

Determinazione della resistenza alla punta dei pali in terreni incoerenti mediante prove penetrometriche statiche.

G. V. BERZANTZEV - *Opredielienije priedelnovo sprotivlenija pesczanych gruntov pod koncom svai s pomosciu staticeskoj pienetraczi*. Osnovanija, Fundamenti i Mechanika Grntov - 4, 1966.

L'A. analizza i fenomeni di rottura che avvengono nel terreno per effetto della penetrazione di una punta conica. Dopo aver rilevato che tali fenomeni sono analoghi a quelli che si verificano nel caso di un palo sottoposto a carico statico, l'A. conclude che quando la penetrazione della punta conica avviene a profondità superiori a 2,5 volte il suo diametro, la superficie di rottura non raggiunge la superficie libera del terreno e pertanto il materiale rifluente al disotto della punta stessa penetra nel terreno circostante aumentandone la densità. In questo modo al disopra della punta conica si forma una zona cilindrica di terreno più compatto che, nel caso delle sabbie, ha un diametro dell'ordine di $2,5 \div 3,5 \cdot d$, se d è il diametro della punta.

In tali condizioni la pressione verticale agente alla quota della punta conica risulta inferiore alla pressione verticale effettiva derivante dal peso del terreno sovrastante. La riduzione di pressione può esser valutata tenendo conto del peso del terreno contenuto nel cilindro di materiale addensato e dell'attrito sulla superficie di contatto fra detto cilindro e le zone di terreno indisturbato.

Risolviendo il problema dell'equilibrio limite in condizioni di simmetria assiale [BERZANTZEV et al., 1961] si perviene alla seguente espressione della pressione unitaria e_z sulla superficie cilindrica che delimita la zona di terreno addensato dal passaggio della punta conica:

$$(1) \quad e_z = \frac{\operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)}{\lambda - 1} \left\{ 1 + \left[1 + \frac{z}{r_0} \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2) \right]^{1-\lambda} \right\} \gamma r_0$$

essendo

- r_0 il raggio del cilindro di terreno addensato
- z la profondità
- φ l'angolo d'attrito
- γ il peso dell'unità di volume del terreno

$$\lambda = 2 \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} (90^\circ + \varphi/2)$$

Indicando con K il rapporto fra la pressione e_z e quella verticale, e supponendo $K_a \leq K \leq K_o$, dove $K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$, $K_o = 1/(m - 1)$, $m =$ coefficiente di Poisson, si ricava:

$$(2) \quad e_z = \frac{K \sqrt{K}}{1 - 2K} \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{r_0}{z} \sqrt{K} \right)^{\frac{2K-1}{K}} \right] \gamma r_0$$

Il valore di r_0 per un cono avente angolo al vertice di 60° può essere ottenuto dall'espressione:

$$(3) \quad r_0 = \frac{d}{2} \left\{ 1 + e^{5/12 \pi \operatorname{tg} \varphi/2} \cdot \sqrt{2 [1 + \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2)]} \right\} = K d$$

Per ottenere il valore totale E_1 della spinta agente sulla superficie cilindrica di altezza z_1 è necessario calcolare l'area del diagramma delle pressioni e_z ricavato dalla (2) e moltiplicarla per $2\pi r_0$; si ottiene:

$$(4) \quad E_1 = [E_1 - 1 + (e'_{z_1-1} + e'_{z_1}) \cdot (n_1 - n_{1-1}) \pi K] \gamma d^2$$

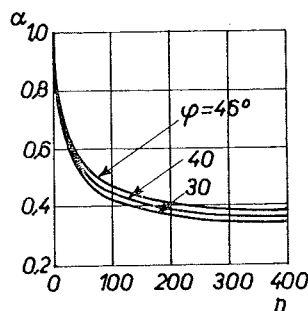


Fig. 1.

essendo

- E_1 il valore della spinta fino alla profondità z_1
- e'_{z_1} il moltiplicatore del termine γr_0 nella espressione (2)
- $n_1 = z_1/d$

Una volta noto il valore di E_1 , la pressione verticale agente alla quota della punta conica è pari al peso del terreno contenuto nella zona addensata, diminuito del valore $E_1 \operatorname{tg} \varphi$ e diviso per la superficie della corona circolare avente $r_o = r_0$ ed $r_i = 2d/2$.

