di laboratorio. Per maggiori dettagli vedasi Ladd (1971, 1973, 1977) e Ladd e Foot (1974) e fig. 14.
- In alcuni casi, particolarmente in presenza dei materiali coesivi "fessurati" la determinazione della c_u attraverso le prove di laboratorio od in situ che interessano un piccolo volume di terreno porta alla sopravvaluta

(+) Per le caratteristiche geotecniche di questo deposito vedasi Bilotta e Viggiani (1975) e Bogetti e Jamiołkowski (1975).

zione della resistenza al taglio, a causa della mancata inclusione nel processo sperimentale degli indebolimenti strutturali presenti nel terreno, vedi Ladd (1971), Marsland (1971), Esu (1966, 1967), Esu e Martineti (1965) e molti altri.

Quando si voglia poi nel calcolo della q_{lim} tenere conto anche della deformabilità del terreno nel modo indicato nel capitolo 4. è necessario conoscere il modulo di deformazione del terreno in condizioni non drenate E_u , per valutare il coefficiente, r_c^0 .

Il valore di E_u viene in genere determinato nel corso di prove triassiali tipo CK_U oppure, in assenza di esse, facendo riferimento a correlative empiriche che legano E_{ui} al valore di c_u ricavato da prove scissometriche in situ oppure da prove triassiali del tipo CK_U . Tali correlazioni in genere indicano:

$$300 \leq \frac{E_{ui}}{c_u} \leq 800$$

essendo:

E_{ui} = modulo di deformazione tangente iniziale [FL⁻²]

Il rapporto $\frac{E_{ui}}{c_u}$ decresce in genere:

- al crescere dell'indice di plasticità;
- al crescere del grado di sovraconsolidazione.

Anche la sensibilità del materiale può avere un riflesso importante sui valori del rapporto $\frac{E_{ui}}{c_u}$.

In alternativa agli approcci sopra menzionati, E_u può essere attendibilmente determinato mediante prove in situ con pressimetro auto-perforante.

Nella scelta delle modalità sperimentali attraverso le quali si intende determinare E_u e del suo valore numerico da introdurre nel calcolo si deve tenere presente quanto segue:

- Il valore di E_u è molto influenzato (+) anche da un minimo disturbo del materiale, che necessariamente comporta ogni determinazione sperimentale.
- Il valore di E_u è come la c_u influenzato da fattori tipo anisotropia imposta e velocità di applicazione dei carichi, anche se tale influenza è ancora oggi difficilmente quantificabile.
- In virtù delle caratteristiche non lineari delle curve sforzi-deformazioni dei terreni E_u dipende in misura notevole dal livello di tensioni indotte. In connessione con l'uso delle teorie delle cavità espanse nella valutazione della capacità portante il valore di E_u da introdurre nel calcolo di I_R dovrebbe corrispondere a quello relativo alla mobilitazione

(+) Molto di più di quanto ne è influenzata la resistenza al taglio iniziale c_u .

del 30% ÷ 50% dello sforzo deviatorico a rottura. In pratica [vedi Rocchi (1977)] il valore di E_u da introdurre nel calcolo della I_R può essere assunto pari a:

$$0,5 E_{ui} \leq E_u \leq 0,6 E_{ui}$$

essendo il limite superiore valido per i materiali N.C. e quello inferiore per quelli sovraconsolidati con G.S.C. = 10.

In ogni caso va ricordato che, nonostante le grandi incertezze connesse ancora oggi con la valutazione del modulo in condizioni non drenate E_u , questo problema è di modesta importanza nel calcolo del q_{lim} in condizioni non drenate, in quanto dalle formule (73) e (75) si deduce che per avere $I_R > I_R^{crit}$ è sufficiente che si verifichi la condizione che $E_u/c_u \geq 52,010$, riferendosi al valore di E_{ui} che $\frac{E_{ui}}{c_u} \approx 100$; condizione soddisfatta per la maggioranza dei depositi coesivi. Ciò dimostra come la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali in condizioni non drenate può quasi sempre essere condotta utilizzando le formule convenzionali valide per il mezzo rigido-plastico.

5.2.

Quando si tratta di determinare i parametri geotecnici dei terreni non coesivi, i problemi sul tappeto diventano più complessi rispetto a quanto esposto nel caso dei materiali coesivi, a causa innanzitutto della impossibilità quasi totale di eseguire prove di laboratorio su campioni in disturbati.

In questa sede si ritiene opportuno soffermarsi brevemente sui seguenti aspetti del problema:

a) In pratica la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio $\bar{\phi}$ e del modulo di deformazione \bar{E} dei terreni sabbioso-ghiaiosi avviene ricorrendo ad una o più delle seguenti tre procedure:

- Si valuta la densità relativa (D_R) del deposito in situ in base ai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT) o delle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT).
- Si valuta la storia dello stato tensionale del deposito in situ attraverso la scelta di un appropriato coefficiente di spinta del terreno a riposo (K_0) basandosi sui risultati di prove pressiometriche eseguite con il pressiometro autoperforante oppure facendo riferimento a informazioni di natura geologica.

- Si esegue in laboratorio la determinazione di $\bar{\phi}$ e \bar{E} agendo su provini ricostituiti ad una D_R pari a quella stimata del deposito reale e in condizioni K_0 .

In alternativa alla procedura sopra menzionata realizzabile solo nel caso di lavori di grande importanza, la valutazione del $\bar{\phi}$ e \bar{E} può essere fatta calcolando $D_R = f(q_c)$ e/o $D_R = f(N_{SPT})$ come nel caso precedente, essendo:

q_c = resistenza alla punta del penetrometro statico [FL⁻²]

N_{SPT} = resistenza alla penetrazione SPT (colpi/piede), e ricorrendo poi alle correlazioni che legano $\bar{\phi}$ e \bar{E} alla D_R , vedi Schmertmann (1974, 1975), Mitchell e Gardner (1975), Jamiolkowski e Pasqualini (1975), Komornik (1974) ed altri.

La terza strada ancora più semplice è quella di fare riferimento diretto alle correlazioni che legano q_c e N_{SPT} alle grandezze di $\bar{\phi}$ e \bar{E} , vedi Schmertmann (1974, 1975), Mitchell e Gardner (1975), Trofimenkov (1974), Komornik (1974) ed altri.

Le limitazioni di approcci empirici come quest'ultimo o quello basato sulle correlazioni tra la D_R e $\bar{\phi}$ o \bar{E} derivano dalle seguenti considerazioni:

- Si tratta di correlazioni quasi sempre elaborate per sabbie pure, e perciò non direttamente applicabili ai depositi reali contenenti frazione ghiaiosa oppure aventi non trascurabili(+) percentuali di materiali limoso-argillosi.
- Si tratta di correlazioni in genere valide per materiali N.C. e perciò non applicabili direttamente nel caso dei depositi S.C. (++).
- Si tratta di correlazioni che non possono essere univoche ($q_c = f(\bar{\phi})$ e simili), perchè proprio in base a quanto evidenziato nei precedenti capitoli, q_c (o N_{SPT}) dipende contemporaneamente sia dal valore dello angolo secante che dal modulo di deformazione.

Infine tutti i procedimenti sopra menzionati prescindono dall'influenza di fattori come la composizione mineralogica, la struttura e la storia

(+) $\geq 10\%$ in peso.

(++) Un miglioramento della situazione in tale senso dovrebbe essere imminente grazie all'impiego delle grosse e moderne camere di calibrazione [Holden (1971, 1976), Veismanis (1974) Chapman (1974)] che consentono di rielaborare diverse correlazioni tra N_{SPT} , q_c e caratteristiche geotecniche di terreni sabbiosi, riproducendo anche le condizioni dei depositi S.C.

delle deformazioni, che possono, come dimostrato recentemente [Seed (1976, 1976-a), Hoeg (1976), Ladd (1977)], avere un'importanza fondamentale sulla resistenza al taglio e sulla deformabilità dei depositi sabbioso-ghiaiosi.

b) Un miglioramento della situazione per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei depositi sabbioso-ghiaiosi può avvenire sviluppando maggiormente le prove in situ, tra le quali quelle con il pressiometro autoproforante [Wroth (1975), Schmertmann (1975)] e con il dilatometro di Marchetti sembrano le più promettenti.

c) Per quanto concerne la valutazione della densità relativa dei materiali sabbiosi in base alle prove penetrometriche CPT e SPT si fa in genere riferimento alle correlazioni:

- $D_R = f(N_{SPT}, \bar{\sigma}_{vo})$ di Gibbs e Holtz (1957) e di Marcuson e Bieganousky (1976) (quest'ultimo contempla parzialmente anche il caso delle sabbie S.C.);

- $D_R = f(q_c, \bar{\sigma}_{vo})$ di Schmertmann (1976) riportata nella fig.15 e valida nel caso di sabbie sature N.C.

Come già accennato, tali correlazioni, facendo riferimento alla tensione $\bar{\sigma}_{vo}$, diventano univoche, a parità di tutte le altre condizioni, solo nel caso dei depositi N.C., mentre in quelli S.C., la correlazione per essere univoca dovrebbe riferirsi alla tensione efficace orizzontale $\bar{\sigma}_{ho}$ come chiaramente dimostrato da Holden (1971). L'elaborazione di queste ultime correlazioni sono in corso presso diversi centri di ricerca che dispongono di camere di calibrazione (+) [vedi Holden (1971, 1976), Veismanis(1974), Schmertmann (1975, 1976)].

d) La valutazione approssimata dell'angolo di resistenza al taglio $\bar{\phi}$ dei depositi sabbiosi può essere fatto riferendosi alle seguenti correlazioni di carattere empirico e semi-empirico:

- $\bar{\phi} = f(N_{SPT}, \bar{\sigma}_{vo})$ indicata da de Mello (1971) e riportata nella fig. 16.

- $\bar{\phi} = f(q_c, \bar{\sigma}_{vo})$ data da Trofimenkov (1974) e riportate nella fig. 17 e basata sulla teoria della capacità portante di Berezantzev (1967, 1970).

Ulteriori indicazioni concernenti la valutazione del $\bar{\phi}$ in base ai risultati delle prove penetrometriche CPT e SPT possono essere reperite nei

(+) Nell'ipotesi sempre di disporre parallelamente di informazioni sul K_o .

lavori di Schmertmann (1974, 1975), Holden (1976) Trofimenkov (1974), Janbu e Senneset (1974) ed altri.

e) Tutte le correlazioni $\bar{\phi}(N_{SPT})$ e $\bar{\phi}(q_c)$ sopra menzionate fanno implicitamente riferimento ad un involuppo di rottura rettilineo, ed allo stato attuale delle conoscenze è molto difficile stabilire a quali valori di $\bar{\sigma}_m$ i valori di $\bar{\phi} = \bar{\phi}_s$ così ricavati dovrebbero corrispondere. In linea di massima tenendo conto della prudenzialità insita in genere nelle correlazioni di questo tipo di può presumere che i valori di $\bar{\phi}$ da esse ricavati si possono intendere come corrispondenti a $\bar{\sigma}_m$ piuttosto elevate, dell'ordine di almeno $3 \div 5 \text{ kg/cm}^2$. (Indicazioni più precise riguardo al valore di $\bar{\phi}_s$ nell'ipotesi di non-linearità dell'involuppo di rottura possono essere reperite nei lavori di Brinch-Hansen (1967), Nichiporovitch et al. (1967, Nichiporovitch (1970), Bishop (1966), Ladd (1977), Baligh (1975, 1976) ed altri).

A fini puramente orientativi si può poi aggiungere quanto segue:

- Per lo stesso materiale la non linearità dell'involuppo di rottura è tanto più pronunciato quanto più elevata è la densità relativa.

- Nel caso delle sabbie medio-fini come primo orientamento si possono immaginare i seguenti valori di $\bar{\phi}_o$ ($\sigma_m = 1 \text{ kg/cm}^2$):

. Sabbie tra sciolte e mediamente addensate ($0,3 < D_R < 0,4$)
 $36^\circ \leq \bar{\phi}_o \leq 39^\circ (+)$

. Sabbie tra addensate e fortemente addensate ($0,65 \leq D_R \leq 1$)
 $42^\circ \leq \bar{\phi}_o \leq 46^\circ (+)$

- La non-linearità dell'involuppo di rottura di tali materiali può in prima approssimazione essere caratterizzata mediante i seguenti ordini di grandezza del $\Delta\bar{\phi}$ (+):

$$0,3 \leq D_R \leq 0,4 \qquad 2^\circ \leq \Delta\bar{\phi} \leq 4^\circ$$

$$0,65 \leq D_R \leq 1 \qquad 5^\circ \leq \Delta\bar{\phi} \leq 8^\circ$$

f) Per quanto riguarda invece la valutazione del modulo (+) \bar{E} per un calcolo della q_{lim} che tenga conto della compressibilità dei materiali sabbiosi è raccomandabile il ricorso a prove triassiali o di taglio piano tipo CK_oD da eseguirsi su provini ricostituiti in laboratorio con la

(+) Tutti valori riferiti a risultati ottenuti da prove di compressione triassiale.

(++) Con riferimento sempre al problema dell'espansione di una cavità sferica si potrebbe anche qui in prima approssimazione introdurre un valore $0,5 \bar{E}; \leq \bar{E} \leq 0,6 \bar{E}_1$, dove il limite superiore vale per sabbie dense e quello inferiore per sabbie sciolte.

presunta densità relativa del deposito in situ. Basandosi sull'interpretazione delle prove di compressione triassiale di alcune sabbie quarzose medio-fini disponibile in letteratura Jamiolkowski e Pasqualini (1975) indicano le seguenti relazioni che consentono di ottenere un orientamento di massima sui valori di \bar{E}_1 :

$$\bar{E}_1 = m p_a \left[\frac{\bar{\sigma}_3}{p_a} \right]^n \quad [FL^{-2}] \quad \dots (77)$$

$$m \approx \bar{a} \cdot \exp(D_R \cdot \bar{b}) \quad [-] \quad \dots (78)$$

$$n \approx 0,5 \text{ (solo nel caso delle sabbie)}$$

essendo:

- a = cost. sperimentale, compresa tra 120 e 250
- b = cost. sperimentale, compresa tra 0,02 e 0,025
- \bar{E}_1 = modulo tangente iniziale in condizioni drenate $[FL^{-2}]$
- p_a = tensione di riferimento $[FL^{-2}]$
- $\bar{\sigma}_3$ = tensione orizzontale efficace
- m = numero del modulo $[-]$
- n = esponente del modulo $[-]$

I valori di m ricavabili dalla (78) sono da ritenersi puramente indicati vi in quanto influenzabili in misura notevolissima da fattori come struttura, forma dei grani, composizione mineralogica, e storia dello stato tensionale del deposito. Per esempio nel caso della sabbia media di Chattahoochee, Ismael (1974) documenta rilevanti variazioni di m verificatesi con la sola aggiunta di piccole percentuali di minerali micacei, vedi tabella N.4.

