

Fig. 5. - Relazione tra i fattori adimensionali T e h/PH.

tro limiti accettabili per le applicazioni, purchè P sia compreso nell'intervallo 0,15 ÷ 0,85.

Maggiore precisione potrebbe ottenersi ovviamente ricorrendo a procedimenti analitici rigorosi, i quali comportano la risoluzione della nota equazione differenziale che regge i moti vari piani di filtrazione [BRAHMA e HARR, 1962]:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kH}{n_e} \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right)$$

della quale il Prof. Nosedà ha fornito una soluzione con un metodo di successive approssimazioni [NOSEDA, 1961].

Si ritiene, tuttavia, che anche i metodi approssimati come quello proposto da Newlin e Rossier siano sufficienti per le applicazioni e che le ricerche future debbano tendere piuttosto a precisare l'influenza che sul processo esercitano la compressibilità e la capillarità del terreno fattori questi che, come è già noto da tempo [TERZAGHI, 1943] modificano profondamente il fenomeno anche in casi relativamente più semplici [RUSSO SPENA, 1954].

(Guido Umiltà)

BIBLIOGRAFIA

CASAGRANDE A. e SHANNON W. L. (1952) - Base course drainage for airport pavements; *Trans. ASCE*.
 SHANNON W. L. (1948) - Discussion of paper « Investigation of drainage notes affecting stability of earth dam »; *Trans. ASCE*.
 JAPPELLI R. (1954) - Il drenaggio della fondazione nelle pavimentazioni di piste aeroportuali (recensione); *Geotecnica*, 2.
 BRAHMA S. P. e HARR M. E. (1962) - Transient development of the free surface in a homogeneous earth dam; *Geotechnique*, 4.
 TERZAGHI K. (1943) - Theoretical soil mechanics; *John Wiley ed.*

NOSEDA G. (1961) - Applicazione del metodo di « relaxation » a un caso di moto vario di filtrazione; *En. El.*, 4.
 RUSSO SPENA A. (1954) - Moti filtranti a superficie libera in presenza della capillarità; *En. El.*, 12.

Un modello del terreno di fondazione intermedio fra quello di Winkler e quello di Boussinesq.

L. N. REPNIKOV - *Osnovaniya Fundamenti i Mekanika Gruntov*. Dicembre 1967.

Come è noto il calcolo delle fondazioni su appoggio elastico si basa sull'adozione di una delle seguenti teorie:

- 1) Semispazio elastico (BOUSSINESQ)
- 2) Modello di WINKLER
- 3) Modello di SINICYN
- 4) Modello di PASTERNAK.

Tra queste le prime due sono quelle più note, e hanno trovato la maggiore applicazione nella pratica; tuttavia ambedue, se confrontate con il comportamento di un terreno reale, contengono delle incongruenze che rendono a volte difficile un razionale dimensionamento delle fondazioni.

Tra le maggiori insufficienze delle teorie succitate si ricorda:

- 1) *Teoria del semispazio elastico:*
 - a) proporzionalità tra il cedimento e l'estensione dell'area caricata;
 - b) indipendenza del modulo di deformabilità del terreno dallo stato e dall'entità delle sollecitazioni;
- 2) *Suolo di WINKLER:*
 - a) indipendenza del cedimento dall'estensione dell'area caricata;
 - b) assenza di deformazioni al di fuori dell'area sulla quale insistono i carichi.

In queste condizioni appare interessante il tentativo di REPNIKOV che propone l'adozione di un modello che uni-

sce le caratteristiche del semispazio elastico con quelle del suolo di WINKLER (fig. 1).

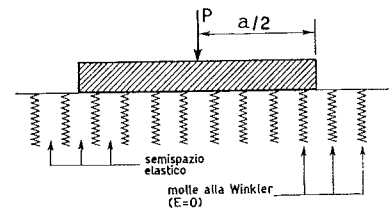


Fig. 1

Si tratta di un semispazio elastico « armato » internamente con un certo numero di molle di determinata rigidità (fig. 1).

