

# Fondazioni di grandi rilevati

L. BELLONI \*

**SOMMARIO:** Uno dei problemi più tipici della Geotecnica è quello di grandi rilevati fondati su terreni coesivi. Questo è appunto il tema della presente relazione, che verrà sviluppato con riferimento prevalente ai terreni di fondazione costituiti da argille normalmente consolidate e sovraconsolidate, con qualche accenno al caso di terreni di fondazione sabbiosi e ghiaio-sabbiosi. L'argomento è uno dei più interessanti e vasti della Geotecnica; di seguito si cercherà di presentare una sintesi del tema, puntualizzando gli aspetti oggi ancora incerti e controversi, con riferimento esplicito a quanto trattato nelle memorie presentate.

## Il problema

Il problema è costituito da un rilevato di dimensioni note, per il quale bisogna essere in grado di stabilire il grado di sicurezza contro la rottura globale, l'entità ed il decorso dei cedimenti nel tempo (Fig. 1). Nel caso si trattasse di un rilevato sperimentale, esso può essere allora considerato come un carico sul terreno, applicato al fine di determinarne le caratteristiche meccaniche ed il comportamento sotto carico.

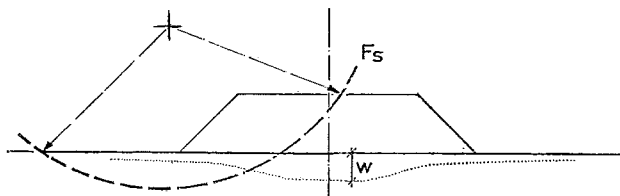


Fig. 1. - Problema di un rilevato: determinare la sua stabilità ( $F_s$ ) e l'entità dei cedimenti ( $w$ ).

La soluzione di un simile problema comporta le seguenti fasi:

- indagine geognostica;
- elaborazione dei risultati dell'indagine;
- verifiche di stabilità;
- calcolo dei cedimenti;
- controllo durante la costruzione.

Considerando che i metodi di calcolo per le verifiche di stabilità e valutazione dei cedimenti hanno raggiunto un elevato grado di affidabilità, si possono indicare come critiche le fasi relative alla scelta dei parametri del ter-

reno, cioè l'indagine con relativa elaborazione dei dati, e poi la fase di controllo durante la costruzione, nella quale bisogna raccogliere elementi per convalidare o meno le ipotesi di calcolo ed il modello matematico adottato per lo studio della fondazione del rilevato.

## Indagine geognostica

L'indagine geognostica del terreno di fondazione viene condotta in situ, con l'esecuzione di sondaggi e prove speciali, ed in laboratorio sui campioni prelevati.

## Scopo dell'indagine

Scopo dell'indagine è quello di definire la stratigrafia rappresentativa dei terreni di fondazione ed i relativi parametri geotecnici. Altro aspetto importante da determinare con certezza, mentre spesso viene trascurato, è il regime idrogeologico dei terreni e la variazione della pressione idrostatica con la profondità.

La stratigrafia mediamente rappresentativa si stabilisce ovviamente dall'esame dei risultati dell'indagine.

Può essere molto utile, nella fase di correlazione dei sondaggi e descrizione dei vari strati, conoscere la storia geologica dei terreni interessati e l'ambiente geomorfologico nel quale si sono formati. Queste informazioni servono a definire più correttamente la omogeneità o eterogeneità di un deposito, la regolarità o meno di un processo di sovraconsolidazione, la relativa importanza di stratificazioni secondarie presenti, la probabile struttura del terreno in relazione al suo comportamento deformazionale.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici da determinare, essi possono essere messi in

\* Dott. Ing. Luigi BELLONI, Ingegnere Senior Gruppo Geotecnico, ELC-Electroconsult, Milano.

ordine di importanza relativamente alla natura del terreno di fondazione:

— per argille tenere, normalmente consolidate  $C_u = C_u(Z)$ , resistenza al taglio non consolidata non drenata, in funzione della profondità (Z) del piano campagna,  $E_u = f(\epsilon, C_u)$ , il modulo non drenato dell'argilla in funzione della deformazione indotta ( $\epsilon$ ) e del livello di sforzo applicato all'argilla,  $E = f(\epsilon, c', \phi')$  il modulo drenato come il precedente funzione della deformazione indotta ( $\epsilon$ ) e del livello di sforzo efficace applicato ( $c', \phi'$ ). Questi tre parametri consentono di definire la stabilità ed il comportamento deformazionale dell'opera. I parametri della pressione interstiziale A e B ed il coefficiente di consolidazione  $c_v$  consentono di descrivere lo sviluppo e le dissipazione nel tempo della pressione neutra, il coefficiente  $c_s$  di calcolare i cedimenti secondari. Infine  $c', \phi'$  vengono utilizzati per la verifica della stabilità a lungo termine, che è meno critica di quella a fine costruzione.