TABELLA N. 4

Variazione del numero del modulo m al variare del contenuto di mica nel caso della sabbia Chattahoochee ($D_R \approx 80\%$).

| | |
|----------------------|---------|
| sabbia pura | m = 350 |
| sabbia + 2% di mica | m = 255 |
| sabbia + 10% di mica | m = 160 |

A titolo puramente indicativo (+) si riportano nella tabella N. 5 i valori di m e di n orientativi applicabili nel caso dei materiali sabbioso-ghiaiosi.

TABELLA N. 5

Valori di m e n orientativi dei terreni sabbioso-ghiaiosi.

| | m | n |
|-----------------|------------|------------|
| Ghiaie | 500 ÷ 3500 | 0,35 ÷ 0,5 |
| Ghiaie e sabbie | 350 ÷ 3000 | 0,30 ÷ 0,5 |
| Sabbie | 150 ÷ 2500 | 0,5 |

In ogni caso va sottolineato come tutte le indicazioni ricavabili dalle correlazioni empiriche disponibili nella letteratura sono estremamente grossolane ed imprecise, e solo attraverso un più diffuso ricorso a prove e misure in situ è possibile un effettivo miglioramento della conoscenza del modulo \bar{E} dei depositi non coesivi.

Ancora meno attendibili risultano le correlazioni che legano le resistenze penetrometriche q_c e N_{SPT} ai valori di \bar{E} e/o E_{ed} (**). Le correlazioni $\bar{E} = f(N_{SPT}, \bar{\sigma}_{vo})$, $\bar{E} = f(q_c, \bar{\sigma}_{vo})$ [D'Appolonia et al. (1968), Trofimenkov (1974), Komornik (1974) ed altri] sono difficilmente utilizzabili a causa della loro mancata validità generale e della conseguente impossibilità di risalire al valore di \bar{E}_1 . Nel caso delle correlazioni che legano E_{ed} ai valori di q_c e N_{SPT} [vedi Holden (1971, 1976), Schmertmann (1974), Andreasson (1973) e molti altri] nonostante una maggiore attendibilità, la loro utilizzazione pratica risulta difficile a causa delle incertezze di carattere teorico e sperimentale che si ha quando dal valore di E_{ed} si vuole risalire a quello di \bar{E}_1 . Teoricamente tale possibilità esiste [Clough e Duncan (1969)]:

- assumendo in prima approssimazione valida la teoria dell'elasticità;
- supponendo nota la storia dello stato tensionale del deposito;
- assumendo nota e descrivibile con una relazione analitica semplice la forma della curva sforzi-deformazioni del materiale.

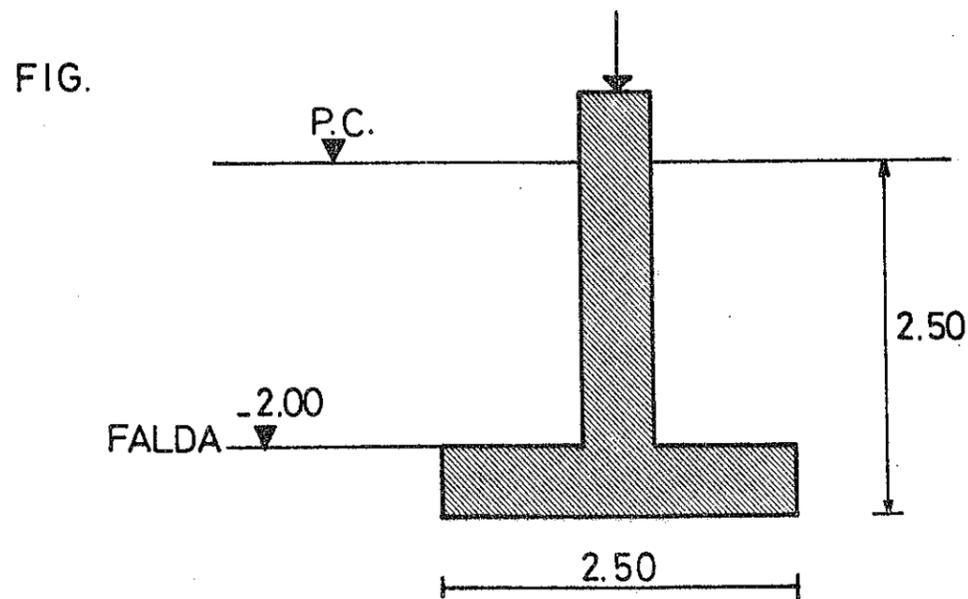
(+) Una vasta raccolta dei dati sperimentali concernenti il valore di m può essere trovata consultando lavori di Clough e Duncan (1969), Kulhawy et al (1969), Dunlop et al. (1968), Kraft e Mukhopedhyay (1972), Ramey (1974) e molti altri.

(**) Modello edometrico.

g) Per quanto riguarda la valutazione della compressibilità volumetrica Δ nei casi in cui si voglia valutare l'indice di rigidità corretto I_R [vedi formula (64)] è necessario ricorrere a prove di compressione triassiale con consolidazione isotropa e con drenaggio (CD) riconsolidando i provini, ricostituiti in laboratorio ad una D_R stimata in situ, sotto l'effetto della pressione isotropa $\bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_{vo} \cdot \frac{1 + 2 K_0}{3}$ agente alla profondità $B/2$ sotto il piano di appoggio della fondazione. Il valore di Δ viene poi misurato seguendo durante la prova il percorso delle sollecitazioni indicato nella fig. 18.

6. ESEMPIO DI CALCOLO.

Allo scopo di illustrare i concetti presentati nel capitolo 3. viene sviluppato un esempio di calcolo della capacità portante di una fondazione quadrata di lato $B = 2,5$ m, soggetta a carico assiale centrato con piano di posa a profondità relativa $\frac{h}{B} = 1$.



Si suppone che la falda freatica si trovi a quota (+) -2,00 m e che il terreno sabbioso di fondazione sia individuato dai seguenti parametri:

(+) In assenza di sensibili variazioni di livello.

I° caso:

D_r = densità relativa = 80%

\bar{E}_i = modulo di deformazione tangente iniziale variabile con la tensione efficace principale minore secondo la relazione:

$$\bar{E}_i = 600 \cdot \sqrt{\bar{\sigma}_3} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$\bar{\phi}_s$ = angolo di resistenza al taglio secante, variabile con la tensione efficace media agente sul piano di rottura secondo la legge:

$$\bar{\phi}_s = 46^\circ - 6^\circ \cdot \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_m}{P_a}$$

γ_t = peso di volume del terreno saturo = 2 t/m³.

6.1. Con riferimento alla formula generale di Brinch-Hansen e prescindendo in un primo momento da considerazioni relative alla curvatura dello involuppo di rottura ed alla compressibilità del terreno, il valore di q_{lim} corrispondente all'angolo di resistenza al taglio $\phi = 46^\circ$ (+) sarebbe dato da:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma + \bar{\sigma}_{vo} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

$$= 1670,81 \text{ t/m}^2$$

essendo i fattori di capacità portante e i coefficienti correttivi pari a:

$$N_q = [\exp(\pi \cdot \text{tg} \phi)] \cdot \text{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) = 158,50$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi = 330,33$$

$$\bar{\sigma}_{vo} = 2 \cdot 2 + 0,5 \cdot 1 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 0,6$$

$$s_q = 1 + \sin \phi \cdot \frac{B}{L} = 1,72$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{h}{B} = 1,16$$

(+) In sede di progettazione si sceglierebbe senz'altro un diverso valore di ϕ o comunque, volendo fare riferimento alla legge di variazione di ϕ sopra menzionata, un valore corrispondente a $\bar{\sigma}_m = 2 \div 3 \text{ kg/cm}^2$. Il calcolo con $\phi = 46^\circ$ è sviluppato qui solo con l'intento di mostrare l'influenza sul q_{lim} di ϕ_s , e si è partiti perciò dal valore corrispondente a $\bar{\sigma}_m = 1 \text{ kg/cm}^2$.

6.2. Il valore trovato risulta però completamente privo di significato fisico, in quanto corrisponde ad un angolo di resistenza al taglio ($\phi = 46^\circ$) che non è compatibile con la tensione efficace media agente sulla superficie di scorrimento:

$$\bar{\sigma}_m \approx \frac{1}{10} q_{lim} = 167 \text{ t/m}^2$$

Pertanto volendo eliminare tale incongruenza è necessario tener conto della dipendenza del valore di ϕ dalla tensione media $\bar{\sigma}_m$ e procedere per successive iterazioni, essendo questa ultima funzione della stessa q_{lim} che si sta ricercando.

Assunto allora in prima approssimazione un valore dell'angolo secante $\phi_s = 39^\circ$ si ottiene:

- $N_q = 55,96$
- $N_\gamma = 92,25$
- $s_\gamma = 0,6$
- $s_q = 1,63$
- $d_\gamma = 1$
- $d_q = 1,22$

$$q_{lim} = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 92,25 \cdot 0,6 \cdot 1 + 45 \cdot 55,96 \cdot 1,63 \cdot 1,22 = 69,19 + 500,77 = 569,96 \text{ t/m}^2$$

A tale valore di q_{lim} corrisponde una tensione efficace media pari a:

$$\bar{\sigma}_m = (1 - \sin \phi_s) \cdot \frac{1}{4} [q_{lim} + 3 \bar{\sigma}_{vo} (h + \frac{B}{2})] = \frac{0,37}{4} [569,96 + 3,5 \cdot 75] = 54,32 \text{ t/m}^2 \approx \frac{1}{10} q_{lim}$$

Un valore più appropriato di ϕ_s è dato perciò da:

$$\phi_s = 46^\circ - 6 \log_{10} \frac{54,32}{10} = 41,59^\circ$$

e ripetendo nuovamente i calcoli si ottiene:

$$I) q_{lim} (\phi_s = 41,59^\circ) = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 145,83 \cdot 0,6 \cdot 1 + 4,5 \cdot 81,01 \cdot 1,66 \cdot 1,2 = 835,55 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{34}{4} [835,55 + 3 \cdot 5,75] = 72,49 \text{ t/m}^2$$

$$\phi_s = 40,84$$

$$II) q_{lim} (\phi_s = 40,84) = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 127,38 \cdot 0,6 \cdot 1 + 4,5 \cdot 72,59 \cdot 1,65 \cdot 1,21 = 747,70 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{0,35}{4} [747,70 + 5,75] = 65,93 \text{ t/m}^2$$

$$\phi_s = 41,09$$

Quest'ultimo valore di $\phi_s (=41,09^\circ)$ è ritenuto accettabile in quanto la differenza con il precedente valore ($= 40,84^\circ$) è dell'ordine dello 0,6%.

6.3. La stima sopra esposta della capacità portante non tiene però ancora conto degli effetti che la compressibilità del mezzo può avere su di essa. Per ottenere un ordine di grandezza dell'eventuale correzione da apportare si può procedere, in accordo con quanto indicato da Vésic (1973), nel seguente modo:

- Si stima un primo (+) valore dell'indice di rigidezza I_R da confrontare con l'indice di rigidezza critico:

$$I_R = \frac{\bar{E}}{2(1+\nu) \cdot \bar{q} \cdot \text{tg } \phi_s}$$

in cui:

\bar{E} = modulo di deformazione del terreno, pari al valore tangente iniziale nell'ipotesi di mezzo elastico-lineare-plastico (Vésic 1972)(++), e calcolato in base alle tensioni agenti alla quota rappresentativa $z = h + \frac{B}{2}$, vedi Ismael (1974);

\bar{q} = tensione media efficace iniziale, valutata anche essa alla quota $z = h + \frac{B}{2}$.

Assumendo come valore di primo tentativo $\phi_s = 41^\circ$ si ha:

$$\bar{E}_1 = 600 \cdot \sqrt{(1 - \sin \phi) \cdot 0,575} = 266,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{q} = \frac{1 + 2 K_0}{3} \cdot (0,575) = 0,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_R = \frac{266,82}{2(1+0,3) \cdot 0,32 \cdot 0,87} = 368,62$$

(+) In quanto esso è funzione di ϕ_s che dipende da $\bar{\sigma}_m = f(q_{lim})$
 (++) Vedasi capitolo 4.

$$I_R^{crit} = \frac{1}{2} \cdot \exp \left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cotg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] = 259,98$$

Essendo $I_R > I_R^{crit}$ non occorre tener conto in questo caso della compressibilità del mezzo e si ritiene valido come valore di capacità portante il risultato trovato.

II° caso:

$$D_R = 40\%$$

$$\bar{E}_i = 120 \cdot \sqrt{\sigma_3} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\phi_s = 38^\circ - 6^\circ \cdot \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_m}{P_a}$$

$$\gamma_t = 1,8 \quad \text{t/m}^3$$

Procedendo per successive iterazioni come nel caso precedente si perviene al seguente risultato finale:

$$q_{lim} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2,5 \cdot 48,03 \cdot 1 + 4 \cdot 33,3 \cdot 1,57 \cdot 1,26 = 28,82 + 263,5 = 292,32 \quad \text{t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{0,43}{4} [292,32 + 3,5] = 33,04 \quad \text{t/m}^2$$

$$\phi_s = 34,89^\circ$$

Il valore di q_{lim} corrispondente invece a $\phi_s = 38^\circ$ sarebbe stato:

$$q_{lim} (+) = 457,5 \quad \text{t/m}^2$$

e, se si fossero applicate le correzioni empiriche proposte da Terzaghi (1948) o da Vésic (1973), si sarebbe ottenuto:

- Terzaghi: $\phi_s = \arctg \left(\frac{2}{3} \text{tg } 39 \right) = 28,36^\circ$

$$q_{lim} = 138,08 \quad \text{t/m}^2$$

- Vésic: $\phi_s = \arctg \left[(0,67 + D_R - 0,75 D_R^2) \text{tg } \phi \right] = 37,57^\circ$

$$q_{lim} = 409,8 \quad \text{t/m}^2$$

L'indice di rigidezza, calcolato in base a $\phi_s = 34,89^\circ$ vale:

(+) v. nota a pag. 49

$$I_R = \frac{120 \cdot \sqrt{0,43 \cdot 0,5}}{2(1+3) \cdot \left[\frac{1+2 \cdot 0,43}{3} \right] \cdot 0,7} = 98,62$$

$$I_R^{crit} = 117,78$$

Essendo $I_R < I_R^{crit}$ occorre in questo caso correggere il valore di q_{lim} trovato, ricorrendo ai coefficienti di compressibilità:

$$r_Y = r_q = \exp \left[\left(-4,4 + 0,6 \frac{B}{L} \right) \text{tg } \phi + \left(\frac{3,07 \cdot \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \log_{10} 2 I_R \right) \right] = 0,9, \quad \text{e pertanto si ha:}$$

$$q_{lim} = 0,9 \cdot 292,32 = 264,55 \quad \text{t/m}^2$$

Come controllo si ricalcola a questo punto nuovamente ϕ_s ottenendo:

$$\bar{\sigma}_m = 30,05 \quad \text{t/m}^2$$

$$\phi_s = 35,13$$

e si potrebbe, qualora lo si ritenesse opportuno, ripetere il calcolo con quest'ultimo valore di ϕ_s .

