

# Correlazione tra le caratteristiche geotecniche di alcuni terreni di fondazione e confronto tra i risultati ottenibili con l'applicazione di diversi metodi di calcolo del carico ammissibile

R. BELLOTTI, G. SELLERI \*

**SOMMARIO:** Si riferisce sulle proprietà geotecniche, determinate con prove di laboratorio e di campagna, di alcuni terreni di fondazione.

Suddivisi i terreni in due gruppi (in relazione alle loro caratteristiche di composizione), vengono esaminati con particolare attenzione i parametri della resistenza al taglio ricavati da prove triassiali di tipo non drenato, effettuate su campioni cilindrici isotropicamente consolidati: si forniscono per ciascun gruppo valori tipici della coesione e dell'angolo di attrito e si determinano alcune correlazioni tra tali parametri e le caratteristiche di plasticità dei terreni presi in esame.

Si accenna infine a diversi metodi di calcolo dei valori del carico ammissibile e si riportano, confrontandoli, i risultati ottenuti dalle determinazioni effettuate partendo dai dati delle prove triassiali, dai carichi di rottura dedotti da prove di resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera e dai parametri forniti da prove penetrometriche eseguite con penetrometro a punta conica del tipo consigliato da Terzaghi e Peck.

## 1. Premessa.

Nel programma di nuove costruzioni che l'Ente Nazionale per l'Energia Elettrica (ENEL) a pochi anni dalla sua costituzione ha intrapreso per il potenziamento delle fonti di produzione di energia elettrica, sono comprese le stazioni di trasformazione 380/220 e 380/130 kV necessarie alle grandi reti di trasmissione.

Numerose stazioni, che prevedono l'installazione di trasformatori anche del peso di alcune centinaia di tonnellate, sono ubicate nella valle padana, su terreni sciolti di tipo sabbioso-limoso, quindi in genere a grana piuttosto fina, molto spesso incapaci di sopportare carichi elevati senza l'adozione di particolari strutture di fondazione.

Si è riscontrata pertanto la necessità di sottoporre i terreni di fondazione di tali stazioni a prove di laboratorio e di campagna, allo scopo di determinarne le proprietà geotecniche, con particolare attenzione alle caratteristiche occorrenti per il calcolo della capacità portante.

La presente relazione riferisce sui risultati ottenuti dalle esperienze sinora eseguite; in essa tali risultati sono stati posti a confronto, al fine di ricavarne

vare possibili correlazioni utili per la progettazione delle future costruzioni previste nel programma dell'ENEL.

Per dare maggior ampiezza allo studio si sono affiancate, alle caratteristiche dei terreni di fondazione delle stazioni sinora sottoposti ad indagine, quelle di altri due terreni del Nord Italia che, sebbene analizzati per diverso scopo, ben si prestavano a rendere più completa l'indagine stessa.

## 2. Ubicazione dei campionamenti.

L'ubicazione dei terreni sui quali sono state effettuate le prove geotecniche di laboratorio e di campagna è riportata nella fig. 1.

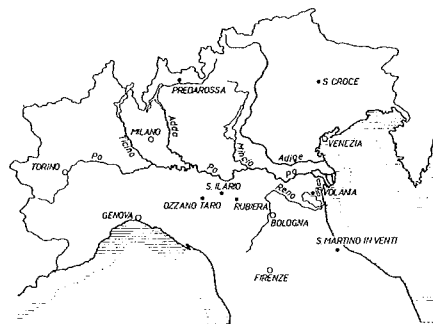


Fig. 1. - Ubicazione dei terreni

Le zone segnate in figura in sponda destra del fiume Po, in quella parte di pianura Padana corrispondente cioè alle regioni dell'Emilia e della Romagna, indicano l'ubicazione dei terreni di fonda-

\* Dott. Ing. Roberto BELLOTTI, ENEL, Direzione Studi e Ricerche. Ricerche Idrotecniche e Strutturali. Laboratorio Analisi dei Materiali.

Dott. Ing. Giancarlo SELLERI, ENEL, Direzione Costruzioni Idrauliche ed Elettriche. Centro Nazionale Studi e Progetti.

zione, di origine sedimentaria, delle cinque stazioni di trasformazione prese in esame. Gli altri due terreni di cui si riportano le proprietà geotecniche sono quelli di Predarossa e di S. Croce, situati l'uno in corrispondenza della cerchia alpina, l'altro nel Veneto; si tratta ancora di terreni di origine sedimentaria rispettivamente di natura morenica e alluvionale, costituenti il primo il materasso di copertura di una soglia rocciosa a quota 1950 m circa sul livello del mare ed il secondo la zona d'imposta di un rilevato in terra a quota 350 m circa.

Per i terreni delle stazioni di trasformazione, interessando essenzialmente il calcolo delle fondazioni dei trasformatori, la profondità di prelievo dei campioni è stata limitata a pochi metri sotto la quota del piano di campagna; per gli altri due terreni, analizzati come s'è detto per diverso scopo, l'estrazione dei campioni è stata spinta a profondità maggiori, sino ad un massimo di circa 20 m.