Questo modello del terreno viene caratterizzato dai seguenti parametri:

- E_0 = modulo di deformabilità (kg/cm²)
- γ = coefficiente di Poisson (adimens.)
- K = coefficiente di reazione del terreno (kg/cm³)

Supponendo che la superficie di tale terreno sia soggetta al carico P trasmesso attraverso una piastra quadrata di lato a, ed indicando con λP la parte del carico supportato dalle molle, si ottiene:

$$W_E = 0,88 \frac{1 - \gamma^2}{E_0} \cdot \frac{(1 - \lambda) P}{a} \quad (1)$$

$$W_K = \frac{\lambda \cdot P}{K a^2} \quad (2)$$

essendo:

- W_E = deformazione del semispazio elastico,
- W_K = cedimento delle molle dovendo essere $W_E = W_K$ si ottiene

$$\lambda = \frac{1}{1 + \frac{E_0}{K(1 - \gamma^2) 0,88 a}} \quad (3)$$

Dalla formula (3) risulta:

se $K \rightarrow 0$ allora $\lambda \rightarrow 0$ (semispazio elastico)

se $E_0 \rightarrow 0$ allora $\lambda \rightarrow 1$ (suolo di WINKLER)

Introducendo la 3) nella 1) o 2) si ottiene una espressione che permette di determinare il cedimento di una piastra rigida poggiante su un suolo avente caratteristiche intermedie tra quelle

di Winkler e quelle del semispazio elastico.

$$W = \frac{a p}{E_0 \frac{1}{(1 - \eta^2) 0,88} + a K} \quad (4)$$

essendo:

$$p = \frac{P}{a^2}$$

Nella figura 2 sono riportati i valori del cedimento (W) in funzione delle dimensioni della piastra (a) per diversi rapporti di $\frac{E}{K}$, calcolati a mezzo della (4) per un valore di $p = 2 \text{ kg/cm}^2$.

Dalla figura 2 si possono trarre le seguenti osservazioni:

1) Considerando i due modelli di terreno si ottiene che i cedimenti delle fondazioni con $a \rightarrow \infty$ tendono asintoticamente a p/K .

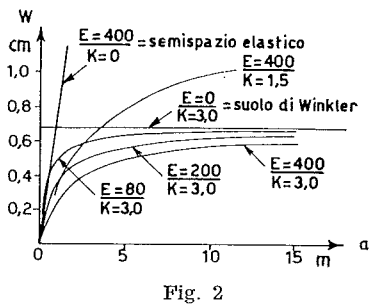


Fig. 2

La velocità con la quale il cedimento W tende a p/K dipende dal rapporto E_0/K .

2) Con la diminuzione di K per $E_0 = \text{costante}$, il cedimento tende a diventare proporzionale alle dimensioni della piastra e per $K = 0$ si ottiene una retta la cui inclinazione rispetto all'asse della a diventa

$$\left(\frac{dW}{da} \right)_{a \rightarrow 0} = \frac{1 - \eta^2 \cdot 0,88}{E_0}$$

3) La relazione lineare tra W e a per $0,5 \leq a \leq 3 \text{ m}$, come osservato da POLSHIN (1939), si nota solo per elevati rapporti di E_0/K .

4) Va notata la particolare somiglianza delle curve $W(a)$ ricavate dalla (4) con quelle ottenute sperimentalmente da KÖGLER.

La determinazione sperimentale simultanea dei valori di K e di E_0 può avvenire in base alle prove di carico

eseguite su due piastre di diverse dimensioni.

A tale scopo risulta conveniente trasformare la (4) in

$$W = \frac{a p}{\alpha + \beta \cdot a} \quad (4a)$$

dove:

$$\alpha = \frac{E_0}{(1 - \eta^2) 0,88}; \quad \beta = K$$

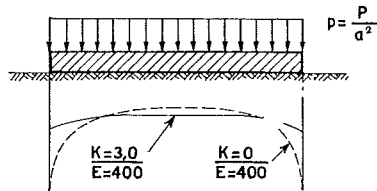


Fig. 3

Nella figura 3 è riportata la curva di reazioni del terreno sotto una piastra rigida per $K = 3$; $E_0 = 400$ (modello misto) e per $K = 0$; $E = 400$ (suolo elastico).

