

dell'Istituto di Architettura ed Urbanistica.

(Urbano Cardarelli)

Il progetto dei pali trivellati di grande diametro in argille dure ed il loro comportamento.

J. B. BURLAND, F. G. BUTLER, P. DUNICAN - *The behaviour and design of large diameter bored piles in stiff clay*. Proceedings of the symposium on Large Bored Piles - Institution of Civil Engineers - London 1966.

Per la verifica a rottura delle fondazioni in terreni argillosi si fa generalmente riferimento alla resistenza al taglio in condizioni non drenate, o in termini di tensioni totali, la quale è fortemente influenzata dalla presenza di piani di discontinuità o, più in generale, dalle macro-strutture dell'argilla.

Argille fortemente sovraconsolidate, come quella di Londra, di cui si occupano gli AA. della memoria, sono spesso intensamente fessurate.

A ciò si deve attribuire la forte dispersione dei valori della resistenza ottenuti da prove triassiali su provini di piccolo diametro: questi possono essere privi di piani di discontinuità o possono celare fratture non visibili ad occhio nudo. È un fatto riscontrato da più ricercatori che le resistenze di campioni di grande diametro, contenenti certamente qualche frattura, sono inferiori a quelle determinate su piccoli campioni.

Riesaminando le numerose esperienze compiute negli anni passati sulla argilla di Londra da diversi ricercatori gli Autori sono giunti, a questo riguardo, alle seguenti conclusioni:

a) quando i valori della coesione (non drenata) determinati in laboratorio su piccoli campioni sono poco dispersi, da prove di carico su piastra in sito, a pari profondità, si ricavano valori della coesione in buon accordo con i primi.

b) quando i valori della coesione determinati in laboratorio sono molto dispersi, quelli ottenuti dalle prove in sito sono inferiori alla media dei primi e aumentando il diametro della piastra tendono verso il limite inferiore dei valori ottenuti in laboratorio.

c) La media dei valori della coesione ottenuti in laboratorio non dà una indicazione attendibile della resistenza di grandi volumi di argille fessurate. In mancanza di dati più atten-

dibili (prove in sito con piastre di grande diametro) la resistenza dell'argilla è più realisticamente rappresentata dal limite inferiore dei risultati di laboratorio.

Ciò premesso gli Autori hanno riesaminato le formule più comunemente usate per la verifica dei pali, separando, come di consueto, termini relativi alla base e al fusto del palo.

Per la resistenza alla base una espressione empirica approssimata impiegata comunemente è

$$Q_{bu} = A_b N_c c_u$$

dove A_b è l'area della base e N_c un fattore adimensionale funzione della forma della base e del rapporto tra le sue dimensioni e la profondità.

Per sezione circolare e profondità maggior di 5 volte il diametro, a N_c si deve attribuire un valore costante circa pari a 9.

Per quanto concerne i cedimenti immediati gli AA. hanno constatato per numerosi casi osservati, la validità di una relazione empirica del tipo

$$W_i/B = K (q/q_{ult})$$

dove W_i è il cedimento immediato, B il diametro della base, q il carico applicato e q_{ult} quello di rottura, e K è un fattore adimensionale, approssimativamente costante per

$$q/q_{ult} < 1/3$$

Il valore di K stimato da prove diverse su pali e su piastre, sembra essere compreso, per l'argilla di Londra, fra 0,01 e 0,02 con una discretta uniformità di risultati.

Nell'ipotesi di comportamento elastico del terreno e assumendo per il modulo E quello ricavato da prove triassiali non drenate su provini di piccolo diametro, si ottengono per K valori molto più elevati.

La resistenza per attrito laterale si pone generalmente proporzionale al prodotto della coesione del terreno per la superficie laterale del palo, attraverso un coefficiente α .

Nell'argilla di Londra e per pali di grande diametro, si è constatato che α è sensibilmente inferiore all'unità. Le cause di questa riduzione sono probabilmente da attribuire all'aumento di contenuto in acqua e al rilassamento delle tensioni del terreno che circonda il foro, e alla scarsa aderenza argilla-calcestruzzo.

Pertanto α sembra dipendere forte-

mente dalle modalità di costruzioni del palo.

Gli Autori ritengono che il suo valore sia generalmente compreso fra 0,3 e 0,7.