In fig. 1 sono riportati i valori di $\alpha = f(\varphi, n)$, essendo $\alpha = q/\gamma h = q/\gamma n d$ q la pressione verticale ridotta alla profondità z .

TABELLA 1

φ°	B_v
26	19,7
30	43,2
34	80,0
38	154
40	220
42	320
44	455
46	688

Una volta determinata la pressione q_1 la resistenza alla punta del penetrometro statico σ_v può essere ricavato dalla relazione:

$$(5) \quad \sigma_v = B_v q$$

nella quale $B_v = f(\varphi)$ assume, per un cono avente angolo al vertice di 60° , i valori riportati nella tabella 1

Introducendo nella (5) $q = \alpha n \gamma d$ si ottiene:

$$(6) \quad \sigma_v = A_v \gamma d$$

ove $A_v = \alpha B_v n$; in figura 2 è riportata la funzione $A_v = f(n, \varphi)$.

Un esempio di calcolo varrà a chiarire il procedimento.

TABELLA 2

diametro del palo in cm (d)	lunghezza del palo in m (h)	h/d	resistenza misurata alla base del palo (kg/cm ²)	h/d _v (*)	resistenza alla punta del penetrometro statico σ _v (kg/cm ²)	A _v per il penetrometro	Angolo φ dalla figura 2	α dalla figura 1	α · γ · h (kg/cm ²)	Angolo φ	Angolo φ corretto	A _v per il palo	resistenza alla base del palo dalla formula (6) (kg/cm ²)	resistenza misurata / resistenza calcolata · 100 %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
56	13,1	23,5	44,0	368	36,0	5950	30,5	0,361	0,80	30	28	400	38,1	115
56	13,2	23,7	54,0	371	41,0	6760	31,5	0,365	0,84	31	29	530	50,4	107
56	12,0	21,5	48,0	336	53,0	8740	32,5	0,368	0,75	31,5	29,5	500	47,5	101
56	12,6	22,5	56,0	353	37,0	6110	31	0,360	0,77	30	28	400	38,1	147
56	12,1	21,6	40,0	338	46,0	7600	32	0,370	0,76	31	29	530	50,4	79
56	12,6	22,5	57,2	353	49,0	8090	32	0,370	0,79	31,5	29,5	500	47,5	120
56	13,1	23,5	49,0	368	44,0	7260	31,5	0,363	0,81	31	29	530	50,4	97
41	5,8	14,0	85,0	163	170,0	28100	43	0,424	0,42	40	38	1580	110,0	77
33	6,3	19,1	127,0	176	170,0	28100	43	0,418	0,45	40,5	38,5	2200	123,0	103
33	6,2	18,8	133,0	174	180,0	29700	43,5	0,420	0,44	41	39	2400	134,6	99

(*) d_v = diametro della punta conica 3,56 cm

Si consideri un palo battuto di diametro D = 45,7 cm, infisso per 2,8 m in uno strato di sabbia fina limosa ove la resistenza alla punta σ_v misurata

con il penetrometro statico (d = 3,6 cm) si aggira sui 50 ÷ 55 kg/cm². La lunghezza del palo L è pari a 11,35 m ed il pelo libero della falda coincide

col piano di campagna. Si assuma infine γ' = 0,9 t/m³. Si ottiene:

$$L/D = 24,8 = n'$$

$$L/d = 315 = n$$

$$A_v = \sigma_v / \gamma d = 6975$$

Dalla figura 2 risulta φ = 31°; assumendo nella verifica il valore ridotto pari a 30° si ottiene per il palo:

$$\alpha_n = 0,60; B_v = 43,2;$$

$$A_v = 0,6 \cdot 43,2 \cdot 24,8 = 644$$

e pertanto la resistenza unitaria alla punta del palo risulta:

$$\sigma_p = A_v \gamma D = 644 \times 0,9 \times 0,457 = 264,9 \text{ t/m}^2$$

Nella tabella 2 sono riportati alcuni risultati sperimentali, e più precisamente le sollecitazioni misurate alla base di pali di prova e le corrispondenti resistenze penetrometriche, assieme ai valori calcolati con il procedimento proposto dall'A. Si noti che, come è stato fatto anche nell'esempio di calcolo, i valori di φ ottenuti dalla resistenza penetrometrica devono esser ridotti secondo l'A. di 1 ÷ 2° quando siano ap-