— per argille sovraconsolidate: i moduli  $E = f(\epsilon, c', \phi')$  ed  $E_u = f(\epsilon, C_u)$ , che consentono di definire il comportamento deformazionale dell'opera. Quindi i parametri A, B,  $c_v$ , per stimare le variazioni nel tempo della pressione neutra, e poi i parametri di resistenza  $C_u$  e  $c', \phi'$ .

— per terreni incoerenti, sia normalmente consolidati che sopraconsolidati: il modulo  $E = f(\epsilon, c', \phi')$  per il comportamento deformazionale, DR = densità relativa e granulometria per valutare il grado di addensamento del deposito, i parametri di resistenza  $c', \phi'$ .

All'inizio di questo paragrafo si è richiamata l'importanza di determinare il corretto andamento della falda freatica. La memoria di COLLESELLI-TRIPICIANO a questo proposito puntualizza l'interferenza provocata alla consolidazione da una falda freatica con variazioni periodiche nel tempo, quella di D'ELIA e altri mette in evidenza la situazione poco comune di una falda sospesa nello strato coesivo di fondazione, che a sua volta poggia su uno strato granulare privo di acqua. L'importanza di conoscere l'andamento della pressione idrostatica nel terreno è evidente per calcolare correttamente le pressioni efficaci in situ e progettare le opere di drenaggio profonde.

### Metodi dell'indagine

L'indagine geognostica viene svolta in campo ed in laboratorio. Le prove in situ hanno avuto

recentemente un notevole impulso nel loro impiego per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni. I vantaggi di un simile sforzo sono evidenti, in quanto consentirebbero una determinazione rapida e continua con la profondità delle caratteristiche dei terreni.

Uno degli strumenti più promettenti in questo senso è senz'altro il penetrometro statico a punte elettriche per la determinazione, in argille n.c. e s.c., della resistenza  $C_u$  e del modulo  $E_u$  [BELLOTTI *et al.*, 1977]. Recentemente il pressiometro autoproforante [JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1977] è stato anche proposto per la determinazione di  $C_u$  ed  $E_u$ , che in questo caso risultano funzione della deformazione radiale della cavità cilindrica (foro di sondaggio) nel quale il pressiometro si espande fino a rottura. Le misure fino ad oggi eseguite sono molto promettenti, ma restano ancora da chiarire alcuni aspetti della prova, quali: la velocità a cui essa viene condotta, abbastanza elevata, e quindi la sua influenza sulla resistenza misurata [JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1977], lo stato di sforzo applicato al terreno dallo strumento, pressione radiale in una cavità cilindrica quindi sforzi di trazione nel terreno, che non ricorre in alcun problema di geotecnica. Per quanto riguarda la permeabilità dei terreni coesivi teneri, recentemente si sta cercando di migliorarne la conoscenza con l'impiego della punta piezometrica, infissa nel terreno con l'attrezzatura del penetrometro statico. Con questo strumento si è in grado di fare misure puntuali del coefficiente di permeabilità K e di consolidazione  $c_v$ .

È auspicabile che un simile procedimento venga perfezionato fino a consentire di misurare il grado di anisotropia del terreno rispetto alla permeabilità ( $K_v$  e  $K_h$ ), fondamentale per una corretta previsione dei tempi di consolidazione, come risulta infatti dalle memorie di ERRANI e altri, COLLESELLI e TRIPICIANO, JAMIOLKOWSKI e altri.

In queste memorie infatti si riporta come le previsioni siano state smentite dalla realtà in quanto i tempi di consolidazione sono risultati notevolmente più brevi. Gli autori sostengono che la causa è una latente anisotropia, individuabile nella presenza di lenti di sabbia suborizzontali; il problema dal punto di vista dell'indagine è come determinarla. Un carotaggio accurato può evidenziare la presenza di simili lenti, ma non la loro continuità rispetto alla consolidazione del deposito.

