

Cedimenti istantanei di strutture fondate su terreni argillosi.

D. J. D'APPOLONIA, H. G. POULOS, C. C. LADD: *Initial settlement of structures on clay*. Journal. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 97, SM 10, October 1971.

I cedimenti di un'opera di fondazione su terreni argillosi si verificano in parte all'applicazione dei carichi ed in parte gradualmente al trascorrere del tempo. In particolari condizioni di terreno, di geometria del carico e di spessore dello strato deformabile il cedimento che si verifica alla applicazione dei carichi (cedimento istantaneo o non drenato) può risultare un'aliquota considerevole del cedimento finale.

Una corretta analisi di tale cedimento rappresenta quindi il primo passo dello studio dell'andamento dei cedimenti nel tempo. La valutazione numerica del cedimento immediato richiede:

a) la conoscenza delle relazioni tensioni deformazioni, e dei parametri di deformabilità in condizioni non drenate del terreno interessato dai carichi;

b) un'analisi teorica che leghi i cedimenti ai carichi, alla geometria, ed al materiale costituente il sottosuolo.

Com'è noto, per valori dei carichi molto inferiori al carico di rottura si può ammettere una relazione di proporzionalità tra i carichi stessi ed i cedimenti.

All'aumentare dei carichi il cedimento cresce in maniera più che lineare tendendo ad un valore infinito per un carico pari a quello di rottura.

La forma della curva cedimenti-carichi è funzione della relazione tensioni-deformazioni del materiale; se si ipotizza un comportamento del terreno di tipo elastico-perfettamente plastico, la curva assume un aspetto simile a quello di figura 1.

Per carichi minori o uguali al valore q_y che individua il primo formarsi di zone plastiche contenute, la curva presenta un tratto rettilineo (campo elastico).

Per un carico $q = q_u$ la zona plastica raggiunge la superficie del terreno determinando la rottura del com-

plesso terreno-opera di fondazione.

Per valori del carico $q \leq q_y$ il cedimento w_o è calcolabile con le formule della teoria dell'elasticità, che possono

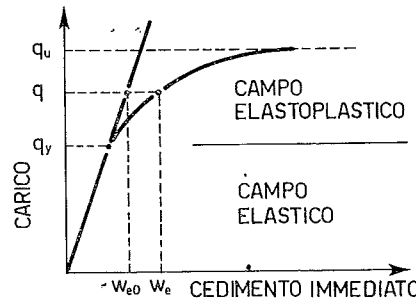


Fig. 1

essere ricondotte all'espressione generale:

$$w_o = \frac{q b I}{E_o}$$

in cui q è il carico applicato per unità di superficie; b una dimensione in pianta dell'opera; I un coefficiente adimensionale funzione della geometria del problema; E_o il modulo di elasticità non drenato.

Per valori del carico maggiori di q_y , non valendo più l'ipotesi di elasticità, bisogna far ricorso a metodi di calcolo più sofisticati quale quello degli elementi finiti. Si dimostra però che il cedimento w_o , anche in questa seconda fase, risulta inversamente proporzionale al modulo E_o .

Onde evitare il ricorso al metodo degli elementi finiti per ciascun singolo problema, gli Autori hanno condotto uno studio di tipo parametrico su di un caso semplice elaborando diagrammi mediante i quali è possibile effettuare un calcolo « manuale » del cedimento di fondazioni superficiali per qualsiasi valore del carico, anche prossimo a quello di rottura non drenata.

A tal proposito ci giunge di un certo sollievo sentir definire anche dagli statunitensi « *time consuming and expensive* » tale metodo che in Italia viene applicato con una certa parsimonia.

Il caso preso in esame, di cui si riporta lo schema in fig. 2, è quello di una striscia di carico indefinita poggiante su uno strato deformabile di spessore finito. Il materiale è ipotizzato omogeneo ed isotropo, elastico-

perfettamente plastico.