### 3. Proprietà geotecniche.

#### a) Composizioni granulometriche.

Le composizioni granulometriche dei terreni sottoposti ad indagine, determinate eseguendo analisi su campioni prelevati in corrispondenza delle zone segnate in figura 1, sono risultate comprese nelle fasce di curve granulometriche riportate nella figura 2. Dall'osservazione di tali curve si può notare che è possibile classificare i terreni in esame in due gruppi abbastanza nettamente suddivisi.

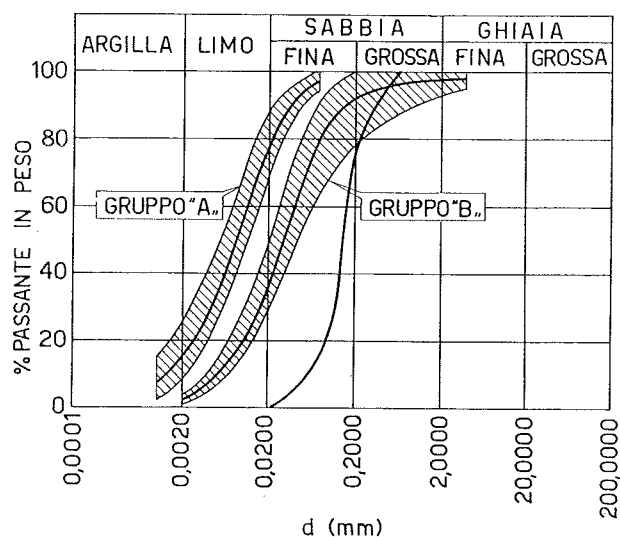


Fig. 2. - Composizioni granulometriche.

— gruppo A: comprende quattro dei dieci prelievi sottoposti ad analisi e risulta prevalentemente costituito da limo sabbioso finemente assortito, con presenza di argilla in percentuale variabile

da un minimo dell'8 % circa (curva limite inferiore), ad un massimo del 25 % circa (curva limite superiore). La curva media si presenta molto continua, cioè con tutte le frazioni comprese tra i diametri 0,001 mm. e 0,080 mm ben rappresentate, ed appare composta dal 15 % di argilla, dal 65 % circa di limo e dal 20 % circa di sabbia fina;

— gruppo B: comprende altri cinque prelievi ed è invece costituito da sabbia limosa, pressoché priva di elementi di dimensione inferiore a 0,002 mm; la curva media è formata dal 45 % circa di sabbia e dal 35 % circa di limo, mentre la dimensione massima degli elementi costituenti questo secondo gruppo risulta non superiore a  $2 \div 4$  mm circa.

Uno solo dei dieci prelievi presi in esame non rientra nei due gruppi sopra descritti: si tratta del terreno di fondazione della stazione di trasformazione di Volania che appare costituito essenzialmente da sabbia fina pressoché monogranulare.

#### b) Proprietà caratteristiche.

Ai due gruppi nei quali i terreni sono stati suddivisi competono ovviamente caratteristiche di plasticità abbastanza diverse: come si può infatti osservare dai dati riportati nella tabella della figura 3, al gruppo A competono valori dell'indice di plasticità compresi tra 12 e 35 (valore medio 22,4) mentre il gruppo B risulta caratterizzato da valori più bassi di tale indice (valore medio 6,5). Sulla carta di plasticità i punti rappresentativi dei terreni del primo gruppo ricadono al di sopra della linea di Casagrande di equazione  $I_p = 0,73 (LL - 20)$ <sup>(1)</sup>, nel campo della media ed alta plasticità, mentre quelli del gruppo B sono rappresentati da punti che stanno tutti al disotto di tale linea.

La presenza quindi nei terreni del gruppo A di percentuali anche modeste di elementi di dimensioni inferiori a 0,002 mm è sufficiente per conferire ad essi doti di plasticità abbastanza accentuate.

Nella tabella di fig. 3 sono riportate altre proprietà caratteristiche dei terreni in esame.

L'umidità naturale risulta compresa tra il 22,3 ed il 39,4 % (valore medio 29 % circa), mentre la porosità e l'indice dei vuoti variano rispettivamente da 0,42 a 0,52 (valore medio 0,46) e da 0,72 a 1,05 (valore medio 0,87); in corrispondenza il grado di saturazione varia da 0,83 a 1,00, con un valore medio per i dieci prelievi sottoposti ad analisi di 0,91.

(1)  $I_p$  = indice di plasticità.  
LL = Limite di liquidità.