Essi poi avanzano l'ipotesi che gli scorrimenti relativi palo-terreno interessino uno strato molto sottile del terreno adiacente al fusto del palo e che la massima resistenza per attrito laterale venga raggiunta per scorrimenti relativi non superiori a 5-6 mm.

L'esame di un gran numero di prove di carico su pali di diametro fino a 90 cm sembra confermare questa ipotesi.

Pertanto la massima resistenza per attrito laterale verrebbe raggiunta per cedimenti di molto inferiori a quelli corrispondenti alla massima resistenza alla base.

Questo fatto ha conseguenze molto importanti nei problemi concernenti terreni fortemente preconsolidati, nei quali le curve sforzi-deformazioni presentano un massimo in corrispondenza di deformazioni abbastanza piccole, per cadere poi a valori molto inferiori per grandi deformazioni.

D'altra parte, il disturbo del terreno adiacente al palo prodotto dallo scavo, comporta una diminuzione della resistenza massima, mentre ha scarsa influenza su quella finale.

Pertanto gli Autori suggeriscono, in mancanza di altri elementi o di determinazioni sperimentali direttamente eseguite sui pali, di tener conto, nel calcolo della resistenza per attrito laterale, del valore della resistenza al taglio a forti deformazioni o di assumere un coefficiente $\alpha = 0,3$.

Benché dall'osservazione di numerosi dati sperimentali sembra potersi dedurre che l'allargamento della base non ha apprezzabile influenza sulla resistenza per attrito laterale del palo, un criterio prudenziale di progetto suggerisce di adottare per i pali a base allargata coefficienti α più bassi che nei pali cilindrici.

Per quanto concerne i fattori di sicurezza, tenuto conto delle precedenti considerazioni e della comune pratica costruttiva, si suggerisce di assumere valori non inferiori a 3 per la resistenza alla base e a 2 per quella per aderenza laterale.

I dati ottenuti dalla applicazione del metodo di calcolo suggerito sono stati confrontati con i risultati di prove di carico di pali eseguiti in diverse località, nell'argilla di Londra. Si è osservato che la resistenza a rottura veniva stimata con buona approssimazione (15%) mentre per i cedimenti imme-

diati si ottenevano valori sensibilmente errati per eccesso.

(Giovanni Calabresi)

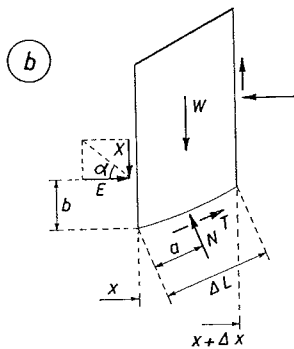
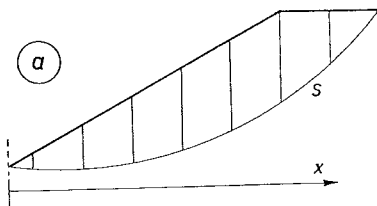
Le nuove prospettive offerte dal calcolo automatico nelle verifiche di stabilità dei pendii.

R. V. WITHMAN e W. A. BAILEY - *Use of computers for slope stability analysis*. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, SM 4, 1967.

Il progresso raggiunto nella tecnica del calcolo automatico apre oggi nuove prospettive per la soluzione di tutti quei problemi, che nel passato non è stato possibile approfondire per la difficoltà di svolgere in tempi ragionevoli i calcoli numerici. Tipico fra questi è il problema della verifica di stabilità dei pendii.

Questo problema viene ancora oggi generalmente affrontato seguendo l'indirizzo indicato da FELLENIUS e successivamente perfezionato da vari autori.

Nell'ipotesi che il problema sia piano, il principio del calcolo è ben noto. Si immagina di dividere come in fig. 1 a il corpo di terreno in esame in parti mediante una sezione qualsiasi S - lungo la quale si giudichi possibile un evento di rottura - ed altri n-1 tagli verticali, di allontanare le parti fra loro e, con esse, le forze esterne che eventualmente le sollecitano. Perché re-



stino immutati lo stato di equilibrio e lo stato di deformazione del corpo dovranno farsi agire sulle superfici dei

tagli quelle stesse forze che le parti allontanate mutuamente si trasmettevano.

Affinchè sia rispettato l'equilibrio, le risultanti incognite degli sforzi applicati sulle 3 n superfici dei tagli e quelle note delle forze di massa o delle forze esterne dovranno soddisfare le 3 n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale, nonché alla rotazione delle n parti considerate.