Il ramo elasto-plastico della curva di fig. 1 è stato ottenuto per punti applicando il programma PLASAD del M.I.T. che studia problemi di deformazione piana in regime elastico-perfettamente plastico e supponendo valido il criterio di Tresca.

Le grandezze adimensionali che rappresentano le variabili indipendenti del problema sono:

q/q_u rapporto tra il carico q e quello di rottura

h/b rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la larghezza della striscia di carico;

$f = \frac{\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}}{2c_u}$ coefficiente che in-

dividua lo stato tensionale effettivo in sito per rispetto alla resistenza a taglio non drenata c_u , σ'_{vo} e σ'_{ho} sono rispettivamente le tensioni effettive verticale ed orizzontale in sito.

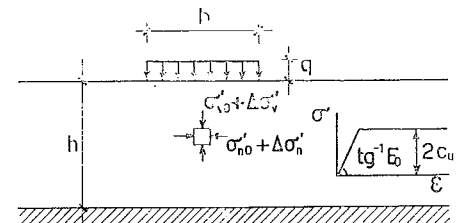


Fig. 2

Il carico di prima plasticizzazione ed il cedimento in asse alla fondazione vengono dati in forma adimensionale, il primo con riferimento al valore a rottura q_u ed il secondo come rapporto fra il cedimento calcolato con la teoria elastica w_{e0} e quello effettivo w_o .

In fig. 3 e 4 sono riportati due diagrammi tipici dello studio in esame.

Una utilizzazione dei risultati del metodo presuppone quindi la conoscenza di q_u , di w_{e0} (ossia di E_o) e di f .

Per quanto riguarda la valutazione di E_o gli Autori consigliano di calcolarlo come modulo tangente iniziale o come modulo secante al 30 o al 50% della rottura. A tal proposito è da notare che questi valori sono sensibilmente diversi tra loro; ad es. nell'ipotesi di un andamento della curva

$(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon$ di tipo iperbolico i tre moduli sono nel rapporto 1:0,7 : 0,5.

Gli stessi AA. sottolineano ancora una volta le incertezze nella valuta-

zioni pari a $1000 \div 1500$ per argille inorganiche di media ed alta sensibilità con indice di plasticità $IP < 30\%$; il rapporto diminuisce sensibilmente al-

vane test in sito.

I dati precedentemente riportati ed i risultati dello studio parametrico offrono il destro per alcune considerazioni. La maggior parte delle fondazioni superficiali sono proporzionate per un coefficiente di sicurezza η dell'ordine di 3.

Dalle figg. 3 e 5 si deduce che con tale valore di η si ricade nel campo elasto-plastico — zona di interesse del metodo — solo per terreni molto soffici ossia argille con un rapporto di preconsolidazione da $1,5 \div 1$. Fondazioni superficiali su tale tipo di terreno sono per lo meno non usuali.

Nel campo delle argille preconsolidate, sulle quali nella maggior parte dei casi si adottano le fondazioni superficiali, ci si può limitare a svolgere i calcoli nell'ipotesi di elasticità lineare. D'altro canto l'entità della correzione, per fondazioni su terreni soffici e con coefficiente di sicurezza pari a 3, è compresa fra il 20% ed il 30% (fig. 4). Tale valore appare ben poca cosa rispetto alle incertezze nella valutazione del modulo non drenato.

Queste osservazioni, insieme alla estrema schematicità del caso studiato, limitano la rilevanza del metodo ai fini pratici. Tuttavia a giudizio dello scrivente le indicazioni circa la deformabilità non drenata delle argille ed i commenti di carattere generale svolti dagli AA. sono di indubbio interesse.