In laboratorio sarebbe opportuno concentrar-

si sulla determinazione sperimentale di quelle particolari leggi costitutive che descrivono il comportamento deformazionale del terreno. Seguendo cioè il criterio dello stress path, cercare di caratterizzare, in funzione dei prevedibili sforzi indotti dal rilevato, la legge costitutiva del terreno, le funzioni cioè:

$$E = f(\epsilon, \sigma')$$

$$u = g(\epsilon, \sigma')$$

$\epsilon$  = deformazione generalizzata,  $\sigma'$  = sforzo efficace generalizzato.

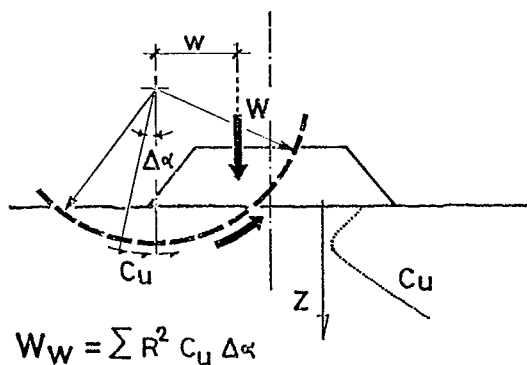
Così si potrebbe indagare tra gli altri l'effetto prodotto dalla velocità di deformazione imposta al terreno.

L'analisi deformazionale di un rilevato, se condotta con il metodo degli elementi finiti, consente virtualmente di assegnare ad ogni elemento una sua legge costitutiva; pertanto, avendo i dati sperimentali di cui sopra dal laboratorio, si potrebbe, dopo una prima analisi con la quale si calcola il probabile incremento di sforzo in ogni elemento, in funzione di quest'ultimo assegnare all'elemento, o agli elementi, la corrispondente legge deformazionale.

### Analisi di stabilità

I metodi in uso hanno ricevuto fino ad oggi, ed in particolar modo negli ultimi anni, così tante verifiche sperimentali che possono essere considerati sufficienti a garantire una risposta corretta.

Per valutare la stabilità globale si può senz'altro adottare il metodo dell'equilibrio limite, con superficie di rottura circolare; bisogna esaminare diversi cerchi, fino a determinare quello critico. La stabilità globale è quindi stabilita dall'equilibrio alla rotazione intorno al centro del cerchio (Fig. 2).



Volendo procedere ad un'analisi più accurata, con la quale stabilire lo sviluppo delle zone plasticizzate in funzione della intensità del carico applicato, il progredire della consolidazione ed il conseguente aumento della resistenza del terreno, bisogna ricorrere al metodo degli elementi finiti e definire il comportamento del terreno in campo elasto-plastico (Fig. 2).

È opportuno sottolineare come la precisione del modello matematico superi di gran lunga quella con la quale possono essere stabiliti i parametri del terreno, quindi quasi indipendentemente dal metodo si può affermare che l'esattezza dell'analisi dipende in buona parte da quella dei parametri. Questo è tanto più vero nel caso di argille normalmente consolidate, con valore di resistenza al taglio e modulo deformazionale così basso che l'errore sperimentale nella loro determinazione ha un'influenza percentuale molto alta, che si ripercuote quasi linearmente sul risultato del calcolo.

### Metodi per migliorare la stabilità

Il problema di aumentare la stabilità del rilevato si pone soltanto nel caso di terreno di fondazione tenero, argille normalmente consolidate o terreni torbosi.

Il solo metodo che raggiunge la stabilizzazione senza intervenire sul terreno di fondazione consiste nell'anticiparne la consolidazione durante la costruzione, in modo da consentire al terreno di aumentare così i nuovi carichi applicati (= costruzione per fasi successive).