TAV. 1 - FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

| ϕ | N_c | N_q | N_γ | N_q/N_c | $\tan \phi$ |
|--------|--------|--------|------------|-----------|-------------|
| 0 | 5.14 | 1.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 |
| 1 | 5.38 | 1.09 | 0.07 | 0.20 | 0.02 |
| 2 | 5.63 | 1.20 | 0.15 | 0.21 | 0.03 |
| 3 | 5.90 | 1.31 | 0.24 | 0.22 | 0.05 |
| 4 | 6.19 | 1.43 | 0.34 | 0.23 | 0.07 |
| 5 | 6.49 | 1.57 | 0.45 | 0.24 | 0.09 |
| 6 | 6.81 | 1.72 | 0.57 | 0.25 | 0.11 |
| 7 | 7.16 | 1.88 | 0.71 | 0.26 | 0.12 |
| 8 | 7.53 | 2.06 | 0.86 | 0.27 | 0.14 |
| 9 | 7.92 | 2.25 | 1.03 | 0.28 | 0.16 |
| 10 | 8.35 | 2.47 | 1.22 | 0.30 | 0.18 |
| 11 | 8.80 | 2.71 | 1.44 | 0.31 | 0.19 |
| 12 | 9.28 | 2.97 | 1.69 | 0.32 | 0.21 |
| 13 | 9.81 | 3.26 | 1.97 | 0.33 | 0.23 |
| 14 | 10.37 | 3.59 | 2.29 | 0.35 | 0.25 |
| 15 | 10.98 | 3.94 | 2.65 | 0.36 | 0.27 |
| 16 | 11.63 | 4.34 | 3.06 | 0.37 | 0.29 |
| 17 | 12.34 | 4.77 | 3.53 | 0.39 | 0.31 |
| 18 | 13.10 | 5.26 | 4.07 | 0.40 | 0.32 |
| 19 | 13.93 | 5.80 | 4.68 | 0.42 | 0.34 |
| 20 | 14.83 | 6.40 | 5.39 | 0.43 | 0.36 |
| 21 | 15.82 | 7.07 | 6.20 | 0.45 | 0.38 |
| 22 | 16.88 | 7.82 | 7.13 | 0.46 | 0.40 |
| 23 | 18.05 | 8.66 | 8.20 | 0.48 | 0.42 |
| 24 | 19.32 | 9.60 | 9.44 | 0.50 | 0.45 |
| 25 | 20.72 | 10.66 | 10.88 | 0.51 | 0.47 |
| 26 | 22.25 | 11.85 | 12.54 | 0.53 | 0.49 |
| 27 | 23.94 | 13.20 | 14.47 | 0.55 | 0.51 |
| 28 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 0.57 | 0.53 |
| 29 | 27.86 | 16.44 | 19.34 | 0.59 | 0.55 |
| 30 | 30.14 | 18.40 | 22.40 | 0.61 | 0.58 |
| 31 | 32.67 | 20.63 | 25.99 | 0.63 | 0.60 |
| 32 | 35.49 | 23.18 | 30.22 | 0.65 | 0.62 |
| 33 | 38.64 | 26.09 | 35.19 | 0.68 | 0.65 |
| 34 | 42.16 | 29.44 | 41.06 | 0.70 | 0.67 |
| 35 | 46.12 | 33.30 | 48.03 | 0.72 | 0.70 |
| 36 | 50.59 | 37.75 | 56.31 | 0.75 | 0.73 |
| 37 | 55.63 | 42.92 | 66.19 | 0.77 | 0.75 |
| 38 | 61.35 | 48.93 | 78.03 | 0.80 | 0.78 |
| 39 | 67.87 | 55.96 | 92.25 | 0.82 | 0.81 |
| 40 | 75.31 | 64.20 | 109.41 | 0.85 | 0.84 |
| 41 | 83.86 | 73.90 | 130.22 | 0.88 | 0.87 |
| 42 | 93.71 | 85.38 | 155.55 | 0.91 | 0.90 |
| 43 | 105.11 | 99.02 | 186.54 | 0.94 | 0.93 |
| 44 | 118.37 | 115.31 | 224.64 | 0.97 | 0.97 |
| 45 | 133.88 | 134.88 | 271.76 | 1.01 | 1.00 |
| 46 | 152.10 | 158.51 | 330.35 | 1.04 | 1.04 |
| 47 | 173.64 | 187.21 | 403.67 | 1.08 | 1.07 |
| 48 | 199.26 | 222.31 | 496.01 | 1.12 | 1.11 |
| 49 | 229.93 | 265.51 | 613.16 | 1.15 | 1.15 |
| 50 | 266.89 | 319.07 | 762.89 | 1.20 | 1.19 |

TABELLA N. 3

QUADRO RIASSUNTIVO DEI FATTORI DI COMPRESSIBILITA' E DEGLI INDICI DI RIGIDEZZA CRITICI

| FATTORE O INDICE | ESPRESSIONE RICAVATA APPLICANDO LA FORMULA 55 O ANALOGHE | VESIC (1973) |
|--------------------------|--|---|
| r_q $(\phi \neq 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) $\exp \left[-\pi \cdot \text{tg} \phi + 2,3 \log_{10} \left\{ \frac{3(1-\sin \phi)(1+\text{tg} \phi \cdot \text{tg}(45+\frac{\phi}{2}))}{(3-\sin \phi) \cdot (1+\text{tg} \phi)} \right\} + \frac{3,07 \sin \phi \log_{10} I_R}{1+\sin \phi} \right]$ | $\exp \left\{ (-4,4 + 0,6 \frac{B}{L}) \text{tg} \phi + \left[\frac{3,07 \sin \phi}{1+\sin \phi} \cdot \log_{10} 2 I_R \right] \right\}$ |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) $\exp \left[-\pi \cdot \text{tg} \phi + \log_{10} \left\{ (1-\sin \phi)(1+\text{tg} \phi \cdot \text{tg}(45+\frac{\phi}{2})) \right\} + 2,3 \frac{\sin \phi}{1+\sin \phi} \log_{10} \left(\frac{I_R}{\cos \phi} \right) \right]$ | |
| r_c $(\phi \neq 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) $\left\{ \frac{3(1+\sin \phi)}{3-\sin \phi} \cdot I_R \frac{4 \sin \phi}{3(1+\sin \phi)} - 1 + \text{tg} \phi \cdot \text{tg}(45+\frac{\phi}{2}) \right\} : \left\{ \exp(\pi \text{tg} \phi) \cdot \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} \cdot (1+\text{tg} \phi) - 1 \right\}$ | $r_q - \frac{1-r_q}{N_q \cdot \text{tg} \phi}$ |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) $\left\{ (1+\sin \phi) \left[I_R \cdot \sec \phi + \sin \phi - 1 + \text{tg} \phi \cdot \text{tg}(45+\frac{\phi}{2}) \right] : \left[\frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} \exp(\pi \text{tg} \phi) - 1 \right] \right\}$ | |
| r_q $(\phi = 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) | 1 |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) | |
| r_c $(\phi = 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) | 0,32 + 0,12 $\frac{B}{L} + 0,6 \log_{10} I_R$ |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) | |
| r_q $(\phi \neq 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) | 0,5 $\left\{ \exp \left[\left(3,30 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cdot \cotg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\}$ |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) | |
| r_c $(\phi = 0)$ | CAVITA' SFERICA ($\frac{B}{L} = 1$) | NON E' DATO |
| | CAVITA' CILINDRICA ($\frac{B}{L} \rightarrow 0$) | |

*Queste formule derivano
da quelle della 1a colonna
con coefficienti di origine
sperimentale (colp of 30)*

BIBLIOGRAFIA.

- A.G.I., (1976). "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
- AL AWKATI, A., (1975). "On problems of soil bearing capacity at depth," Ph. D. Thesis. Duke University - Durham N.C.
- ANDREASSON, L., (1973). "Compressibility of cohesionless soils - A laboratory investigation," National Swedish Building Research, R. 36.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., (1973). "Le pressiomètre autoforeur," Ann. Inst. Tech. bat. et trav. publ. - Suppl. N. 307, 308.
- BALIGH, M.M., (1975). "Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance," Geoth. Rep. No. R75-56, M.I.T., Cambridge, Mass.
- BALIGH, M.M., (1976). "Cavity expansion in sands with curved envelopes," Journ. Geoth. Eng. Div. ASCE - Nov. pp. 1131-1146.
- BARLA, G., CORNERI, C., CRAVERO, M., GIANI, G.P., (1973). "L'applicazione dei metodi dell'equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e scarpate," Associazione Mineraria Subalpina.
- BEREZANTZEV, V.G., (1952). "Risoluzione del problema di equilibrio limite dei mezzi granulari in simmetria assiale," Mosca, (in russo).
- BEREZANTZEV, V.G., (1960). "Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione," Leningrado, (in russo).
- BEREZANTZEV, V.G., (1970). "Calcolo delle fondazioni," Leningrado, (in russo).
- BEREZANTZEV, V.G., KOVALEV, I.V., (1968). "Consideration of the curvilinearity of the shear graph when conducting tests on model Foundation," (in russo).
- BHUSHAN, K., (1971). "An Experimental Investigation into expansion of spherical and cylindrical cavities in sand," Ph. D. Thesis - Duke University.
- BILOTTA, E., VIGGIANI, C., (1975). "Un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate," XII Conv. Ital. Geot. - Vol. 1, Cosenza.
- BISHOP, R.L., (1966). "The strength of soils as Engineering Materials," Sixth Rankine Lecture - Geotechnique.
- BJERRUM, L., (1972). "Embankments on soft ground," S.D.A. Report - Proc. Sp. Conf. Perform. Earth and Earth Supp. Struct. Purdue Un. Lafayette, Indiana.

- BJERRUM, L., (1973). "Problems of soil mechanics and construction on soft clays," Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mosca.
- BOGETTI, F., JAMIOLKOWSKI, M., (1975). "Contributo alla Discussione - Sessione Speciale Costruzioni in argille tenere," XII Conv. Ital. Geot. - Vol. 3, Cosenza.
- BRINCH HANSEN, J., GIBSON, R.E., (1949). "Undrained shear strengths of anisotropically consolidated clays," Geotechnique, Vol. I, p. 189.
- BRINCH HANSEN, J., (1961). "A General Formula for Bearing Capacity," Bull. No. 11, Danish Technical Institute, Copenhagen, pp. 38-46.
- BRINCH HANSEN, J., (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Bull. N. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 5-11.
- BROWN, J.D., MEYERHOF, G.G., (1969). "Experimental study of bearing capacity in layered clays," Proc. Seventh Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Mexico, V. 2, pp. 45-51.
- CAQUOT, A., KERISEL, J., (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent," Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich, Vol. 1, pp. 336-337.
- CAQUOT, A., KERISEL, J., (1956). "Traité de Mécanique des Sols," Gauthier, Villars, Paris.
- CASAGRANDE, A., CARILLO, N., (1944). "Shear Failure of Anisotropic Materials," Journal Boston Soc. Civ. Eng., V. 31, April, pp. 122-135.
- CESTELLI GUIDI, C., (1975). "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni", Hoepli.
- CHAPMAN, G.A., (1974). "A calibration Chamber for field test equipment," Europ. Symp. Penetr. Test. Sthm. Proc. Vol. 2, Pt. 2, pp. 59-65.
- CHEN, W. F., (1965). "Limit analysis and soil plasticity," Elsevier Scientific Publishing company, pp. 37-38.
- CLOUGH, G.W., DUNCAN, J.M., (1969). "Finite element analysis of Port Allen and Old Rivel Locks," Rep. N. TE 69-3, Un. California, Berkeley.
- D'APOLLONIA, J., D'APOLLONIA, E., BRISETTE, R.F., (1968). "Settlement of spread footing on sand," ASCE, Journal Soil Mech. Found. Div. SM 3.
- DAVIS, E.H., CHRISTIAN, J.T., (1971). "Bearing Capacity of Anisotropic Soil," Proc. ASCE Vol. 97, N. SM5, pp. 753-769.
- DE BEER, E.E., VESIC, A., (1958). "Etude expérimentale de la capacité portante du sable ou des fondations directes établies en surface," Annales des Travaux Publics de Belgique, V. 59/3, pp. 5-48.

- DE BEER, E.E., (1965). "The Seale Effect on the Phenomenon of Progressive Rupture in Cohesionless Soils," Proc. Sixth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Montreal, Vol. II, pp. 13-17.
- DE BEER, E.E., (1970). "Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand," Geotechnique 20 N. 4, pp. 387-411.
- DE MELLO, V.F.B., (1971). "The standard penetration test," Proc. IV Pan. Conf. Soil Mech. Found. Eng. San Juan, Puerto Rico, V. 1, pp. 1-86.
- DORKEN, W., (1969). Die Einfluss des aussermittigkeit auf die Grundbruchast Lotrecht beanspruchter Oberflächengründungen auf nichtbindigen Böden Mitteilungen ans dem Institute für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Aachen, Heft, 44.
- DRUCKER, D.C., PRAGER, W., (1952). "Soil mechanics and plastic analysis or limit design," Q. Appl. Math. 10, pp. 157-165.
- DUNLOP, P., DUNCAN, J.M., SEED, H.B., (1968). "Finite element analysis of slopes in soils," Contract Report S. 68-6, U.S. army Eng. Waterways Exp. St., Vicksburg, Miss.
- ESU, F., MARTINETTI, S., (1965). "Considerazioni sulle caratteristiche delle argille plio-pleistoceniche della fascia costiera adriatica fra Rimini e Vasto," Geotecnica 12-4, pp. 164-185.
- ESU, F., (1966). "Short-term stability of slopes in unweathered jointed clays," Geotechnique 16, pp. 321-328.
- ESU, F., (1967). "Influence of weathering on the behaviour of stiff clays," Oslo Geoth. Conf., 2 pp. 154-158.
- GIBBS, H.J., HOLTZ, W.H., (1957). "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing," Proc. IV. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Londra.
- GIRAUDET, P., (1965). "Recherches expérimentales sur les fondations soumises à des efforts inclinés ou excentrés," Ann. Ponts et Chaussées, 135, N. 3, pp. 167-193.
- HOEG, K., (1976). "Foundation engineering for fixed offshore structures," Boss, NGI, August.
- HOLDEN, J.C., (1971). "Laboratory research on static cone penetrometers," Gainesville, Un. Florida, Int. Rep. CE-SM-71-1.