Gruppo	Tipo di terreno	Provenienza	Limiti di Atterberg (%)			Umidità Naturale (%)	Pesi vol. natur. (Kg/cm <sup>3</sup> )		Pesi specifici (Kg/dm <sup>3</sup> )	Porosità	Indice dei vuoti	Grado di saturazione
			di liquidità	di plasticità	Indice di plasticità		allo stato secco	allo stato umido				
A)	limo sabbioso con argilla	Ozzano Taro	32,40	20,48	11,92	22,30	1,57	1,92	2,706	0,42	0,72	0,83
		S. Croce	49,00	29,43	19,57	39,40	1,36	1,85	2,713	0,52	1,05	1,00
		S. Ilario	59,38	26,25	33,12	28,80	1,46	1,88	2,757	0,47	0,89	0,90
		S. Martino in Venti	49,80	24,80	25,00	27,80	1,49	1,90	2,747	0,45	0,84	0,92
B)	sabbia limosa	Predarossa	35,00	26,20	8,80	24,00	1,66	2,06	2,885	0,42	0,73	0,94
		S. Croce	32,00	27,33	5,47	31,10	1,36	1,79	2,713	0,49	0,98	0,86
		S. Croce	33,67	28,77	4,90	30,10	1,43	1,86	2,713	0,47	0,89	0,92
		S. Croce	32,20	28,20	4,00	30,70	1,42	1,85	2,713	0,47	0,90	0,92
		Rubiera	35,56	25,92	9,64	27,10	1,48	1,88	2,730	0,46	0,84	0,88
	sabbia fina	Volania	—	—	—	26,70	1,34	1,69	2,747	0,51	1,05	0,70

Fig. 3. - Proprietà geotecniche dei terreni.

Per nove dei dieci prelievi i pesi di volume allo stato secco ed allo stato umido risultano compresi rispettivamente tra  $1,34 + 1,57 \text{ kg/dm}^3$  e  $1,69 + 1,92 \text{ kg/dm}^3$ , con pesi specifici dei granuli dell'ordine di  $2,70 + 2,75 \text{ kg/dm}^3$ . Solo in un caso le grandezze in esame assumono valori nettamente più elevati: si tratta della sabbia limosa di Predarossa, ove gli elementi che la costituiscono provengono in gran parte dal disfacimento di rocce metamorfiche, di tipo serpentino, di elevato peso specifico.

#### c) Caratteristiche di resistenza al taglio.

Le caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni presi in considerazione nella presente indagine sono state determinate effettuando prove triassiali di tipo non drenato, su campioni indisturbati preliminarmente sottoposti a consolidazione isotropa (prove CIU). Si è preferito ricorrere a prove triassiali di tipo drenato (prove CID) solo in un caso: per il terreno di fondazione della stazione di Volania costituito, come già si è visto, da sabbia fina pressoché monogranulare.

Si è operato su campioni cilindrici dell'altezza di 8 cm e del diametro di 3,57 cm (sezione  $10 \text{ cm}^2$ ), impiegando la ben nota apparecchiatura triassiale norvegese.

Durante l'esecuzione delle prove non drenate sono state effettuate misure di variazione della pressione neutra per il calcolo della coesione e dell'angolo di attrito con riferimento alle tensioni efficaci.

I risultati ottenuti dalle prove sono compendati nei dati della tabella di figura 4 e nei due diagrammi di figura 5 che riguardano per i terreni

dei due gruppi A e B, la determinazione dei valori della coesione e dell'angolo di attrito, effettuata tracciando le rette congiungenti i punti aventi come coordinate le ascisse dei centri ed i raggi dei cerchi di Mohr relativi per ciascun valore della pressione idrostatica di consolidazione, all'istante della rottura.

- Gruppo A - terreni costituiti da limo sabbioso con presenza di argilla: si sono ottenuti valori della coesione compresi tra  $0,110$  e  $0,145 \text{ Kg/cm}^2$  e valori dell'angolo di attrito variabili da  $23^\circ 48'$  a  $26^\circ 34'$ . Il valore medio della coesione risulta di  $0,132 \text{ Kg/cm}^2$ , quello dell'angolo di attrito di  $24^\circ 48'$ . Gli scarti percentuali rispetto ai valori medi appaiono abbastanza contenuti: per l'angolo d'attrito, ad esempio, lo scarto massimo è del 7 % circa.
- Gruppo B - terreni costituiti da sabbia limosa, pressoché privi di argilla: i valori della coesione risultano mediamente inferiori a quelli del gruppo precedente ed alquanto più dispersi; si passa infatti da un minimo di  $0,074 \text{ Kg/cm}^2$  ad un massimo di  $0,120 \text{ Kg/cm}^2$  (media  $0,093 \text{ Kg/cm}^2$ ) con scarti massimi rispetto alla media del 25 % circa. Per quanto riguarda l'angolo di attrito, i valori sono compresi tra  $28^\circ 35'$  e  $35^\circ$ ; il valore medio è di  $32^\circ 03'$ , mentre gli scarti percentuali appaiono circa dello stesso ordine di grandezza di quelli relativi ai terreni del gruppo A. Le prove di tipo drenato eseguite sul terreno di fondazione della stazione di Volania hanno fornito un valore della coesione uguale a zero ed un valore dell'angolo di attrito di  $34^\circ 37'$ . Esaminando comparativamente i risultati delle

Gruppo	Tipo di terreno	Provenienza	Tipo di prova triassiale	Coesione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo di attrito
A	limo sabbioso con argilla	Ozzano Taro	CIU	0,110	24° 36'
		S. Croce	»	0,135	26° 34'
		S. Ilario	»	0,145	23° 48'
		S. Martino in Venti	»	0,140	24° 14'
VALORI MEDI				0,132	24° 48'
B	sabbia limosa	Predarossa	CIU	0,120	35°
		S. Croce	»	0,120	32° 12'
		S. Croce	»	0,095	32° 48'
		S. Croce	»	0,074	34° 36'
		Rubiera	»	0,082	28° 35'
VALORI MEDI				0,093	32° 03'
	sabbia fina	Volania	CID	—	34° 37'

Fig. 4. - Caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni.