Per rispettare lo stato di deformazione del corpo dovrebbero poi imporsi alle forze in gioco altre condizioni, che tengano conto delle caratteristiche di deformabilità del terreno [cfr. ad es. BENDEL, 1962]. Come è noto, però, tali condizioni non vengono contemplate nel metodo in esame, che, quindi, proprio in questo aspetto presenta le sue limitazioni.

È facile, perciò, rendersi conto che le sole equazioni dell'equilibrio non sono sufficienti per risolvere il problema e che questo presenta un alto grado di indeterminazione.

Con riferimento alla fig 1 b infatti, le forze agenti su ciascuna delle n-1 facce verticali possono caratterizzarsi con i 2 (n - 1) valori delle componenti normali E e tangenziali X, nonché con gli n - 1 valori dei bracci b.

Analogamente, sulle facce della superficie S comprese fra due tagli verticali successivi agiranno le 2 n componenti normali N e tangenziali T; le N sono caratterizzate dagli n bracci a.

In totale si dispone di 3 n equazioni di equilibrio in 6 n - 3 incognite.

Per risolvere il problema è necessario, quindi, introdurre qualche altra ipotesi.

Si suppone così, innanzitutto, che lungo la superficie S le forze N e T siano in ogni punto legate dalla relazione:

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta L + (N - u \Delta L) \operatorname{tg} \varphi'] \quad (1)$$

dove c', φ' sono i parametri di resistenza al taglio in termini di pressioni effettive e la u è la pressione neutra, che si verificherebbe qualora le forze T raggiungessero il valore limite corrispondente a $F = 1$. Con la (1) si ammette cioè che la T sia proporzionale alla resistenza tangenziale limite secondo un coefficiente $1/F$ costante lun-

go tutta la superficie S e che si assume tra le incognite del problema.

Quanto alla pressione neutra u essa si suppone nota o esprimibile a sua volta in funzione della N.

In luogo delle n incognite T resta così la sola F: il numero totale delle incognite del problema si riduce a 5 n - 2.

Il grado di indeterminazione può ancora ridursi facendo crescere il numero n dei tagli in modo tale da rendere trascurabile il braccio a delle forze N: le incognite sono allora 4 n - 2.

Nonostante queste semplificazioni, il problema resta indeterminato; per risolverlo può procedersi esplorando, per ogni assegnata superficie di rottura S, tutta una gamma di possibili soluzioni giudicare poi di volta in volta della loro attendibilità in dipendenza delle condizioni del problema e delle effettive caratteristiche dei terreni.

Gli AA. della memoria che si recensisce sottolineano la funzione determinante che assume in questo tipo di problema il calcolo automatico. Esso consente la rapida ricerca di quelle soluzioni, che dal punto di vista statico sono tutte egualmente possibili, ma che a posteriori il tecnico potrebbe giudicare in parte non accettabili in base a quelle considerazioni, delle quali non è stato possibile tener conto direttamente nell'impostazione teorica.

In particolare, seguendo un criterio già noto [MORGENSTERN e PRICE, 1966] gli AA. propongono di considerare il rapporto

$$\operatorname{tg} \alpha(x) = \frac{X(x)}{E(x)} = \lambda f(x) \quad (2)$$

dove λ è una costante e $f(x)$ una generica funzione dell'ascissa x. Assunta una $f(x)$ di tentativo, si fissano con la posizione (2) le intensità di n - 1 forze introducendo la nuova incognita λ . Complessivamente le incognite si riducono perciò a 3n, il che rende il problema determinato. È possibile così risolvere il sistema delle 3n equazioni nelle 3n residue incognite.

Gli AA. ammettono implicitamente che il sistema non sia « mal condizionato »⁽¹⁾. Ottenuto, quindi, il vettore soluzione, essi forniscono alcuni criteri per giudicare se questo sia o meno attendibile. Può accadere, ad esempio, che le intensità delle forze X, così calcolate, superino il valore della resistenza al taglio del materiale lungo le superfici verticali di taglio o che i bracci b delle forze E risultino mediamente

(1) Si dicono sistemi « mal condizionati » quei sistemi per i quali una grande variazione del vettore soluzione produce piccole variazioni nel vettore residui.