Nella Figura 3 è schematicamente illustrato il principio; si applica il carico  $q_1$  con fattore di sicurezza  $> 1$ , da A si va a B, e quindi si lascia consolidare il terreno, si va al punto C; mentre per il carico  $q_1$  il terreno era pronto a

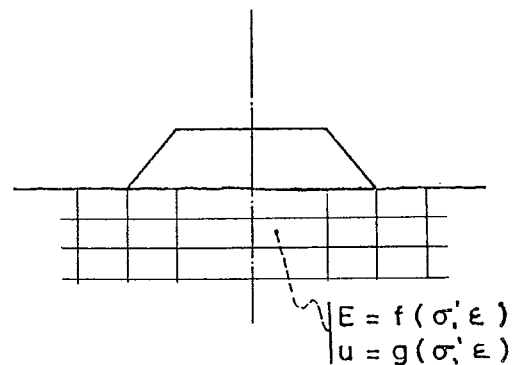


Fig. 2. - Metodi per valutare la stabilità del rilevato e della sua fondazione.

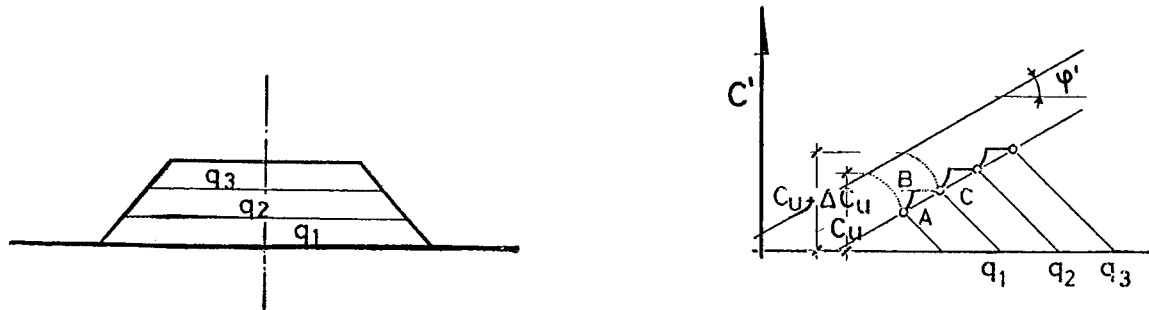


Fig. 3. - Costruzioni per fasi successive, seguite da relativa consolidazione.

reagire con la resistenza  $C_u$ , per il nuovo carico  $q_2$  esso può contare su  $C_u + \Delta C_u$ .

L'incremento  $C_u$  può essere ricavato dalla relazione tra  $C_u$  e  $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace

$$C_u = \alpha \sigma'_{vo}$$

cioè:

$$\Delta C_u = \alpha \Delta \sigma'_{vo}$$

$\alpha$  = coefficiente sperimentale, funzione della natura del terreno, della sua plasticità e del grado di sovraconsolidazione.

Per argille normalmente consolidate può valere la relazione a suo tempo stabilita da Skempton:

$$\alpha = 0,11 + 0,0037 (PI)$$

in cui PI è l'indice di plasticità;  $\alpha$  può essere anche determinato sperimentalmente.

Per terreni torbosi  $\alpha = 0,35 \div 0,5$ , i valori più alti si riferiscono a torbe di natura fibrosa. Per terreni sovraconsolidati  $\alpha$  varia in funzione del grado di sovraconsolidazione, ma in genere è molto basso, inferiore a quello per argilla n.c., per cui in pratica può essere trascurato.

$\Delta \sigma'_{vo}$  = incremento dello sforzo verticale efficace prodotto dal peso del rilevato. Il rilevato produce un aumento dello sforzo verticale totale pari a  $\Delta \sigma_{vo}$ ; se il grado di consolidazione raggiunto nel punto considerato è U,  $\Delta \sigma'_{vo} = U \Delta \sigma_{vo}$ .

Utilizzando questo metodo, la costruzione del rilevato deve essere seguita con appropriata strumentazione in situ che consenta di valutare la consolidazione realmente avvenuta, l'effetto del progressivo sommarsi delle deformazioni plastiche, ecc.