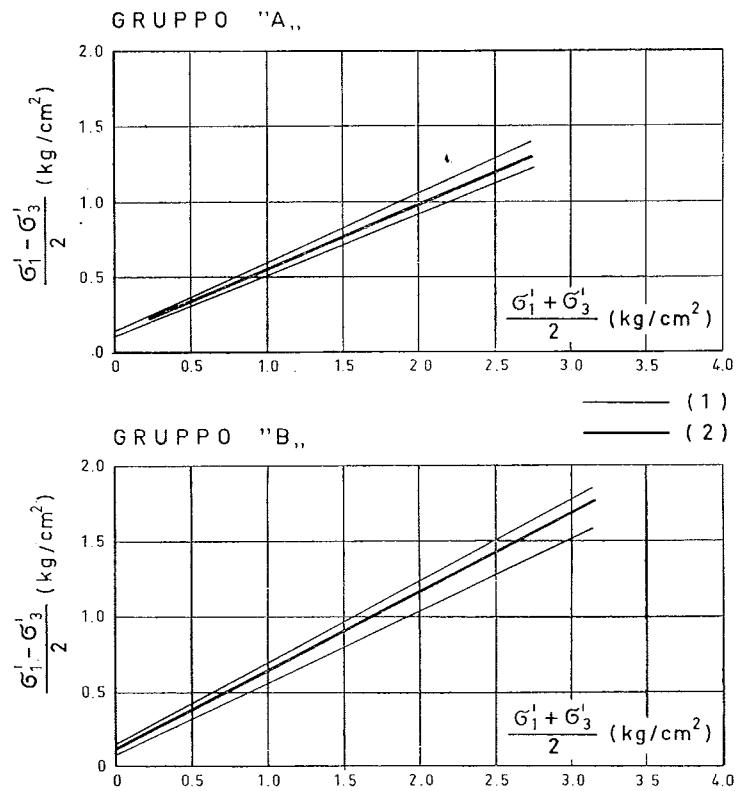


Fig. 5. - Prove triassiali CIU - Determinazione della coesione e dell'angolo di attrito.

prove triassiali si può rilevare che esiste una certa correlazione tra i parametri della resistenza al taglio e le caratteristiche di plasticità dei terreni in esame.

L'angolo di attrito, ad esempio, diminuisce in genere con l'aumentare dell'indice di plasticità:

riportando in diagramma i valori della tangente trigonometrica dell'angolo di attrito in funzione dei corrispondenti valori dell'indice di plasticità si individua, anche se con qualche dispersione, la curva di figura 6.

È interessante rilevare che l'andamento di tale

curva appare del tutto analogo a quello già riscontrato da diversi sperimentatori per materiali di altra natura [BJERRUM, 1954].

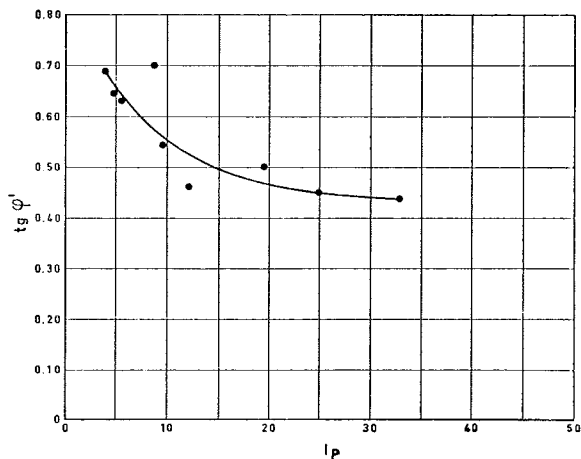


Fig. 6. - Prove triassiali CIU - Correlazione tra angolo di attrito e indice di plasticità.

La correlazione tra coesione e indice di plasticità appare più incerta a causa del diverso grado di umidità dei campioni sottoposti a prova triassiale; si può osservare comunque che, col crescere dell'indice di plasticità, la coesione tende in linea di massima ad aumentare. In diagramma semilogaritmico i valori della coesione e dell'indice di plasticità sono rappresentati da punti che, anche se piuttosto dispersi, appaiono abbastanza ben interpolati dalla retta tracciata in figura 7.

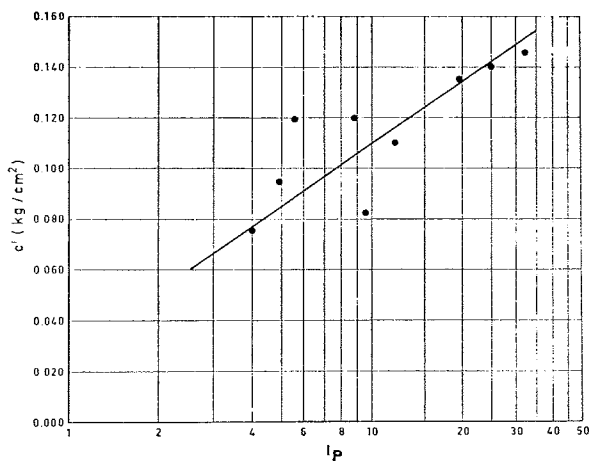


Fig. 7. - Prove triassiali CIU - Correlazione tra coesione c e indice di plasticità.