(Aldo Evangelista)

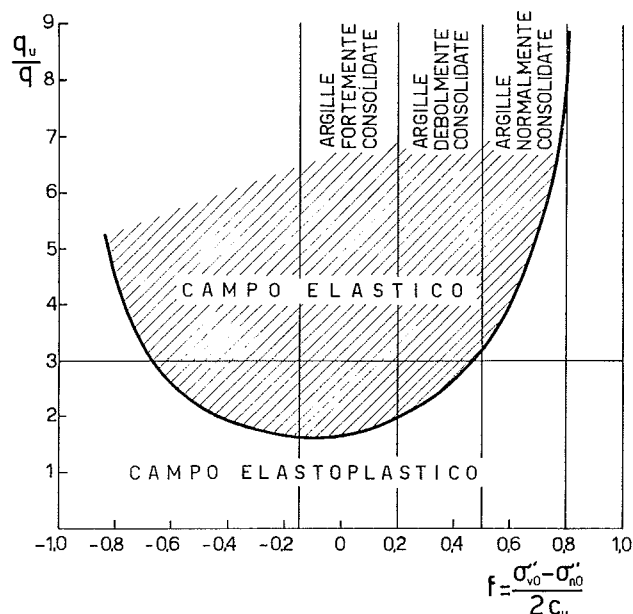


Fig. 3

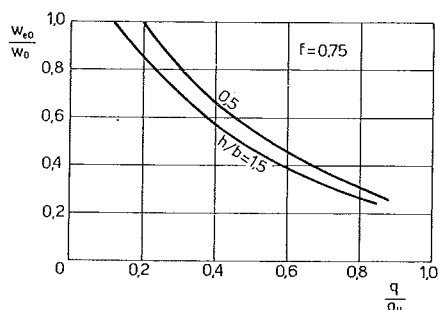


Fig. 4

zione di E_0 ricordando che per una stessa argilla preparata in laboratorio, il modulo non drenato calcolato come modulo secante al 50% della rottura sia fortemente influenzato dal tipo di prova. In particolare la prova di compressione a dilatazione trasversale libera porta a sottovalutare il modulo rispetto alle prove triassiali consolidate ed alle prove di taglio semplice. Inoltre, per le prove consolidate, il modulo E_0 risente sensibilmente del tempo di consolidazione.

In relazione a tali incertezze viene proposta una relazione empirica fra il modulo E_0 e la resistenza a taglio non drenata c_u . Tale relazione è basata sull'analisi dei cedimenti di rilevati o di prove di carico; in ogni caso era assicurato un notevole margine di sicurezza in modo che il carico risultasse inferiore a quello di prima plasticizzazione. Il rapporto E_0/c_u risulta

l'aumentare della plasticità. Argille organiche di egual plasticità presentano un minor valore del rapporto E_0/c_u .

I valori proposti risultano considerevolmente più alti di quelli suggeriti da SKEMPTON (1951) e BJERRUM (1964).

Per quanto riguarda i valori del coefficiente f si fa notare come le variazioni in funzione del tipo di argilla siano modeste (fig. 5) tanto da poter

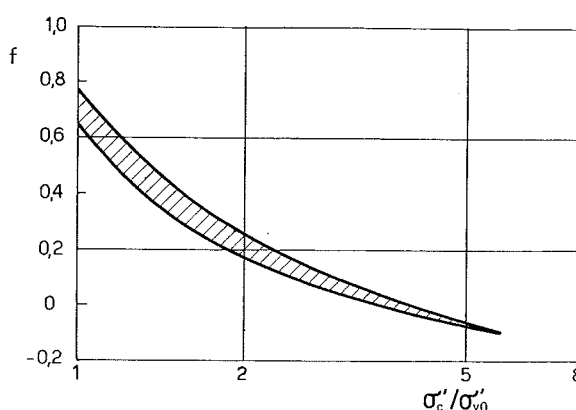


Fig. 5

individuare una fascia di variabilità della f in funzione del solo rapporto di preconsolidazione.

Per la determinazione del carico limite q_u viene semplicemente consigliato di avvalersi di prove di taglio semplice consolidate qualora i valori della c_u dedotti da prove triassiali non drenate siano in contrasto con quelli del

BIBLIOGRAFIA

- BJERRUM L. (1964): *Relasjon mellom malte og beregnede setninger au bygguerk pa leire og sand*, NFG-Joredraget Oslo.
- SKEMPTON A. W. (1951): *Bearing Capacity of clays*, Building Research Congress, England.