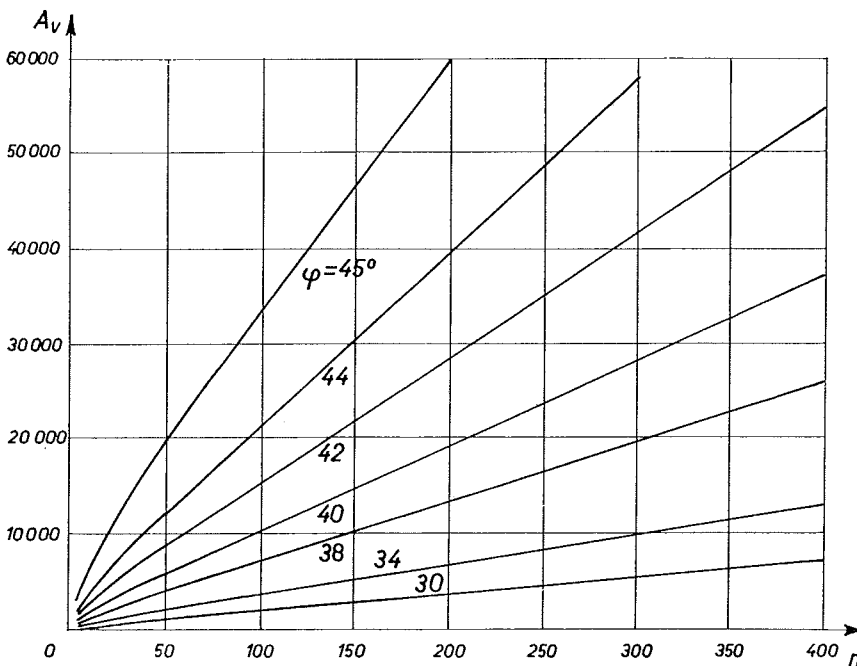


Fig. 2.

plicati al calcolo di una fondazione profonda di dimensioni nettamente maggiori della punta penetrometrica, e questo per tener conto della diversa influenza della tensione principale intermedia.

Il rapporto fra la resistenza misurata alla base del palo e quella calcolata in base alle prove penetrometriche elaborate secondo l'A. varia per i 10 casi esaminati fra 77 e 147 %, con valore medio 105 %.

Chi scrive fa osservare che l'A. non indica quale sia la minima profondità di penetrazione di un palo nello strato portante perchè possa essere trascurata nelle verifiche la resistenza al taglio dei terreni sovrastanti (o sottostanti). Secondo HUIZINGA [1956] e BEGEMANN [1960] sarebbe sufficiente penetrare nello strato resistente per una profondità pari a $3 \div 5 D$, arrestandosi ad almeno $4 \div 6 D$ dal limite inferiore.

Alternativamente si potrà introdurre il valore di φ ricavato con il metodo sopra esposto, e diminuito sempre di $1 \div 2^\circ$, nella nota espressione di BRINCH HANSEN [1961] dove, mediante i coefficienti di profondità d_u , d_c e d_γ si tiene conto del rapporto fra la profondità di penetrazione del palo nello strato resistente ed il diametro del palo stesso.

(Michele Jamiolkowski)

BIBLIOGRAFIA

- BEGEMANN H. K. (1963) - *The use of the static soil penetrometer in Holland* - New Zeland Engineering, n. 2.
 BERZANTZEV G. V., KHRISTOFOROS V., GOLUBKOV V. (1961) - *Load bearing capacity and deformation of piled foundation* - Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris. Vol. II p. II.
 BRINCH HANSEN J. (1961) - *General bearing capacity formulae* - Danish Geotechnical Inst., Bull. n. 11.
 HUIZINGA K. T. (1951) - *Application of results of deep penetration test to foundation piles* - Building Research Congress.

Aumento nel tempo della portata di un palo battuto.

G. F. NOVOZILOV - *Uvelicenije niesuscej sposobnosti svaj vo vremenie*. Osnovaniya, Fundamenti i Mehanika Gruntov 2, 1966.