#### d) Risultati delle prove in situ.

Oltre alle prove di laboratorio dianzi descritte si è provveduto ad effettuare, limitatamente ai terreni di fondazione delle stazioni di trasformazione, prove di resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera con una macchina portatile del tipo a velocità di deformazione costante ed, infine, prove penetrometriche con l'impiego di un penetrometro dinamico a punta conica da 2" del tipo consigliato da TERZAGHI e PECK, appositamente costruito dall'Enel per lo studio delle fondazioni degli elettrodi. Si tratta, come è noto, di un penetrometro usualmente impiegato con buoni risultati specialmente in terreni incoerenti per i quali esso fornisce prestazioni analoghe a quelle dello « Standard Penetration Test ».

I dati ottenuti mettono in rilievo la scarsa consistenza dei terreni in esame. La resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera risulta infatti compresa tra 1 e 3 kg/cm<sup>2</sup>; anche i diagrammi penetrometrici di figura 8 appaiono caratteristici di terreni sciolti: sino a 3 m di profondità l'affondamento avviene in genere per pochi colpi, con un massimo di circa 9 colpi per il terreno di fondazione della stazione di Volania.

#### 4. Calcolo del carico ammissibile.

Completate le prove si è proceduto infine alla determinazione della grandezza che si riteneva avesse maggior interesse ai fini della progettazione: al calcolo cioè per i terreni di fondazione delle stazioni in esame, dei carichi ammissibili.

Con i parametri dedotti dalle esperienze di laboratorio e di campagna era possibile effettuare il calcolo seguendo tre vie diverse:

- con i valori della coesione, e dell'angolo di attrito applicando la formula di TERZAGHI
- $$q_a = 1/2 \gamma B N_\gamma + \gamma D_r N_q + c N_c \quad (2)$$
- con i valori della resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera utilizzando la

(2)  $q_a$  = carico unitario ammissibile per coefficiente di sicurezza;

$\sigma_r$  = resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori della capacità portante;

B = larghezza della fondazione;

$D_r$  = profondità di posa della fondazione;

$\gamma$  = peso di volume del terreno allo stato umido;

c = coesione.

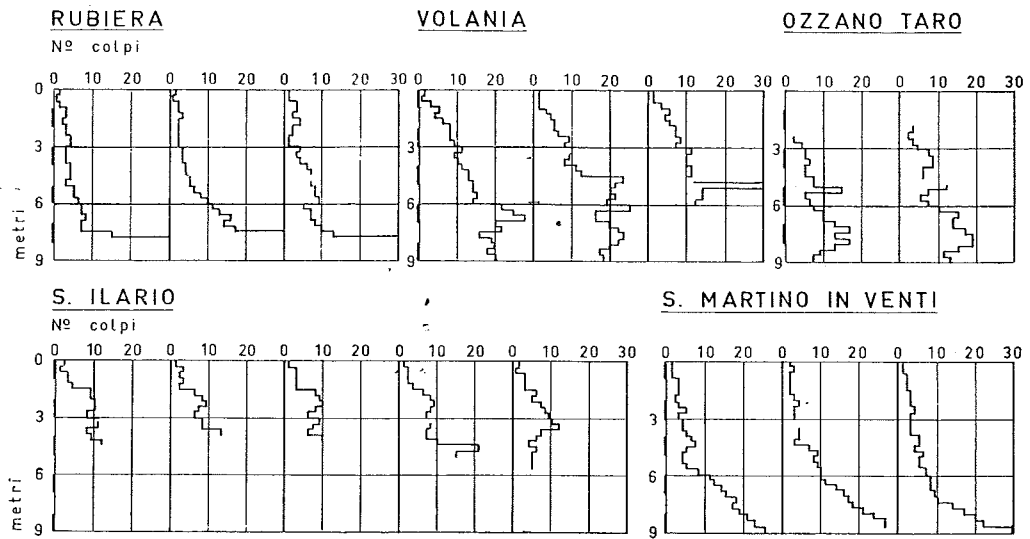


Fig. 8. - Diagrammi delle prove penetrometriche.

formula  $q_a = 1/2 \sigma_r 5,7 + \gamma D_r$  derivata dalla precedente

— col numero di colpi N per piede di affondamento delle prove penetrometriche, attraverso i procedimenti:

a) di PECK, consistente nell'applicazione dei due diagrammi della figura 9 il primo dei quali dà il carico ammissibile in funzione del numero

c) di TCHENG e L'ERMINIER, secondo la relazione riportata nella fig. 10 che lega la capacità portante alle sole caratteristiche penetrometriche.