### Metodi di stabilizzazione che intervengono sul terreno di fondazione

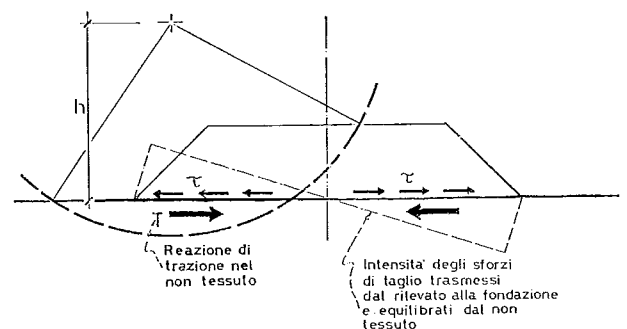
Il più rilevante tra questi metodi, ed anche il più antico, è quello che consiste nel migliorare

la resistenza del piano di posa. Spesso il piano di posa è coperto di acqua, per cui non si è potuta formare una crosta dessiccata capace di sopportare i primi carichi; il terreno superficiale è così molle che dopo i primi strati si inizia un processo di rottura. Altre volte anche essendoci la crosta superficiale il terreno nel complesso è così debole che è desiderabile aumentarne il grado di sicurezza.

Nel caso di presenza di acqua, bisogna procedere innanzi tutto al drenaggio dell'area; abbassando la falda freatica al di sotto del piano campagna, il terreno superficiale ha modo di sviluppare una crosta di essiccamento.

Per aumentare la stabilità, nel passato il primo strato veniva bonificato, sostituendolo con materiale granulare, che in pratica porta ad un ben modesto aumento della stabilità globale per ovvie ragioni. Il problema può essere risolto in modo soddisfacente con l'impiego dei moderni tessuti sintetici « tessuti non tessuti ». Essi offrono alla costruzione i seguenti vantaggi: sono permeabili, anticontaminanti, pratici nei confronti della messa in opera, economici rispetto ai metodi tradizionali, dotati di resistenza a trazione.

Essi quindi consentono di costruire evitando



$$M = T \times H = \text{Momento stabilizzante fornito dal tessuto}$$

Fig. 4. - Effetto stabilizzante del « tessuto non tessuto ».

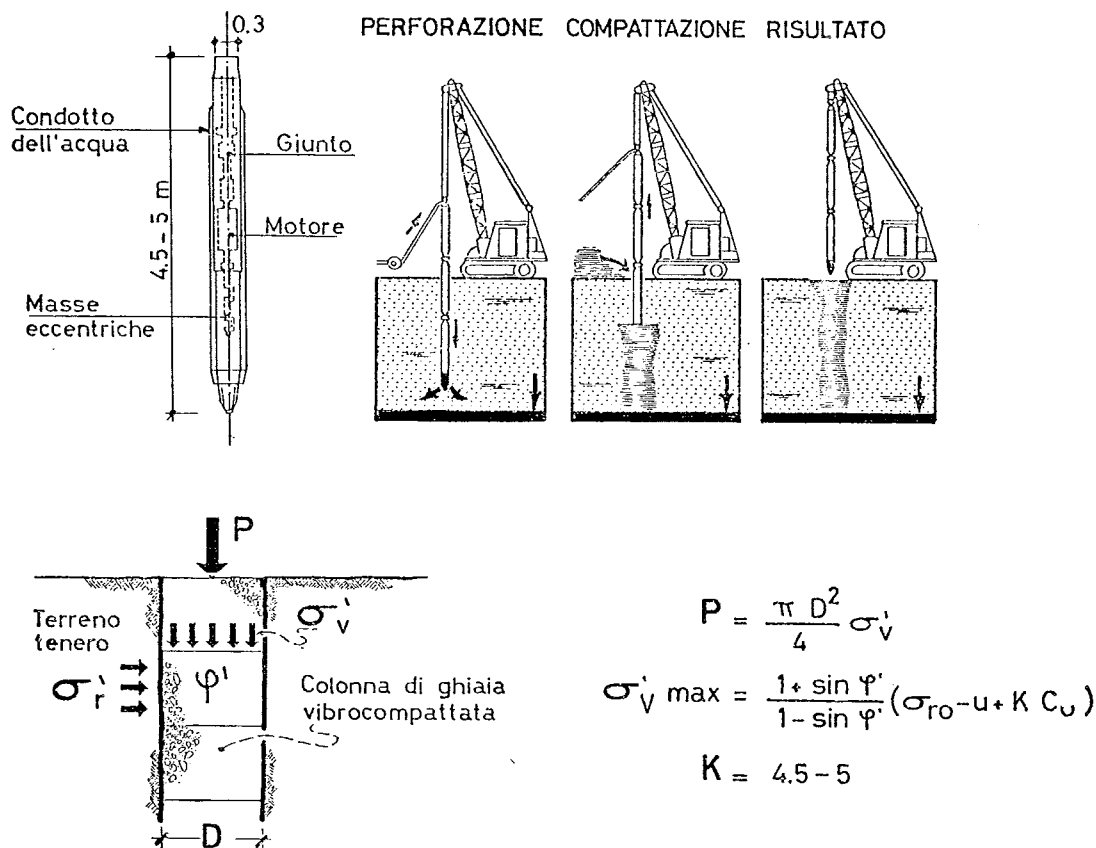


Fig. 5. - Esecuzione della vibrocompattazione - Capacità portante sviluppata da un colonna di ghiaia.