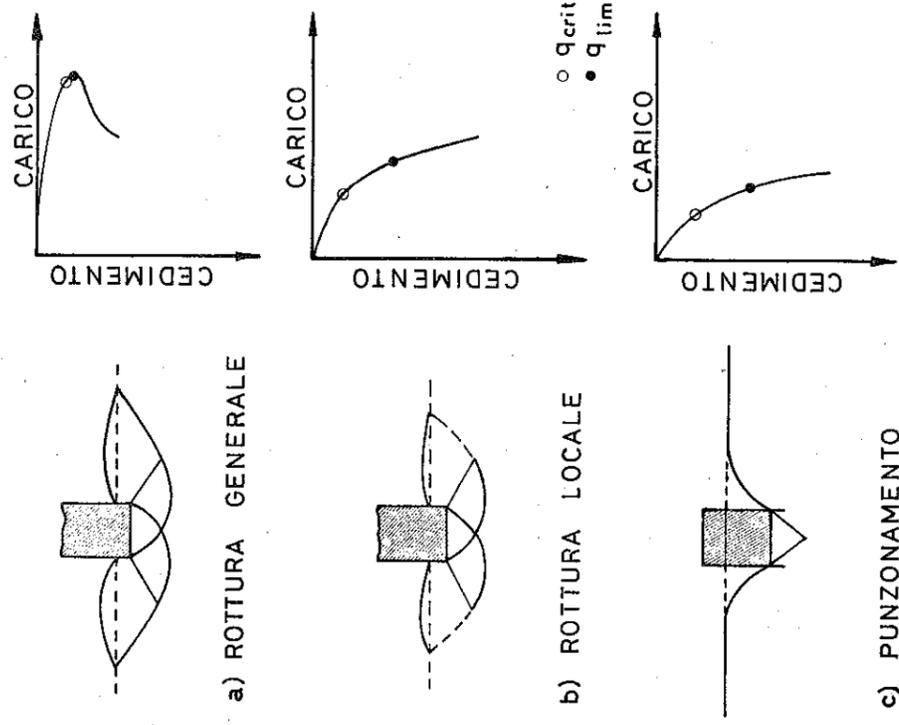
- HOLDEN, J.C., (1976). "The determination of deformation and shear strength parameters for sands using the electrical friction-cone penetrometer," N.G.I., Publ. 110.
- HOLDEN, J.C., (1976). "The calibration of electrical penetrometers in sand," N.T.N.F. Research Fellowship, Final Report.
- KO, H.Y., DAVISSON, L.W., (1973). "Bearing capacity of footings in plane strain," Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, Proc. 99, SM1, pp. 1-23.
- KO, H.Y., SCOTT, R.F., (1973). "Bearing capacities by plasticity theory," Journal Soil Mech. Found. Div. ASCE, 99, SM1, Proc. Pap. 9497, pp. 25-43.
- KOMORNIK, A., (1974). "Penetration Testing in Israel," Proc. Eur. Simp. Pen. Test. Stockholm.
- KRAFT, L.M., MUKHOPADHYAY, J., (1972). "The behaviour of statistically heterogeneous excavated earth slopes," Final report to Alabama Highway Department, Proj. 930-064.
- KULHAWY, F.H., DUNCAN, J.M., SEED, H.B., (1969). "Finite element analysis of stresses and movements in embankments during construction," Geoth. Eng. Rep. N. TE-69-4, University of California, Berkeley.
- ISMAEL, N.F., (1974). "Effect of Compressibility on Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations," Ph. D. Thesis, Duke University, Durham, N.C.
- JAMES, C.H.C., KRIZEK, R.J., BAKER, W.H., (1969). "Bearing capacity of purely cohesive soils with a nonhomogeneous strength distribution," Highway Research Record N. 282, pp. 48-56.
- JAMIOLKOWSKI, M., (1974). "Prove scissometriche," Ciclo Conf. Mecc. Terr. Ing. Fond., Politecnico di Torino.
- JAMIOLKOWSKI, M., PASQUALINI, E., (1975). "Previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi, utilizzando i risultati delle prove penetrometriche," Ciclo Conf. Mecc. Terr. Ing. Fond., Politecnico di Torino.
- JAMIOLKOWSKI, M., LANCELOTTA, R., (1977). "Remarks on the use of the self-boring pressuremeter tests in three italian clays," Atti Ist. Scienza Costr. Politecnico di Torino. [Riv. Ital. Geot. (In pubblicazione)].
- JANBU, N., SENNESET, K., (1974). "Effective stress interpretation of in situ static penetration Test," Europ. Symp. Pen. Test, 5thm, Proc. Vol. 2, Pt. 2, pp. 181-193.

- LADD, C.C., (1971). "Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays," MIT, Soils Publ. 278.
- LADD, C.C., (1971). "Settlements analysis for cohesive soils," MIT, Soils Publ. 272, Boston.
- LADD, C.C., (1973). "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils," Proc. Eighth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mosca.
- LADD, C.C., FOOTT, R., (1974). "New design procedure for stability of Soft Clays," JGED, ASCE, Vol. 100 N. G7, pp. 763-786.
- LADD, C.C., (1977). "Stress-deformation and strength characteristics," IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo.
- LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V., (1969). "Soil Mechanics," J. Wiley e Sons, N.Y.
- LEE, K.L., SEED, H.B., (1967). "Drained strength characteristics of sands," Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, V. 93 N. SM6 pp. 117-141.
- LEE, K.L., (1969). "Comparison of Plane Strain and Triaxial Test on Sand," Proc. ASCE, Journal Soil Mech. Found. Eng. V. 96, N. SM3, May, pp. 901-923.
- LUNDGEN, H. e MARTENSEN, K., (1953). "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand," Proc. Third Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Zürich, Vol. I, pp. 409-412.
- MANDEL, J. and SOLENÇON, J., (1969). "Force portante d'un sol sur une assise rigide," Proc. Seventh Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico, Vol. 2, pp. 157-164.
- MARCUSSON, W.F., BIEGANOUSKY, W.A., (1976). "Laboratory standard penetration tests on fine sands," ASCE, Preprint 2752, pp. 253-284.
- MARSLAND, A., (1971). "The shear strength of stiff fissured clays," Proc. Roscoe Memorial Simp., Cambridge, pp. 59-68.
- MEYERHOF, G.G., (1948). "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footing on Dry Sand," Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, V. 1, pp. 237-243.
- MEYERHOF, G.G., (1951). "The Ultimate Bearing Capacity of foundations," Geotechnique, Vol. 2, pp. 301-332.
- MEYERHOF, G.G., (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads," Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich, Vol. I, pp. 440-445.

- MITCHEL, J.K., GARDNER, W.S., (1975). "In Situ measurements of volume change characteristics," S.O.A. Report Proc. Conf. In Situ Meas. Soil Prop., North Carolina, Raleigh, N.C.
- MIZUNO, T., (1953). "On the Bearing Power of Soil under a Uniformly distributed Circular Load," Proc. Third Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Zürich, Vol. I, pp. 446-449.
- MUHS, H., WEISS, K., (1969). "The influence of the load inclination on the bearing capacity of shallow footings," Proc. Seventh Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Mexico, Vol. 2, pp. 187-194.
- NAKASE, A., (1970). "Stability of low embankment on cohesive soil stratum," Soils and Foundations, Vol. X, N. 4, Jap. Soc. Soil Mech.
- NICHIPOROVITCH, A.A., RASSKAZOV, L.N., (1967). "Shear strength of coarse fragmental materials," Proc. Geoth. Conf. Oslo, pp. 225-230.
- NICHIPOROVITCH, A.A., (1973). "Le dighe in materiali sciolti," Mosca.
- PRANDTL, L. (1921). "Über die eindringungsfestigkeit pastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden," Zeitschrift für angewandte mathematik und mechanik, Basel switzerland, V. 1, N. 1, pp. 15-20.
- RAMEY, G.E., (1974). "The behaviour of statistically heterogeneous excavated earth slopes," Suppl. final Rep. N. 67-B Res. Project 930-064, Alabama.
- RANDOLPH M.F., MARSLAND, A., (1977). "Comparison of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clays," Géotechnique 27, N.2, pp. 217-243.
- REISSMER, H., (1924). "Zum erddruckproblem," Proc. First Int. Conf. on Applied Mechanics, Delft, pp. 295-311.
- ROCCHI, G., (1977). "Espansione delle cavità cilindriche e sferiche nei terreni sciolti - Interpretazione delle prove pressiometriche," Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Ist. Scienza Costr.
- SCHMERTMANN, J.H., (1974). "Guidelines for design using CPT data," Fugro, July.
- SCHMERTMANN, J.H., (1975). "In situ measurement of shear strength," Proc. Conf. In Situ Meas. Soil Prop. Raleigh, N.C., ASCE.
- SCHMERTMANN, J.H., (1976). "Un updated correlation between relative density and Fugro-type electric cone bearing," Comunicazione privata.
- SCHULTZE, E., (1952). "Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen," Die Bautechnik, 29, N. 12, pp. 336-342.

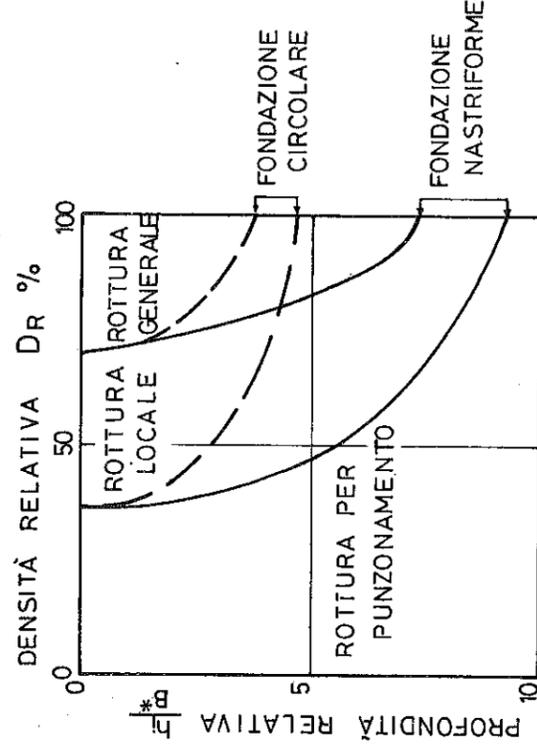
- SEED, B.H., (1976). "Some aspects of sand liquefaction under cyclic loading," Proc. Boss, Trondheim.
- SEED, B.H., (1976-a). "Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes," SOA Rep. ASCE, Annual Convention on Liquefaction Problems in Geoth. Eng. Philadelphia.
- SIVVA REDDY, A., SRINIVASAN, R.J., (1967). "Bearing capacity of footings on layered clays," Proc. ASCE, 93, No. SM2, pp. 83-99.
- SKEMPTON, A.W., (1951). "The bearing capacity of clays," Proc. Building Research Congress, London, pp. 180-189.
- SKEMPTON, A.W., YASSIN, A.A., GIBSON, R.E., (1953). "Theorie de la force portante de pieux," Annales de l'Inst. Tech. du Bat. des Travaux Publics No. 63-64, pp. 285-290.
- SOKOLOWSKII, V.V., (1960). "Statics of Soil Media," Butterworth, London.
- SOKOLOWSKII, V.V., (1969). "Statics of Soil Media," Butterworth, London.
- SUKLJE, L., (1954). "Capacité portante des couches cohesives peu permeables et d'épaisseur limitée," Proc. Yug. Soc. Soil Mech. Found. Eng. N. 3, pp. 16-26.
- TCHENG, Y., (1957). "Fondations superficielles en milieu stratifié," Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London V. 1, pp. 449-452.
- TERZAGHI, K., (1943). "Theoretical Soil Mechanics," J. Wiley and Sons Inc., N.Y.
- TERZAGHI, K., (1948). "Theoretical Soil Mechanics," J. Wiley and Sons Inc., N.Y.
- TORDELLA, M.L., (1977). "Prove penetrometriche statiche e loro interpretazione ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione," Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Ist. Scienza Costr.
- TORNAGHI, R., (1976). "Indagini geotecniche, sondaggi, campionamenti e prove in situ," AGI.
- TROFIMENKOV, J.B., (1974). "Penetration testing in USSR," Proc. Eur. Simp., Stockholm, V. 1, pp. 147-154.
- UZUNER, B.A., (1975). "Centrally and eccentrically loaded strip foundation on sand," Ph. D. Thesis University of Strathelyde, Glasgow.
- VEISMANIS, A., (1974). "Laboratory investigation of electrical friction-cone penetrometers in sands," Proc. ESOPT, Stockholm, V. 2, P. 2, p. 407.
- VESIC, A.S., (1963-a). "Bearing capacity of deep foundations in sand," National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, 39, pp. 112-159.

- VESIC, A.S., (1963-b). "Theoretical studies of cratering mechanisms affecting the stability of cratered slopes, Final Report," Project N. A-655, Eng. Exp. Station, Georgia Inst. of Tech. Atlanta, Georgia, pp. 1-67.
- VESIC, A.S., (1965). "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand," Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Proceedings of a Symp. Duke University, pp. 53-68.
- VESIC, A.S., (1969). "Brekout of objects embedded in Ocean bottom," Proc. ASCE Conf. Civil Eng. on the Ocean. Miami, Florida.
- VESIC, A.S., CLOUGH, G.W., (1968). "Behaviour of Granular Materials Under High Stresses," Journal Soil Mech. Found., Div. ASCE, V. 94, N. SM3, May, pp. 661-688.
- VESIC, A.S., SAXENA, S.K., (1970). "Analysis of structural behaviour of AASHO road test rigid pavements," Report 97, Nat. Coop. Highway Research Prog., Nat. Ac. Sc. Washington, D.C.
- VESIC, A.S., (1972). "Expansion of cavities in infinite soil mass," Journal of Soil Mech. Fond. Div. ASCE, March., pp. 265-290.
- VESIC, A.S., (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journ. of Soil Mech. Found. Div. ASCE, Jan. pp. 45-73.
- VESIC, A.S., (1967). "A study of bearing capacity of deep foundations," Final Report, Project B-189.
- VESIC, A.S., (1975). "Bearing Capacity of Shallow Foundations," Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, pp. 121-147.
- WINDLE, D., WROTH, C.P., (1977). "In situ measurement of the properties of stiff clays," Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo.
- WINDLE, D., WROTH, C.P., (1977-a). "The use of a self-boring pressuremeter to determine the undrained properties of clays," Ground Engineering V. 10, N. 6, September.
- WROTH, C.P., HUGHES, J.M.O., (1972). "An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays," Tech. Rep. 13, Cambridge University.
- WROTH, C.P., (1975). "In situ measurement of initial stress and deformation characteristics," Sp. Conf. In Situ Meas. Soil Prop., Raleigh, N.C.
- WU, T.H., (1976). "Soil Mechanics," Allyn and Bacon Inc., Boston.
- YAMAGUCHI, H., KIMURA, T., FUJII, N. (1977). "On the scale effect of footings in dense sand," IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo.
- YAROSHENKO, V.A., (1964). "Interpretation of the results of static penetration of sands," Fundamenty Proekt N. 3, 1964.