Allo scopo di effettuare delle osservazioni comparative, che si pensava potessero condurre a conclusioni di un certo interesse, si è ritenuto opportuno eseguire il calcolo applicando tutti i metodi

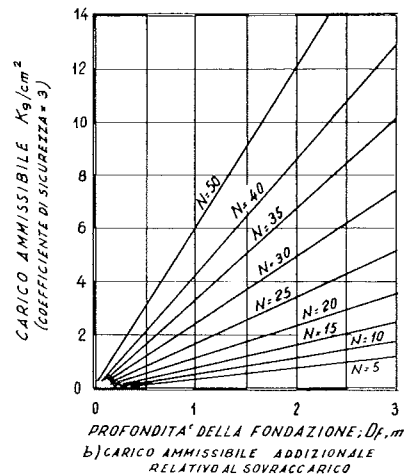
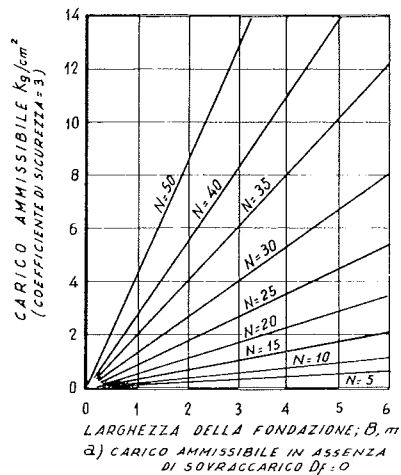


Fig. 9

di colpi N e della larghezza della fondazione ed il secondo l'incremento di carico relativo alla profondità di posa della fondazione.

b) di MEYERHOF, che calcola il carico ammissibile con la formula:

$$q = \frac{1}{7} N \left( 1 + \frac{D_r}{B} \right)$$

sopra elencati.

Per uniformare i risultati, tutti i procedimenti sono stati applicati ad un unico tipo di fondazione corrispondente alla piastra di sostegno del trasformatore tipo medio da installare. Tale piastra aveva una larghezza di 4 m ed era posta alla profondità di 2 m; il coefficiente di sicurezza è stato fissato

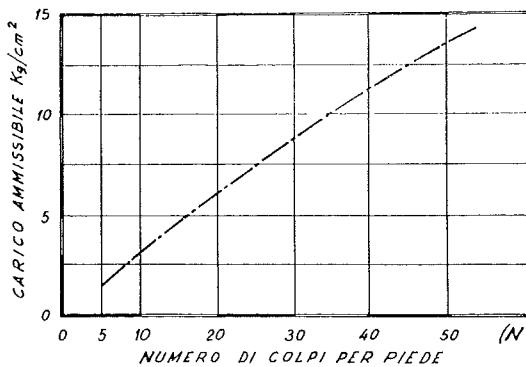


Fig. 10

uguale a 3<sup>(3)</sup>.

Assieme a tali procedimenti si è anche impiegato il metodo proposto da GIBBS e HOLTZ nella loro memoria al congresso di Londra del 1957.

Sulla scorta di numerose sperimentazioni, GIBBS e HOLTZ riferiscono che il valore N della prova penetrometrica è indicativo solo della densità relativa  $d_r$  del terreno e non della sua capacità portante, influenzata quest'ultima anche dal sovraccarico. Sostengono pertanto che il numero di colpi N deve essere corretto secondo un diagramma, da loro fornito, che pone in relazione N con la densità  $d_r$  del terreno e con il sovraccarico.

In pratica dal numero di colpi effettivo ottenuto con la prova in posto si dovrebbe prima ricavare  $d_r$  con la classica tabella di TERZAGHI e PECK quindi, noti  $d_r$  ed il sovraccarico nel punto considerato, ottenere il valore di N corretto.

L'utilizzazione del nuovo valore di N può poi avvenire in diversi modi; secondo alcuni autori tale valore può essere impiegato per ricavare l'angolo di attrito (con la correlazione fornita da PECK) e quindi i fattori di capacità portante da introdurre nella formula di TERZAGHI, secondo altri con il diagramma di TERZAGHI e PECK che dà il carico ammissibile di un terreno relativo al cedimento di  $I''$ .

Entrambi i procedimenti sono stati tentati ove possibile, pur tenendo presente che soltanto i valori ottenuti nel primo dei due casi descritti potevano essere confrontati con quelli ricavati dagli altri metodi di calcolo presi in esame.

(3) Giova precisare che i metodi sopra elencati forniscono il carico ammissibile in relazione alla stabilità a rottura del terreno e non al contenimento dei cedimenti entro limiti accettabili; occorre ricordare a tal proposito che la piastra di fondazione di un trasformatore medio può ammettere, in genere, cedimenti ben diversi da quelli tollerabili nei comuni edifici civili.

## Risultati ottenuti.

I risultati ottenuti sono stati compendati nei tre diagrammi di fig. 11, nei quali i carichi ammissibili appaiono in funzione rispettivamente dell'angolo di attrito, della resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera e del numero di colpi N delle prove penetrometriche.

$q$  = carico ammissibile;

$\sigma_t$  = resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera;

$N$  = numero di colpi per piede di affondamento delle prove penetrometriche.