L'Autore, dall'analisi di dati sperimentali provenienti da 25 cantieri situati in Unione Sovietica, Canada, USA, Svezia, Norvegia, Inghilterra, Iran, Giappone, ricava la seguente formula

che esprime l'aumento nel tempo della portata di un palo battuto:

$$P_{t \infty} = \frac{P_1 - P_2 e^m (t_2 - t_1)}{1 - e^m (t_2 - t_1)}$$

ponendo

$$P_1 = P_0 ; t_1 = 0$$

$$P_{t \infty} = P_0 + \frac{P_2 - P_0}{1 - e^{-m t_2}}$$

essendo: P = portata di un singolo palo infisso in funzione del tempo

m = parametro che esprime la velocità con cui P aumenta in funzione del tempo.

Di conseguenza, il periodo di tempo nel quale avviene gran parte dell'aumento di P, è dato dalla seguente formula:

$$T = \frac{1}{m} \ln \frac{1}{1 - Q_c}$$

dove

$$Q_c = \frac{P_2 - P_0}{P_{\infty} - P_0}$$

In mancanza di misure dirette l'A. consiglia di adottare la seguente relazione empirica per la determinazione del parametro m:

$$m = \frac{2,5}{I_p}$$

essendo: I_p = indice di plasticità, espresso in %.

Dall'analisi dei dati sperimentali appare che il valore di m non dipende dalle caratteristiche geometriche del palo; i dati esaminati si riferivano a pali aventi diametro compreso tra 10 e 50 cm e lunghezze da 8 a 50 m. Va ricordato che nell'Unione Sovietica la portata dei pali battuti viene determinata in base ad una norma statale che obbliga a prendere in esame i rifiuti dei pali dopo alcuni giorni dalla loro infissione, ottenendo in tal modo il valore P_2 .

(Michele Jamiolkowski)

Misure di pressione interstiziale per il controllo della costruzione di un rilevato.

F.A. DE LORY, A.A. GASS, W.W. WONG - *Measured pore pressures used for the control of two-stage construction of an embankment*. - Canadian Geotechnical Journal, Aug. 1965.

La costruzione di un rilevato ferroviario di altezza compresa fra 6 e 14

metri su un terreno di fondazione costituito da limi e argille sabbiosi, stratificati, normalmente consolidati, ha richiesto un approfondito esame delle condizioni di stabilità della fondazione, durante e al termine della costruzione.

Nell'articolo si riferisce sugli studi compiuti in sede di progetto, sulle varie ipotesi adottate nei calcoli e sui controlli eseguiti in sede esecutiva.

Due soluzioni potevano essere adottate per garantire la stabilità della opera:

a) la costruzione di berme per sovraccaricare lateralmente il terreno di fondazione;

b) la costruzione del rilevato in due fasi, senza aggiunta di berme, ma con il continuo controllo delle pressioni interstiziali indotte nel terreno di fondazione.

La seconda soluzione fu quella prescelta, per ridurre le aree occupate e gli oneri dell'esproprio.

Furono perciò valutate, con diverse ipotesi sulla dissipazione delle tensioni interstiziali e sugli angoli di attrito del terreno di fondazione, eterogeneo e stratificato, le condizioni di stabilità del rilevato durante la costruzione, e in particolare durante la seconda fase.

Fu poi disposta una serie di piezometri tipo Casagrande e durante i lavori furono continuamente misurate le pressioni interstiziali indotte.

In tal modo la costruzione del rilevato fu portata a termine senza inconvenienti. Si poté verificare che, nonostante la presenza delle stratificazioni sabbiose, la dissipazione laterale era molto scarsa, e che, in caso di costruzione del rilevato in una sola fase, si sarebbero ad un certo istante raggiunte condizioni di instabilità.

Ciò ha confermato le ipotesi avanzate per spiegare la rovina di un rilevato costruito precedentemente nella stessa zona, senza l'adozione di particolari accorgimenti.

(Giovanni Calabresi)

Prove di compressione in condizioni di deformazione piana su un'argilla satura rimaneggiata.

D.J. HENKEL, N.H. WADE - *Plane strain tests on a saturated remoulded clay*. - Proc. A.S.C.E., SM6, nov. 1966.

Nell'articolo si riferisce su una complessa serie di prove di compressione, eseguite su un'argilla satura, la Weald clay, rimaneggiata e preconsolidata in laboratorio in condizioni di deformazione trasversale impedita.