MECCANISMI DI ROTTURA SECONDO VESIĆ (1973)

FIG. 2



$B^* = B$ NEL CASO DI FONDAZIONE CIRCOLARE O QUADRATA

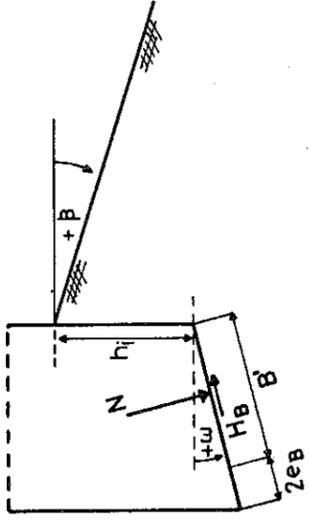
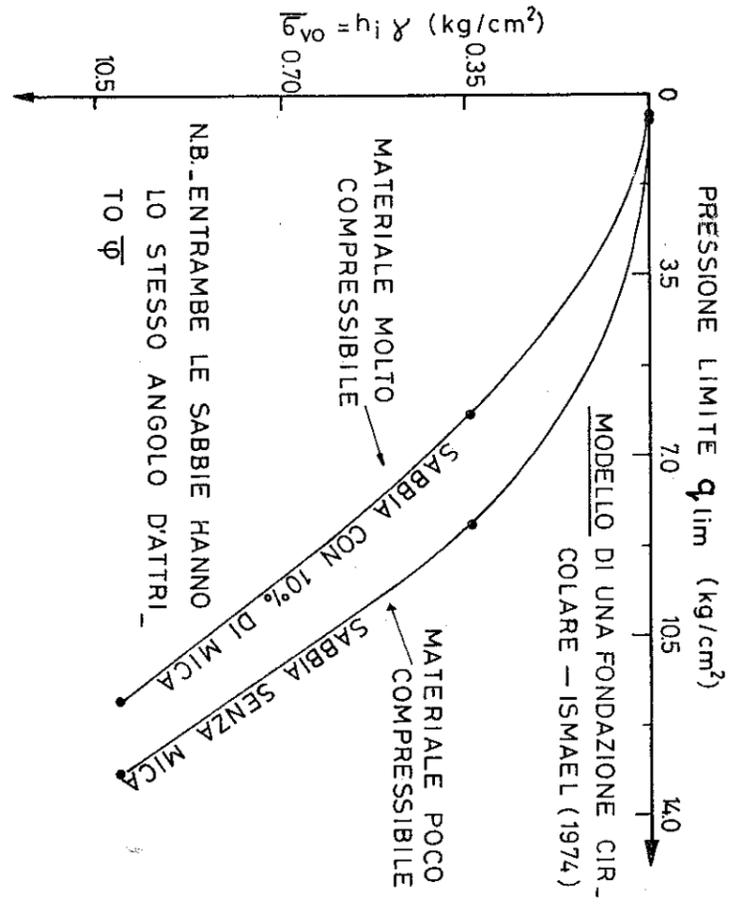
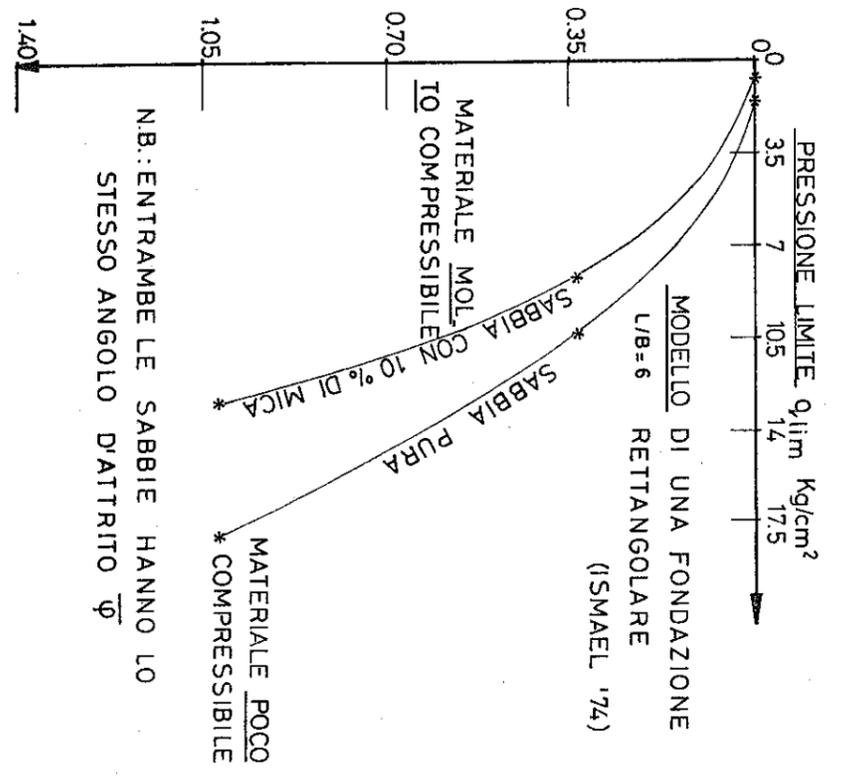
$B^* = \frac{2BL}{B+L}$ NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE

DIPENDENZA DEL MECCANISMO DI ROTTURA DALLA DENSITÀ RELATIVA DELLA SABBIA E DALLA PROFONDITÀ RELATIVA DELLA FONDAZIONE VESIĆ (1973)

FIG. 3

INFLUENZA DELLA COMPRESSIBILITÀ
SULLA CAPACITÀ PORTANTE

FIG. 4



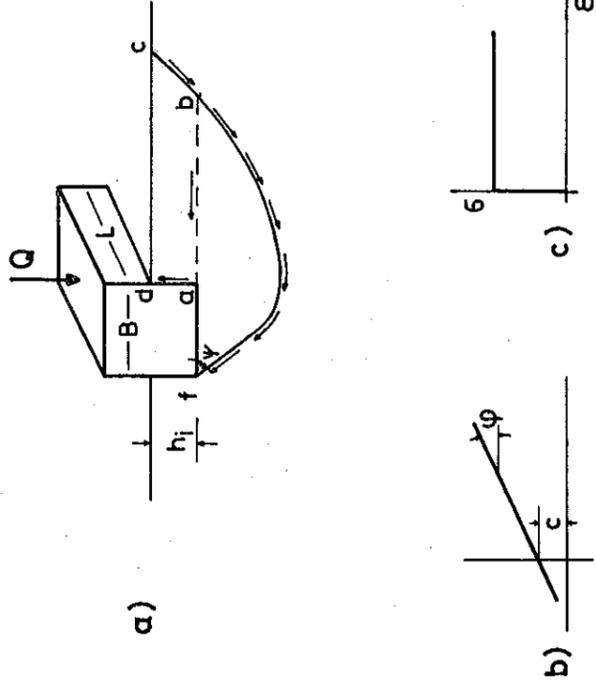
$$i = f\left(\frac{H}{N}, \phi, c\right)$$

$$g = f(\beta, \phi, c)$$

$$b = f(\omega, \phi, c)$$

$$s = f\left(\frac{L'}{B'}, \phi\right)$$

$$d = f\left(\frac{h_i}{B'}, \phi\right)$$

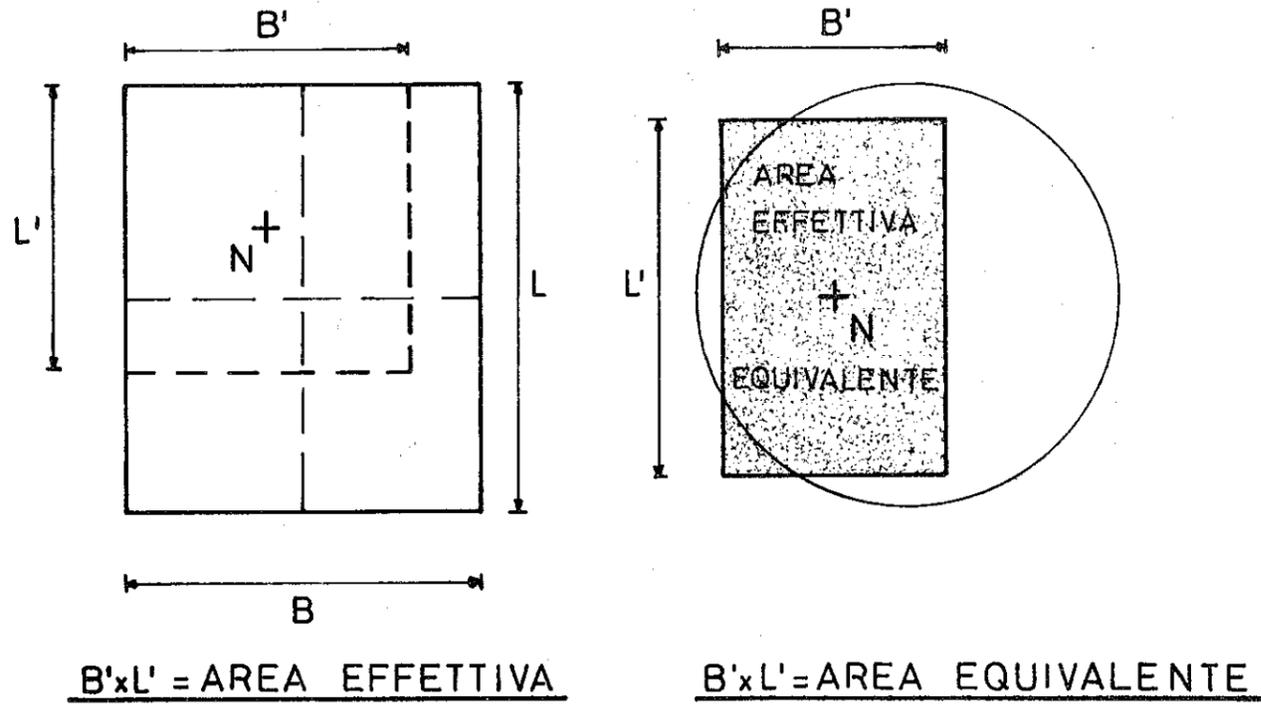


SCHEMA RELATIVO AL CALCOLO CLASSICO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

FIG. 5

SCHEMA DEI COEFFICIENTI CORRETTIVI DI BRINCH-HANSEN

FIG. 6



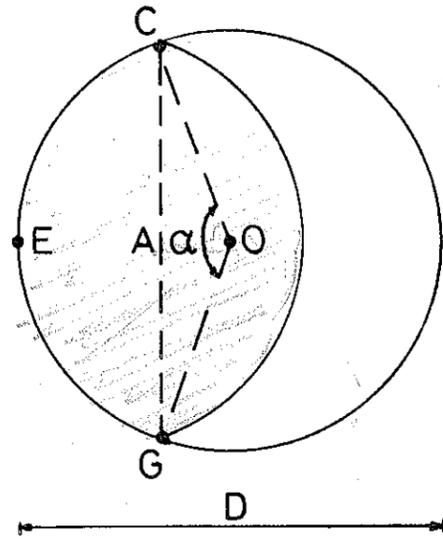
$$\overline{OC} = \frac{D}{2}; \quad \overline{OA} = e; \quad \overline{AE} = \frac{D}{2} - e$$

$$\overline{CG}^2 = D^2 - 4e^2$$

$$\alpha = 2 \arccos \frac{2e}{D}$$

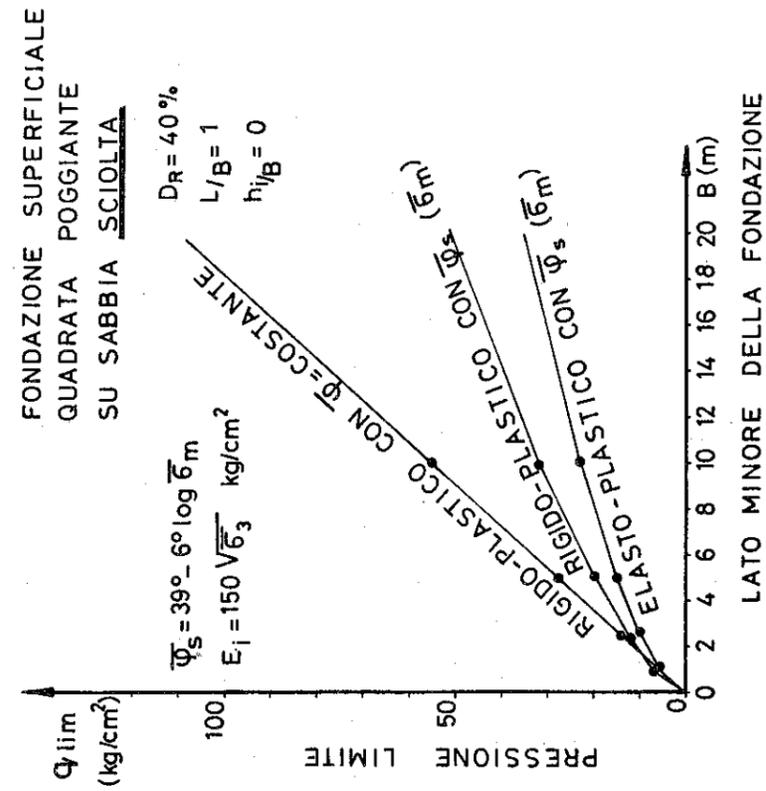
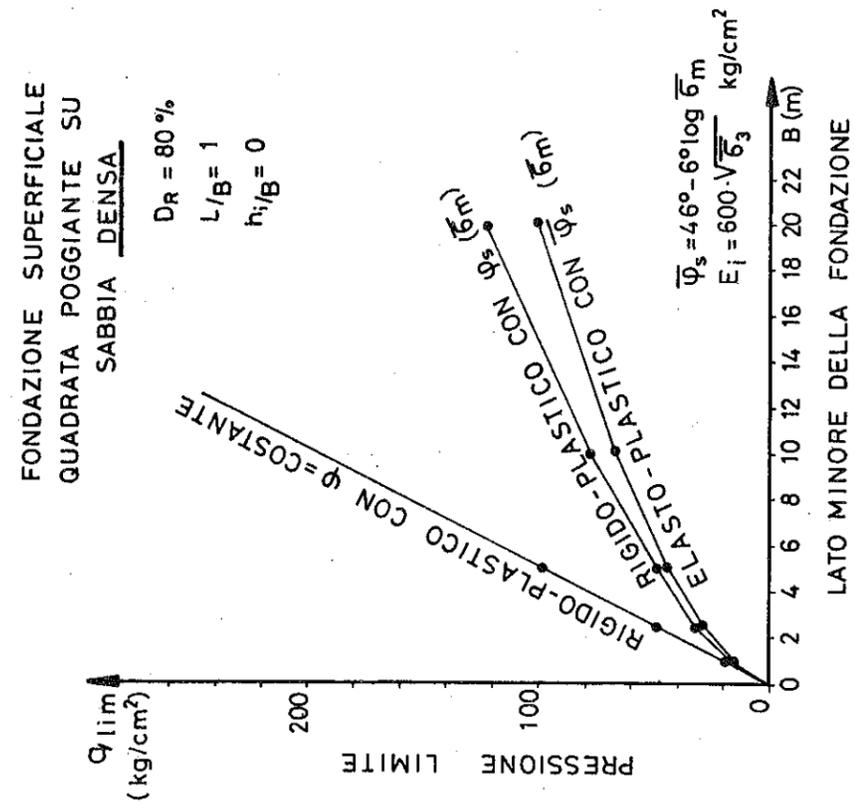
$$\text{AREA EFFETTIVA} = 2 \left[\frac{D^2}{8} (\alpha - \sin \alpha) \right]$$