la rottura iniziale e, deformandosi sotto il peso del rilevato, sviluppano quelle forze di trazione che contribuiscono in modo determinante ad aumentare la stabilità del rilevato (Fig. 4).

Un altro metodo, che è stato usato con un certo successo in pratica, è quella della vibrocompattazione. Con un vibrocompattatore, munito di un getto d'acqua all'estremità, viene formato un grosso foro attraverso il terreno tenero, nel quale viene versata della ghiaia che il vibrocompattatore provvede a costipare. Si forma così una colonna di ghiaia compattata, di diametro medio di circa 80 cm. Il reticolo di colonne di ghiaia così formato ha la doppia funzione di:

— aumentare la capacità portante del terreno di fondazione ai carichi verticali e la resistenza contro rotture circolari del tipo globale, in quanto costituiscono elementi con più alta resistenza al taglio del terreno circostante;

— accelerare in parte la consolidazione in quanto possono essere considerati come grossi dreni verticali.

Il principio del metodo è illustrato nella Figura 5.

### Calcolo dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti della fondazione di un rilevato presenta due aspetti: la previsione dell'entità dei cedimenti, cioè il calcolo in sé, e la valutazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo. Di seguito verrà discusso il primo aspetto, dal momento che il secondo verrà trattato nella relazione del Prof. VIGGIANI a questo Congresso.

Il cedimento verticale  $w$  del piano di fondazione è dato da (Fig. 6):

$$w = w_i + w_c + w_s$$

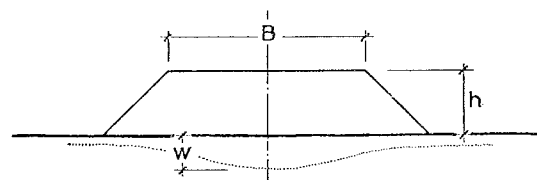


Fig. 6. - Cedimenti della fondazione del rilevato.

in cui:

$w_i$  = cedimento immediato, non drenato

$w_c$  = cedimento di consolidazione

$w_s$  = cedimento secondario

Il calcolo dei tre termini può essere condotto seguendo vari metodi, che verranno brevemente discussi di seguito.

#### *Cedimento Immediato - $w_i$*

Metodo elastico: il cedimento  $w_i$  viene calcolato con le formule ricavate dalla teoria del semispazio sottoposto ad un carico trapezoidale di intensità massima  $q$ , del tipo:

$$w_i = \frac{q B I}{E_u}$$

in cui:

$q = \gamma h$ ,  $\gamma$  = peso di volume del materiale del rilevato,  $h$  = altezza di quest'ultimo

$B$  = larghezza caratteristica del rilevato;

$I$  = fattore di forma, funzione della geometria del problema, ovvero del rilevato e della fondazione;

$E_u$  = modulo non drenato non consolidato dell'argilla di fondazione. Si ricava dalla resistenza  $C_u$  con una correlazione del tipo  $E_u = \beta C_u$  con  $\beta = 200 \div 800$  in funzione della plasticità dell'argilla. Può anche essere ottenuto dalle prove di laboratorio su campioni rappresentativi. È stato suggerito da D'APPOLONIA e altri [1970] di ridurre il valore di  $E_u$  in funzione del grado medio di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno di fondazione, per tener conto dell'influenza delle zone plasticizzate.