Da ognuno dei tre diagrammi risulta evidente la relazione tra il carico ammissibile ed il parametro di calcolo. I tre metodi di PECK, MEYERHOF, TCHENG e L'ERMINIER, nel diagramma relativo al numero di colpi N, danno risultati che, pur non essendo coincidenti, mostrano una discreta concordanza e presentano analogo andamento. Più cautelativo di tutti è il metodo di PECK, mentre le due rette relative al metodo di GIBBS e HOLTZ appaiono un pò discoste dalle precedenti ed in particolare, quella calcolata con la formula di TERZAGHI, meno cautelativa.

Più interessante è l'esame comparativo dei tre diagrammi, cioè il confronto tra i risultati che si ottengono partendo da diversi parametri. Si osserva che la concordanza è buona solo per le tre stazioni di S. Ilario, Ozzano Taro e Volania ove il terreno si presentava più compatto. Notevoli discordanze si rilevano invece per le stazioni di Rubiera e S. Martino in XX che, come si può osservare dai diagrammi delle prove penetrometriche, hanno i terreni più sciolti.

La causa di tali discordanze è sicuramente da ricercarsi nelle maggiori difficoltà che i campionamenti e l'esecuzione delle prove presentano nei terreni più sciolti, difficoltà che almeno in questo caso avrebbero eccessivamente alterato i risultati delle prove stesse.

Si conclude quindi che i vari metodi di calcolo sono equivalenti solo per i terreni non eccessivamente sciolti e che in questi terreni occorre pertanto procedere con molta attenzione, per le discordanze che un metodo di calcolo può dare rispetto ad un altro.

D'altra parte nei terreni più sciolti si può disporre di carichi ammissibili così bassi che, in caso di fondazioni con carichi concentrati di una certa entità, è buona norma ricorrere a palificate; tale tipo di fondazione è stato adottato nelle stazioni di Rubiera e S. Martino in XX.

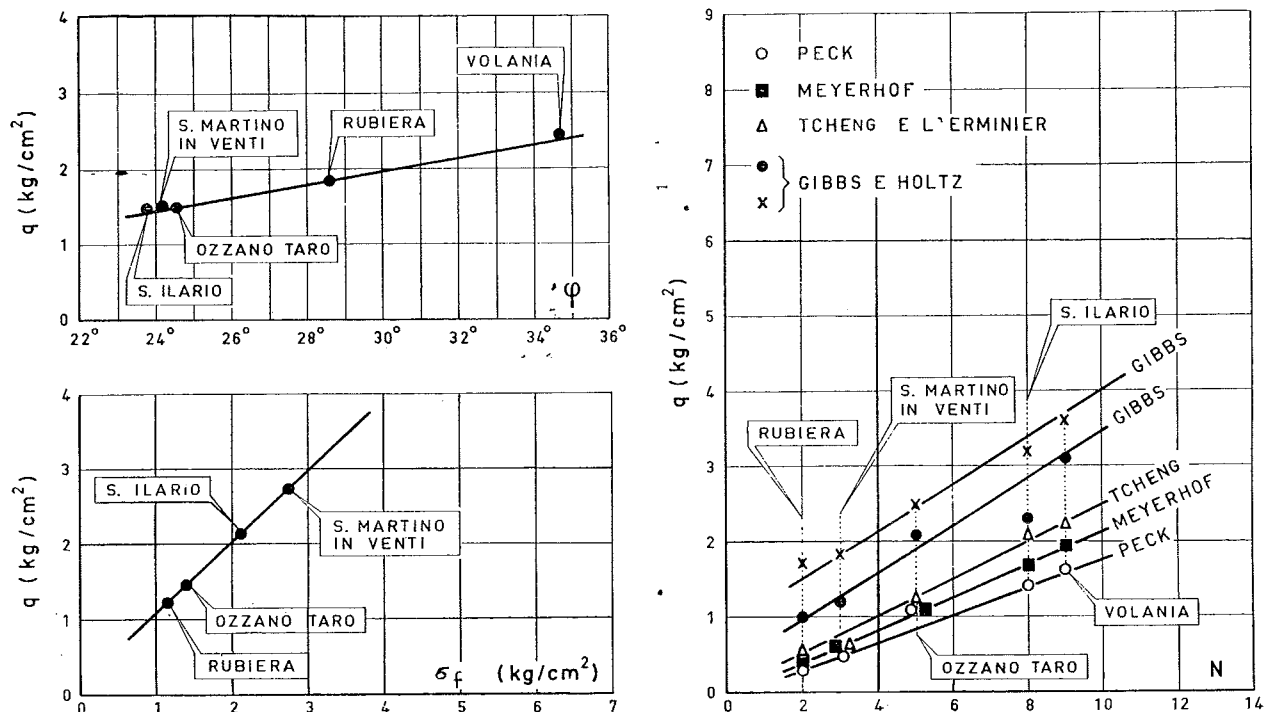


Fig. 11. - Calcolo dei carichi ammissibili.

## Conclusioni.

Dai risultati delle esperienze di cui si è riferito nella presente relazione si ritiene emergano fondamentalmente due osservazioni.

La prima riguarda i parametri della resistenza al taglio dei terreni presi in esame: i valori di tali parametri, ed in particolare dell'angolo di attrito, appaiono legati essenzialmente alle caratteristiche di composizione dei terreni stessi.