(Michele Jamiolkowski)

Prove in vera grandezza su pali e gruppi di pali infissi in argilla.

Y. KOZUMI, K. ITO - *Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations*. Soil and Found., Vol. VII, n. 3, 1967.

La previsione del comportamento di un singolo palo o di una palificata sotto l'azione dei carichi costituisce uno dei problemi classici della Geotecnica, ed è stato affrontato da un gran numero di studiosi e di tecnici in ogni parte del mondo; tuttavia molti sono gli aspetti non ancora completamente

chiariti, e probabilmente ulteriori progressi sull'argomento non potranno venire che da una sistematica sperimentazione in sito.

Un'indagine di questo genere, veramente rimarchevole per completezza ed approfondimento, è stata recentemente portata a termine in Giappone. Nel corso di tale indagine sono stati realizzati, in un banco di argilla soffice molto omogenea nelle vicinanze di Tokyo, un palo isolato, una fondazione superficiale ed una fondazione su un gruppo di 9 pali. La fondazione superficiale (fig. 1) aveva dimensioni in pianta di 1 m^2 , mentre i pali — costituiti da tubo metallico — avevano lunghezza di $5,50 \text{ m}$, diametro di $0,3 \text{ m}$ ed erano disposti in gruppo ad interasse di $0,9 \text{ m}$. Il palo singolo ed alcuni dei pali del gruppo erano attrezzati con estensimetri e celle per la misura di pressioni, disposte a varie quote; era in tal modo possibile rilevare lo sforzo normale agente sul palo alle varie quote e le pressioni neutre e totali agenti sulla superficie esterna del palo. Erano inoltre predisposte misure dei cedimenti delle fondazioni e del terreno in superficie ed a varie profondità, nonché misure degli spostamenti orizzontali del terreno lungo alcune verticali a mezzo di inclinometri da introdurre entro tubi di plastica flessibili preventivamente infissi nel terreno.

Il programma di prove, che venne svolto negli anni 1961 e 1962, comprendeva prove di vibrazione e prove di carico in direzione orizzontale e verticale. L'articolo che qui si recensisce riguarda solo una parte dell'indagine, e più precisamente l'effetto della infissione dei pali nell'argilla ed i risultati delle prove di carico verticali.

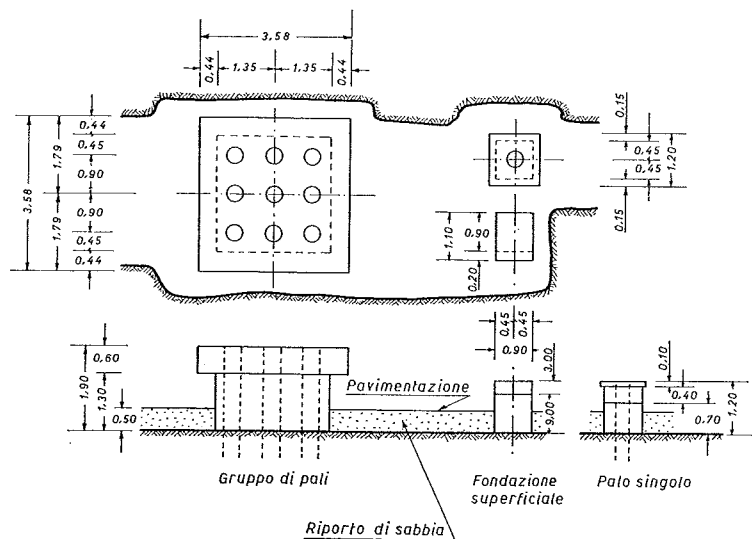


Fig. 1. - Schema delle fondazioni su cui è stata svolta l'indagine.