è l'area tratteggiata in figura



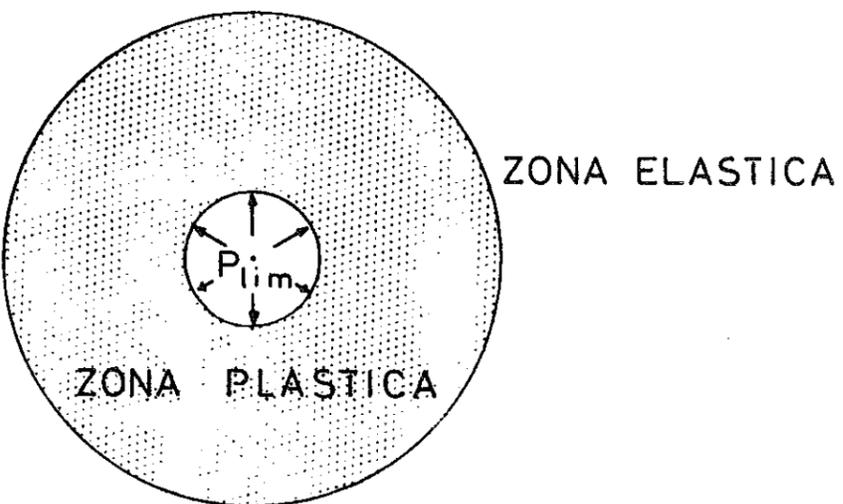
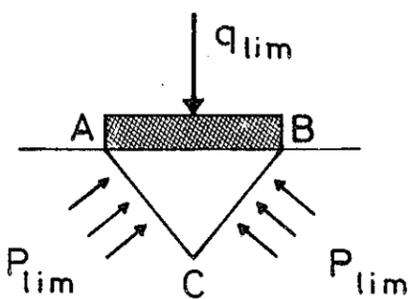
CONCETTO DELL'AREA EFFETTIVA - EQUIVALENTE

FIG. 7



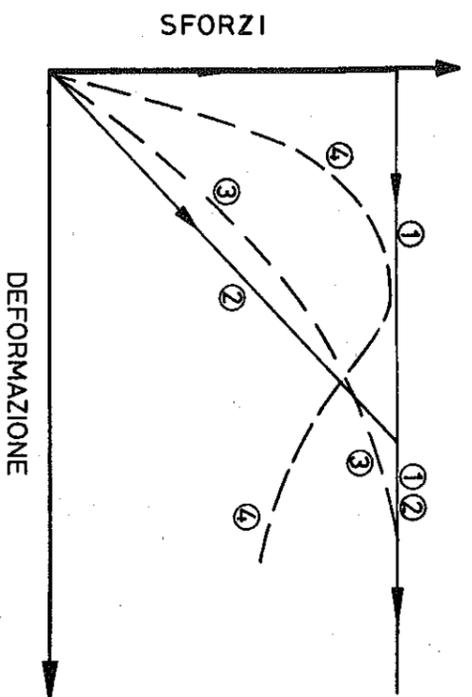
CONFRONTO TRA VALORI DI Q_{lim} RELATIVI A DIFFERENTI IPOTESI

FIG. 8



SIMILITUDINE TRA IL FENOMENO DELL'ESPANSIONE DELLE CAVITÀ E LA CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

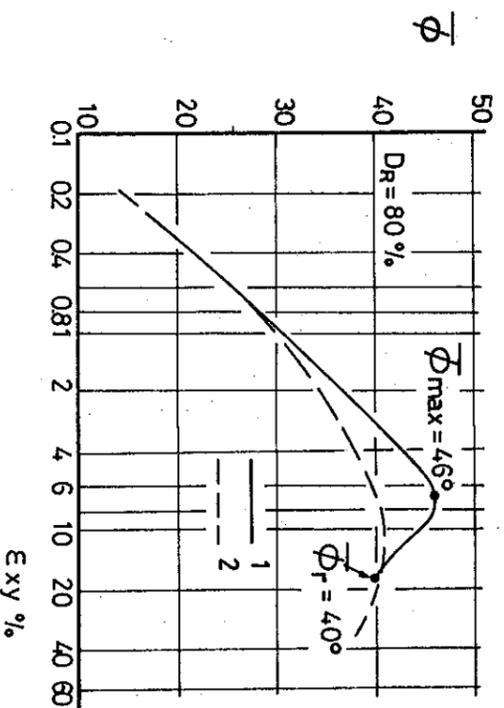
FIG. 11



- CURVE SFORZI-DEFORMAZIONI IDEALIZZATE
- ① MATERIALE RIGIDO-PLASTICO
- ② MATERIALE ELASTICO IDEALMENTE PLASTICO
- CURVE SFORZI-DEFORMAZIONI DEI TERRENI REALI

LEGGI DI COMPORTAMENTO DEI TERRENI SCIOGLTI UTILIZZATE NELLE FORMULE DI CAPACITÀ PORTANTE

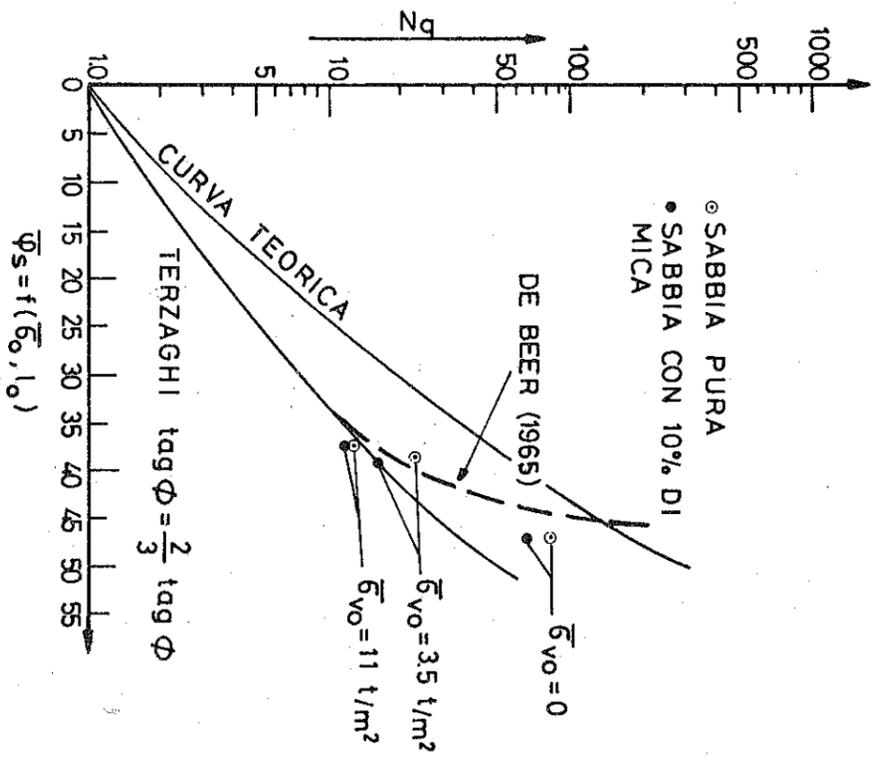
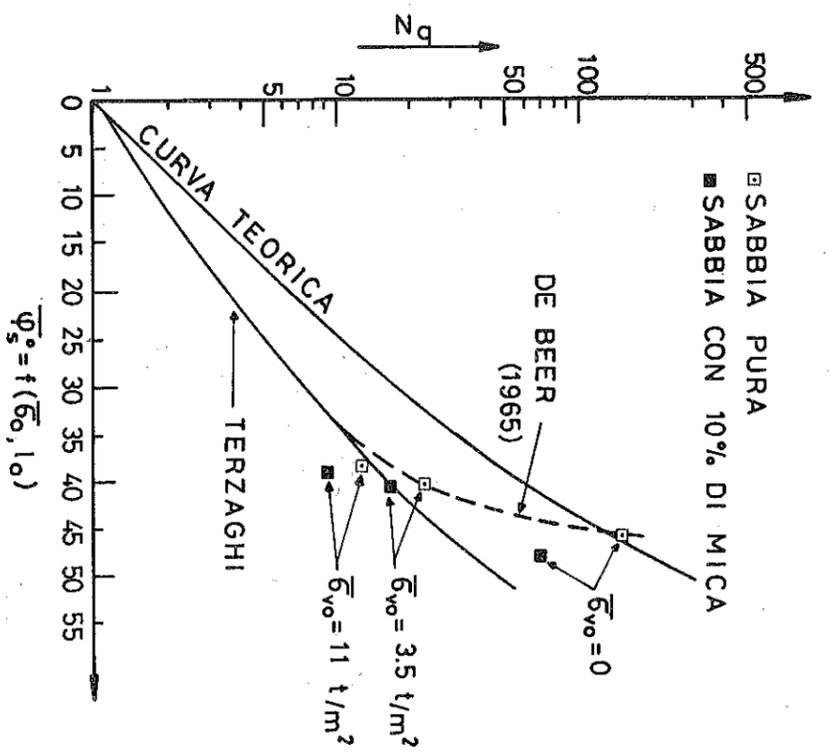
FIG. 9



- Φ_{max} = ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO
- Φ_r = ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO RESIDUO
- TAGLIO PIANO
- TAGLIO TRIASSIALE

RELAZIONE TRA Φ E DEFORMAZIONE DI TAGLIO PER LA SABBIA DI TOYOURA YAMAGUCHI ET AL (1977)

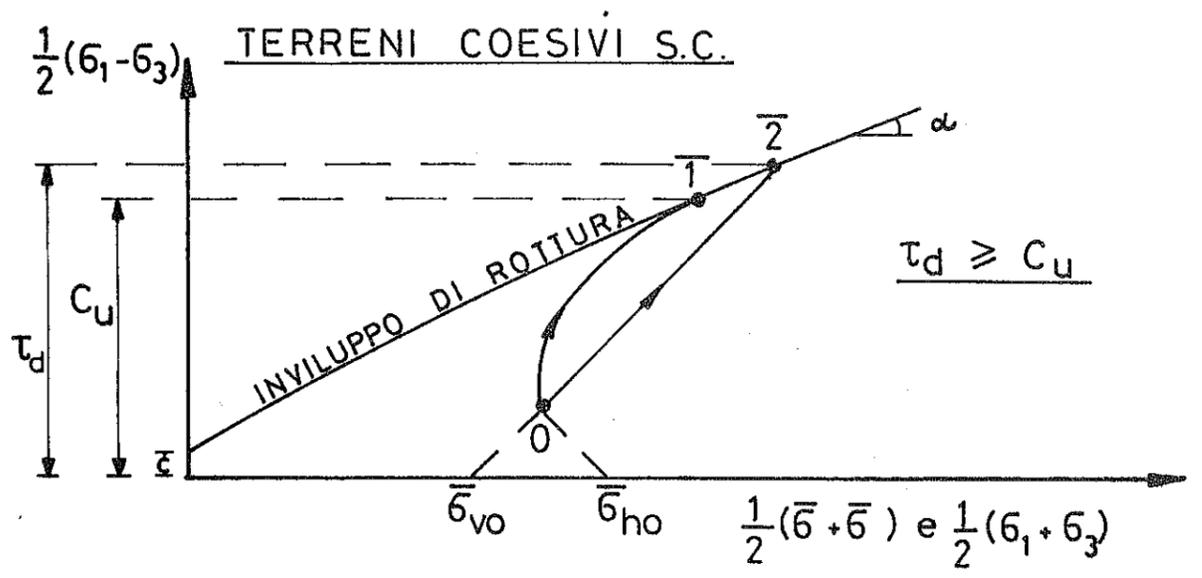
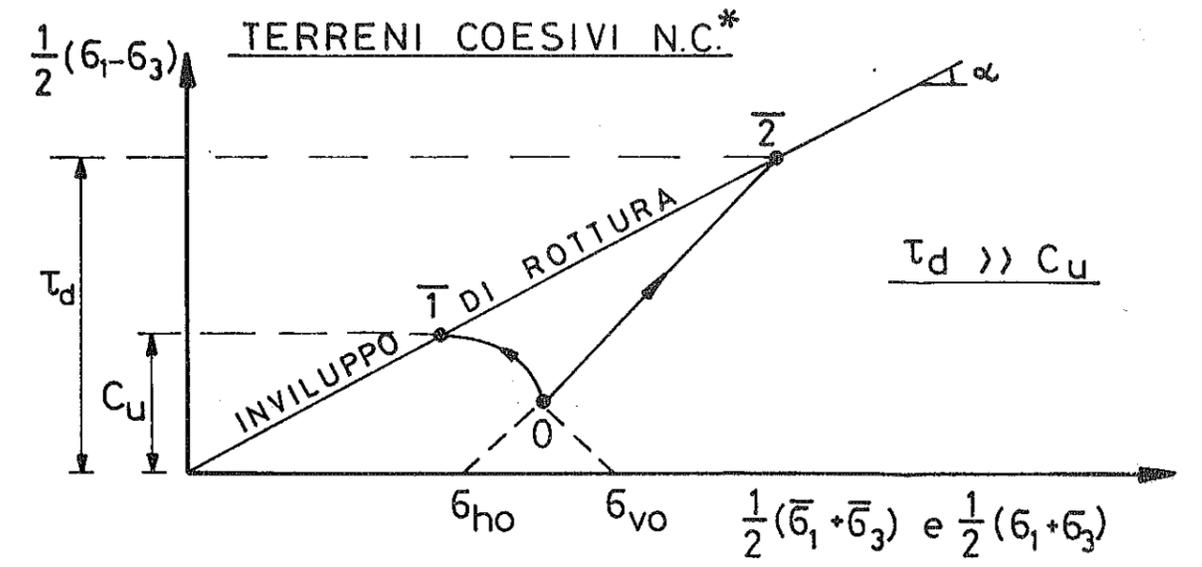
FIG. 10