Analizzati infatti terreni di diversa natura (morenici e alluvionali), si è constatato che ad essi competono valori del tutto analoghi dell'angolo di attrito se analoghe risultano le loro caratteristiche di composizione granulometrica e di plasticità.

La seconda osservazione si riferisce al calcolo dei carichi ammissibili. S'è visto che, escludendo i terreni più sciolti, i metodi proposti da PECK, MEYERHOF, TCHENG e L'ERMINIER per l'utilizzazione della resistenza al penetrometro, danno risultati discretamente concordanti con i metodi che si avvalgono della resistenza alla compressione a dilatazione trasversale libera e delle caratteristiche di attrito e coesione. Dai diagrammi della fig. 11, tale concordanza comincia ad apparire per terreni aventi una resistenza alla penetrazione  $N \geq 5$ .

Per un miglior controllo tra i metodi esaminati occorrerebbe poterne confrontare i risultati con

l'effettivo carico di rottura del terreno naturale sottoposto a fondazioni delle dimensioni scelte. Occorrerebbe cioè eseguire anche prove di rottura del terreno, che non sono possibili né in scala reale, per le eccessive dimensioni della fondazione, né su modello, per la pratica impossibilità di riprodurre in scala ridotta il terreno naturale.

Si osserva tuttavia che la concordanza tra i risultati di vari metodi di calcolo che seguono vie diverse, è garanzia sufficiente circa la loro attendibilità e pertanto, per terreni del tipo di quelli esaminati, si può concludere che i procedimenti sono tutti ben applicabili ed equivalenti.

In pratica si conclude che per fondazioni la cui sicurezza possa essere riferita solo al carico di rottura del terreno, si può limitare l'indagine geotecnica preliminare alla sola prova penetrometrica, che è rapida ed economica, possibilmente accompagnata da qualche semplice analisi di identificazione, che consenta una migliore conoscenza dei terreni.

Ovunque il numero di colpi  $N$  non risulti inferiore a 5, il calcolo potrà essere eseguito con uno dei semplici metodi sopra ricordati; occorrerà invece procedere ad analisi geotecniche complete nei terreni più sciolti, tenendo presente che potrà essere opportuno qui ricorrere a fondazioni diverse dalle superficiali.



## BIBLIOGRAFIA

- BJERRUM L. (1954) - *Theoretical and experimental investigations on the shear strength of soils*. Pubblicazione n. 5 dell'Istituto Geotecnico Norvegese, Oslo.
- MEARDI G. (1967) - *Sull'impiego del penetrometro dinamico a punta conica in Milano*. VIII Convegno di Geotecnica, (Cagliari 1967).
- NICCOLAI C. (1967) - *Il sottosuolo del territorio di Milano*. Relazione generale presentata all'VIII Congresso Italiano di Geotecnica, pubblicato su Rivista Italiana di Geotecnica n. 1.
- GIBBS H. J., HOLTZ W. G. (1957) - *Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing*. IV International Conference on Soil Mechanics, Londra.
- SANGLERAT G. (1965) - *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*. Dunod, Parigi.
- PECK R. B., HANSON W. E., THORBURN (1953) - *Foundation Engineering*.
- TERZAGHI K., PECK R. B. (1964) - *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley e Sons. Inc., 13ª Edizione, Ottobre 1964.
- MEYERHOF (1956) - *Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils*. Journal of the S. M. Divis. Proc. ASCE, Vol. 82.
- L'ERMINIER (1952) - *Le pénétromètre et les fondations superficielles*. Journées de Mécanique des Sols de Paris.
- TCHENG (1965) - *Fondations profondes en milieu pulvérulent*. Conference Annales I.T.B.T., Aprile 1965.
- PEDONE A., CALABRÒ G. (1968) - *Penetrometro dinamico registratore a funzionamento automatico*. Rivista Italiana di Geotecnica n. 3, 1968.

## SUMMARY

### Correlation between the geotechnical properties of some foundation soils and comparison of the results of some bearing capacity calculation methods.

This paper deals with the geotechnical properties, determined through laboratory and in situ tests, on some foundation soils of switchyards built by « Ente Nazionale per l'Energia Elettrica » ENEL (Italian State Electricity Board).

Soils are first classified and subdivided in two groups in connection with their grain-size distribution and plasticity characteristics, then the shear strength parameters, obtained from undrained triaxial tests carried out on cylindrical samples isotropically consolidated, are considered with particular care.

Typical values of cohesion and friction angle are given for each group and some correlations are determined between

these parameters and the plasticity index of the soils being considered.

The results of in situ tests are also reported, namely: unconfined compression strength tests and penetrometric tests performed by means of a dynamic cone penetrometer of the type proposed by Terzaghi and Peck.

Lastly, the paper presents the criteria followed for the calculation of the bearing capacity for the soils being discussed, using the parameters obtained from laboratory experiments and from in situ tests.

Considering a single type of foundation, the results of the elaborations carried out by different calculation methods are given.

From the comparative study of these results, some considerations are derived on the possibility of applying the calculation methods used in connection with the density characteristics of the examined foundation soils.