FONDAZIONE CIRCOLARE (a destra) - RETTANGOLARE (a sinistra)
 CONFRONTO TRA VALORI DI N_q SPERIMENTALI* E QUELLI TEORICI DATI DA REISSNER

FIG. 12

* PROVE SU MODELLI (ISMAEL, 1974)



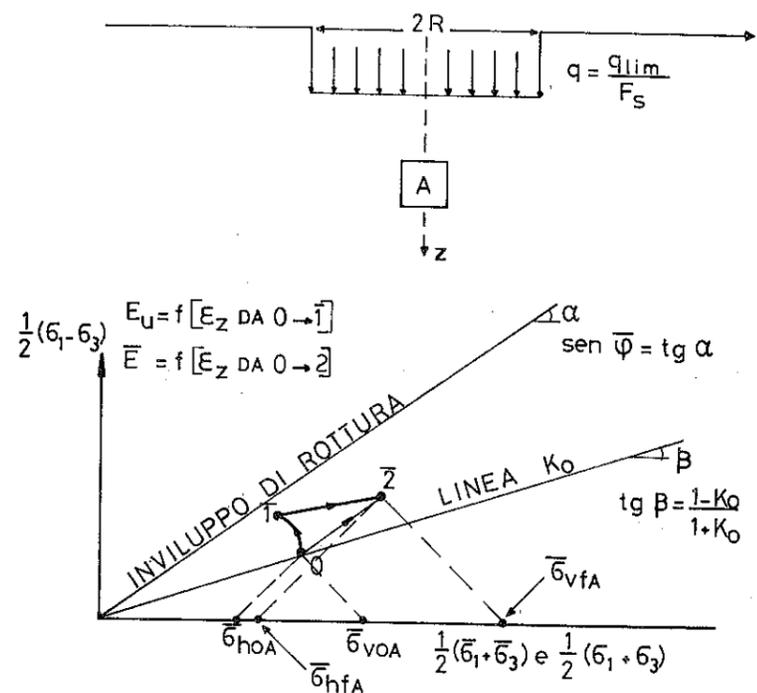
- 0-1 PERCORSO DELLE SOLLECITAZIONI IN ASSENZA DI DRENAGGIO (SFORZI EFFICACI)
- 0-2 PERCORSO DELLE SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI DRENATE (SFORZI EFFICACI)

$\left. \begin{matrix} \sigma_{ho} \\ \sigma_{vo} \end{matrix} \right\}$ TENSIONI EFFICACI INIZIALI

(*) IN PRIMA APPROSSIMAZIONE SI APPLICA ANCHE A TERRENI NON COESIVI

FONDAZIONI SUPERFICIALI - PERCORSI DI SOLLECITAZIONI CARATTERISTICI

FIG. 13a



- 0-1̄ PERCORSO DI SOLLECITAZIONI IN SFORZI EFFICACI - ASSENZA DI DRENAGGIO
- 0-2̄ PERCORSO DI SOLLECITAZIONI IN SFORZI TOTALI = PERCORSO DI SOLLECITAZIONI IN SFORZI EFFICACI CON CONDIZIONI DRENATE
- 1̄-2̄ DISSIPAZIONE DELLE SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI - CONSOLIDAZIONE

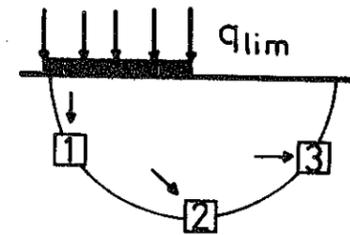
$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ho} \text{ INIZIALE} \\ \bar{\sigma}_{hf} \text{ FINALE} \end{array} \right\} \text{TENSIONI ORIZZONTALI}$
 $\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{vo} \text{ INIZIALE} \\ \bar{\sigma}_{vf} \text{ FINALE} \end{array} \right\} \text{TENSIONI VERTICALI}$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{vf} - \bar{\sigma}_{vo} = \Delta \sigma_z \\ \bar{\sigma}_{hf} - \bar{\sigma}_{ho} = \Delta \sigma_r \end{array} \right\} \text{DALLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ}$$

DISTINZIONE TRA LA DEFORMABILITÀ DEL TERRENO IN CONDIZIONI NON DRENATE E QUELLE DRENATE

FIG. 13b

FONDAZIONE NASTRIFORME



- ① COMPRESSIONE IN CONDIZIONI DI DEFORMAZIONE PIANA → (SPINTA ATTIVA)
- ② CONDIZIONI DI TAGLIO SEMPLICE (≅ PURO)
- ③ ESTENSIONE IN CONDIZIONI DI DEFORMAZIONE PIANA → (SPINTA PASSIVA)

↘ DIREZIONE DI σ_1 A ROTTURA

ESEMPIO DELL'INFLUENZA DELL'ANISOTROPIA IMPOSTA SULLA C_u DI ARGILLE N_c SECONDO LADD (1977).

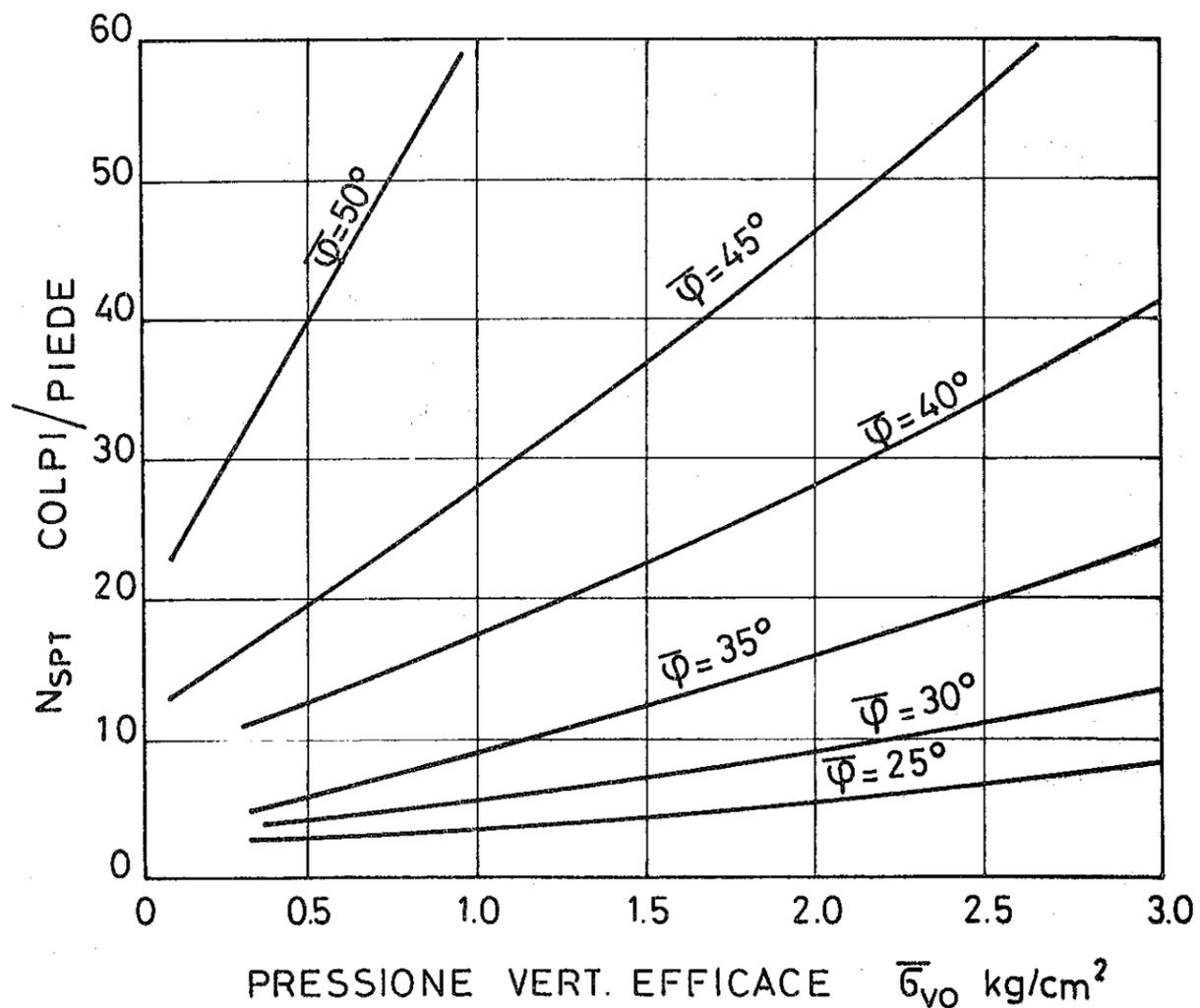
| TIPO DI TERRENO | LL % | $C_u / \bar{\sigma}_{vo}$ | | |
|---------------------------|-----------------|---------------------------|------|------|
| | IP % | ① | ② | ③ |
| ARGILLA DI S. FRAN. CISCO | $\frac{88}{45}$ | 0.30 | 0.25 | 0.23 |
| ARGILLA DI BOSTON | $\frac{41}{21}$ | 0.30 | 0.20 | 0.15 |
| ARGILLA DI PORT SMOUTH | $\frac{35}{15}$ | 0.30 | 0.20 | 0.13 |

IL CALCOLO DELLA q_{lim} DOVREBBE ESSERE FATTO INTRODUCENDO NELLE VERIFICHE:

$$C_u \text{ (MEDIO)} \cong \frac{C_{u1} + C_{u2} + C_{u3}}{3}$$

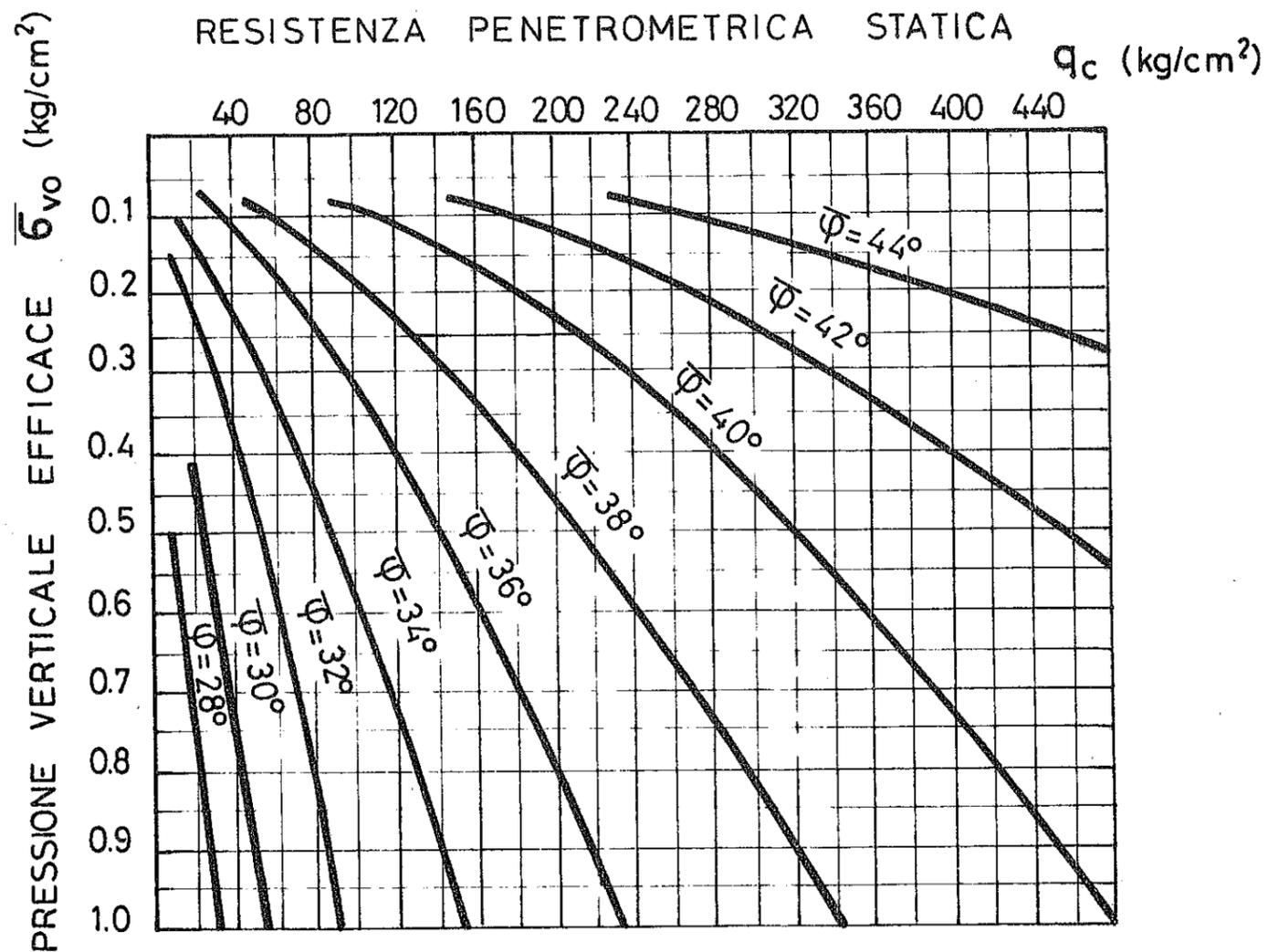
FENOMENO DI ANISOTROPIA IMPOSTA

FIG. 14



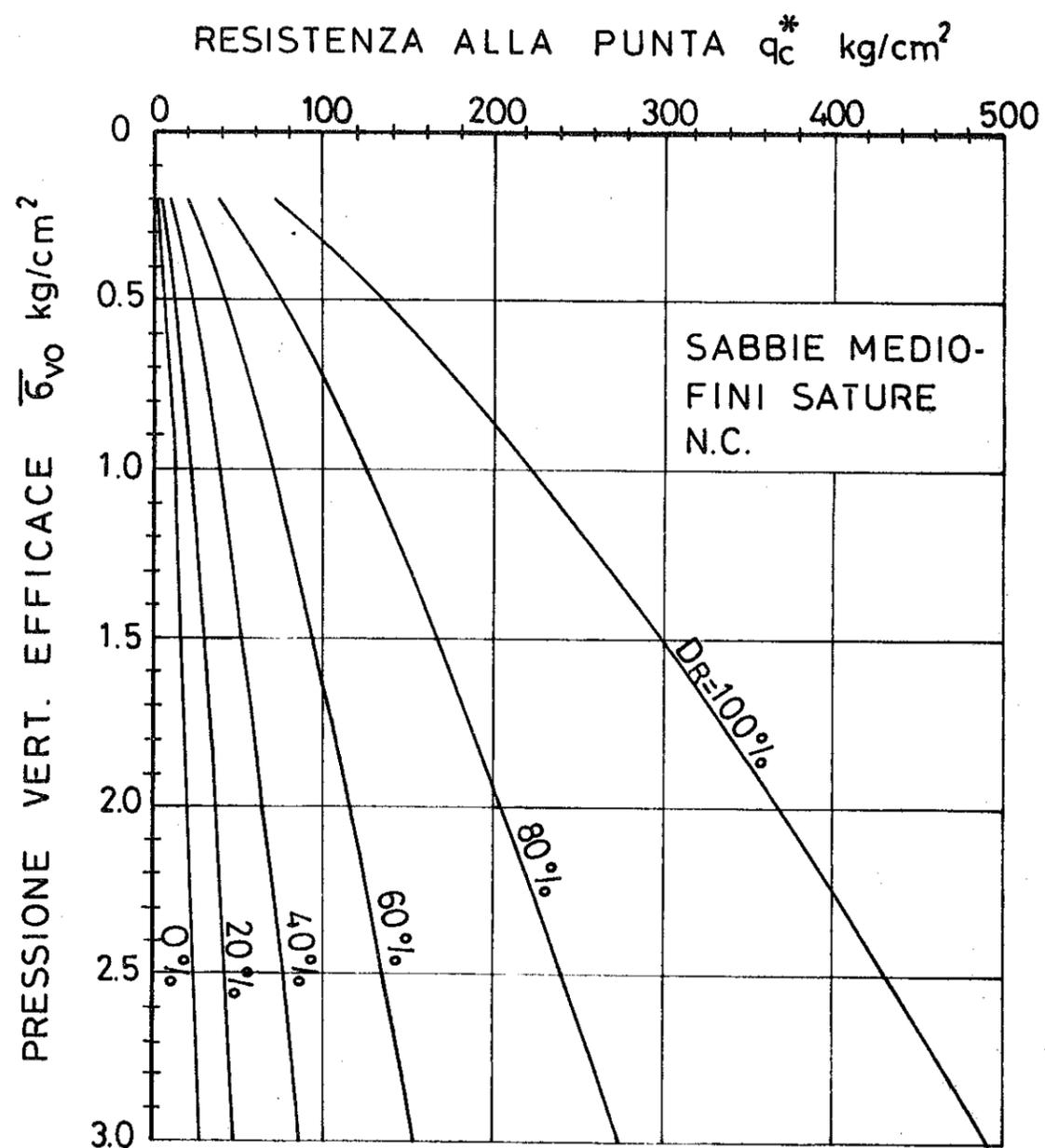
CORRELAZIONE $\bar{\phi} = f(N_{SPT}, \bar{\sigma}_{vo})$ SECONDO DE MELLO (1971).

FIG. 15



CORRELAZIONE $\bar{\phi} = f(q_c, \bar{\sigma}_{vo})$ SECONDO TROFIMENKOV (1974)

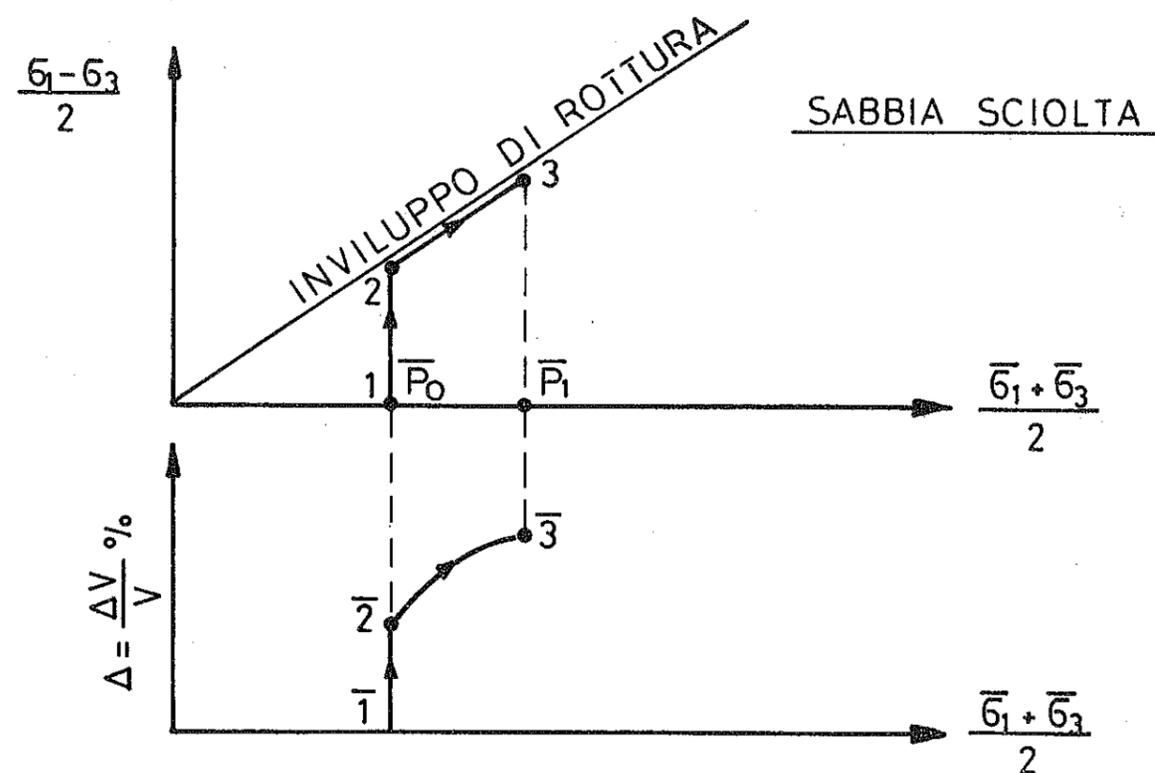
FIG. 16



(*) PENETROMETRO TIPO "FUGRO"

CORRELAZIONE $D_R = f(\varphi, \bar{\sigma}_{vo})$ SECONDO SCHMERTMANN (1976)

FIG. 17



$$\bar{P}_0 = \bar{\sigma}_{vo} \frac{1+2K_0}{3}$$

$\bar{\sigma}_{vo}$ = PRESSIONE VERTICALE EFFICACE INIZIALE

\bar{P}_1 = STATO TENSIONALE CORRISPONDENTE ALLA PRESSIONE LIMITE DI ESPANSIONE DELLA CAVITÀ \bar{P}_{lim}

TUTTE LE TENSIONI SOPRAINDICATE DEVONO ESSERE RIFERITE ALLA PROFONDITÀ $\frac{B}{2}$ SOTTO IL PIANO D'IMPOSTA DELLA FONDAZIONE ?

SCHEMA DEL PERCORSO DELLE SOLLECITAZIONI DA ADOTTARE NELLE PROVE TRIASSIALI PER LA DETERMINAZIONE DI Δ

FIG. 18

- 289 Debernardi P.G., Ochner M., 1975 - « Messa in opera di estensimetri elettrici in ambiente marino ».
- 290 Rossetti U., 1975 - « Problemi della resistenza e della durata delle funi ».
- 291 Albert L., giugno 1975 - « Costruzione graduale con e senza dreni di sabbia: criteri di progetto ».
- 292 Belloni L., giugno 1976 - « Verifiche di stabilità e resistenza al taglio ».
- 293 Garassino A., Jamiolkowski M., Pasqualini E., giugno 1976 - « Determinazione del modulo di reazione orizzontale dei terreni di fondazione per la progettazione dei pali flessibili soggetti a carichi orizzontali (Discussione) ».
- 294 Garassino A., Jamiolkowski M., Pasqualini E., giugno 1976 - « Determinazione sperimentale del modulo di reazione orizzontale dei terreni sabbiosi mediante prove di carico su pali ».
- 295 Garassino A., Jamiolkowski M., Pasqualini E., giugno 1976 - « Soil modulus for laterally loaded piles in sands and N.C. clays ».
- 296 Bertero M., Jamiolkowski M., Marcellino P., giugno 1976 - « Combined effect of vertical load, horizontal force and bending moment on the non linear behaviour of a pile embedded in a non linear soil ».
- 297 De Stefano A., Rossetti U., giugno 1976 - « Sul problema della durata delle funi ».
- 298 Bo G.M., Leporati E., giugno 1976 - « Sul comportamento dinamico di ponti stradali ».
- 299 Mancini G., giugno 1976 - « Determinazione diretta delle tre costanti dell'equazione di Weibull da prove di fatica a carico variabile ».
- 300 Bellotti R., Formigoni G., Jamiolkowski M., giugno 1976 - « Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest ».
- 301 Dragone G., De Stefano A., giugno 1976 - « Sull'analisi delle sollecitazioni nei fili di funi tensoinflesse ».
- 302 Napoli P., giugno 1976 - « Prediction of creep in concrete. A comparison between CEB and ACI proposals with application to the interpretation of test results ». Contribution to the CEB 18th Plenary Session, Athens 7-12 May 1976.
- 303 Marro P., 1976 - « Sulla fessurazione d'anima delle travi alte in cemento armato ».
- 304 Lancellotta R., 1976 - « Caratteristiche di deformabilità e resistenza al taglio, in condizioni non drenate, da prove pressiometriche ».
- 305 Bocca P., D'Aveni A., 1976 - « Considerazioni sulla resistenza a trazione dei calcestruzzi leggeri strutturali confezionati con inerte di produzione italiana ».
- 306 Ballatore E., 1976 - « Procedimento generale di verifica in regime viscoelastico di colonne snelle in c.a. ».
- 307 Debernardi P. G., 1976 - « Confronto tra il calcolo agli stati limite e quello elastico relativamente a sollecitazioni di taglio nelle strutture in c.a. ».
- 308 Garassino A., Jamiolkowski M., Pasqualini E., 1976 - « Problemi geotecnici nelle aree lacuali e marine. Indagini in sito ed in laboratorio. Calcoli e progettazione. Questioni costruttive ».
- 309 Jamiolkowski M., 1976 - « Behaviour of laterally loaded pile groups ».
- 310 Martinetti S., Ribacchi R., 1976 - « Stabilità delle scarpate in roccia ».
- 311 Belloni L., 1976 - « Equilibrio limite e deformazione ammissibile nelle dighe in terra ».
- 312 Marchetti S., 1976 - « Metodi di osservazione del comportamento dei pendii naturali ed artificiali ».
- 313 Dembicki E., 1976 - « Stabilité d'un talus à l'état plastique ».
- 314 Fumagalli E., 1976 - « Il modello come strumento di verifica alla stabilità degli ammassi rocciosi di imposta alle dighe in calcestruzzo ».
- 315 Esu F., 1976 - « Problemi di stabilità dei pendii naturali in argille sovraconsolidate e fessurate italiane ».
- 316 Vielmo I., 1976 - « Problemi tecnologici nel consolidamento e controllo di pareti di scavo ».
- 317 Muzzi F., 1976 - « Considerazioni sulla dinamica dei terreni e cenni sulla stabilità dei pendii naturali ed artificiali in presenza dei fenomeni sismici ».
- 318 Mastrantuono C., 1976 - « Stabilizzazione mediante trincee drenanti di un pendio naturale in Ancona ».
- 319 Jamiolkowski M., Pasqualini E., 1976 - « Sulla determinazione e scelta dei parametri geotecnici che intervengono nelle verifiche di stabilità dei pendii naturali ed artificiali ».
- 320 Bogetti F., 1976 - « Stabilità a "breve termine" di uno scavo nell'argilla di Londra ».
- 321 Berardi G., Dalerchi G., La Magna A., 1976 - « Metodi di stabilizzazione e di consolidamento dei pendii in terreni sciolti e rocce ».
- 322 Hegg U., 1976 - « Descrizione di una frana in argilla SC lungo una superficie di scorrimento preesistente ».
- 323 Janbu N., 1976 - « Limit equilibrium methods in slope stability analyses ».
- 324 Janbu N., 1976 - « Stability of slopes in overconsolidated clays ».
- 325 Cravero M., Giani G.P., Grasso P.G., 1976 - « Verifica della stabilità dei pendii basata sulle teorie dell'equilibrio limite globale ».
- 326 Vallini P., 1976 - « Applicazione della teoria delle linee d'influenza in strutture viscoelastiche ».
- 327 Creazza G., Siviero E., 1976 - « Ductile failure of R.C. slabs designed at the ultimate limit-state ».
- 328 Creazza G., Siviero E., 1976 - « On the ductility conditions for concrete, slabs, reinforced according to the kinematic criterion ».
- 329 Indelicato F., 1976 - « Lo stato limite di deformazione nella Norma C.N.R. sul c.a. ed il c.a.p. ».
- 330 Bocca P., D'Aveni A., De Stefano A., Rossetti U., 1976 - « Indagine comparativa sul comportamento a fessurazione del calcestruzzo leggero ed ordinario ».
- 331 Levi F., 1976 - « The use of prestressing in the design of high rise buildings ».
- 332 Bertero M., Jamiolkowski M., Marcellino M., 1977 - « Numerical investigation of the influence of an axial force on the behaviour of a laterally loaded pile in a soft cohesive soil ».
- 333 Vallini P., 1977 - « Considerazioni sulle deformazioni differite di corpi viscoelastici in coazione ».
- 334 Napoli P., 1977 - « Sintesi critica dei metodi approssimati per il calcolo degli effetti strutturali della viscoelasticità del calcestruzzo ».
- 335 Vallini P., 1977 - « Analisi approssimata dello stato di tensione in sezioni precomprese composte da più frazioni viscoelastiche ».
- 336 Mancini G., 1977 - « Analisi di stabilità di telai in calcestruzzo armato ».
- 337 Garassino A., Jamiolkowski M., 1977 - « Soil modulus for laterally loaded piles ».
- 338 Bocca P., Bosco C., 1977 - « Variazione della lavorabilità e resistenza meccanica dei calcestruzzi leggeri strutturali per effetto della diversa natura dell'inerte di base ».
- 339 Puppo A., 1977 - « Alcuni esempi di rappresentazione matematica di selle e gusci ».
- 340 Bosco C., 1977 - « Proposta circa i criteri per la determinazione delle tolleranze geometriche e di montaggio relative ad elementi prefabbricati ».
- 341 Ballatore E., Vallini P., 1977 - « Effetto delle imperfezioni costruttive sul comportamento statico delle travi prefabbricate in c.a.p. ».