Un altro modo di impiegare il metodo elastico nel caso di terreni stratificati, è quello di trovare il cedimento direttamente dalla distribuzione degli sforzi in fondazione, quest'ultima calcolata con la teoria dell'elasticità:

$$w_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{ui}} \left[ \sigma_{zi} - \frac{1}{2} (\sigma_{xi} + \sigma_{yi}) \right] \Delta Z_i$$

in cui:

$\Delta Z_i$  = strato  $i$  di spessore  $\Delta Z$  in cui è stato suddiviso il terreno di fondazione,  $E_{ui}$  = modulo dell'argilla nel tratto  $\Delta Z_i$ ,  $\sigma_{zi}$ ,  $\sigma_{xi}$ ,  $\sigma_{yi}$  valori medi degli sforzi in  $\Delta Z_i$ . In questo modo si può anche tener conto della variazione del modulo  $E_u$  con la profondità.

Metodo elasto-plastico: utilizza il metodo degli elementi finiti, per gli elementi adotta leggi elasto-plastiche, in cui appunto la legge costitutiva del terreno è definita in maniera non li-

neare, con relazioni di tipo  $C_u = f(\epsilon, \sigma)$  e  $E_u = g(\epsilon, \sigma)$ . Il metodo è molto sensibile alla forma delle curve scelte, ma se opportunamente usato consente di raggiungere dei buoni risultati.

Un appropriato calcolo di  $w_i$  è importante per la corretta interpretazione di misure di cedimenti, per separare convenientemente  $w_i$  da  $w_c$ .

#### *Cedimento Secondario - $W_s$*

Il cedimento secondario  $w_s$  è calcolato con la seguente formula:

$$w_s = c_s H \log t/tp$$

in cui  $t$  = tempo,  $tp$  = tempo per la consolidazione primaria,  $c_s$  = coefficiente di compressione secondaria,  $H$  = spessore dello strato compressibile. La formula non consente, come si vede, di calcolare il cedimento in un punto fisso della fondazione, ma soltanto di valutare un valore medio; inoltre è indipendente dal livello degli sforzi applicati al terreno di fondazione.

Inoltre si può ancora notare che:

—  $w_s$  è molto influenzato dal rapporto  $t/tp$  e quindi dalla corretta valutazione del tempo per la consolidazione primaria  $tp$ ;

— il coefficiente  $c_s$  è influenzato dal grado di sovraconsolidazione dell'argilla, nel senso che intorno al valore del carico di preconsolidazione  $c_s$  cambia decisamente, aumentando di  $5 \div 10$  volte rispetto al valore che ha per pressioni inferiori a quelle di preconsolidamento. Anche un modesto valore del carico di preconsolidamento può essere determinante in questo senso.

#### *Cedimento di Consolidazione - $w_c$*

Per valutare in modo corretto il cedimento di consolidazione bisogna conoscere la distribuzione dei cambi di pressione neutra  $\Delta U$  nel terreno di fondazione in condizioni non drenate, conseguente all'applicazione del carico. Con riferimento alla figura 7, conoscendo la distribuzione delle tensioni nel terreno, il cedimento  $w_c$  si calcola dalla seguente formula:

$$w_c = \sum \frac{1}{E_i} \left[ (\Delta \sigma_{zi} - \Delta u_i) + \nu (\Delta \sigma_i + \Delta \sigma_{xi} - 2 \Delta u_i) \right] \Delta Z_i$$

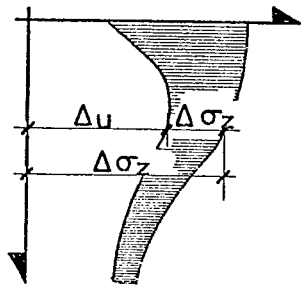


Fig. 7. - Calcolo del cedimento di consolidazione - Incremento pressione interstiziale e neutra.

in cui  $E_i$  è il modulo drenato dello strato di spessore  $\Delta Z_i$ ,  $\Delta\sigma_{zi}$ ,  $\Delta\sigma_{xi}$ ,  $\Delta\sigma_{yi}$ ,  $\Delta u_i$  è lo stato tensionale medio nello strato  $\Delta Z_i$ .

Il metodo classico è quello edometrico:

$$w_c = \sum m_{vi} \Delta\sigma_{zi} \Delta Z_i$$

in cui  $m_{vi}$  è il modulo di compressione edometrico nello strato  $\Delta Z_i$ . In genere questo metodo tende a sovrastimare il cedimento, in quanto non introduce le corrette pressioni interstiziali e non tiene conto dei movimenti laterali della fondazione, impediti nell'edometro. Esso può essere in parte corretto con i coefficienti a suo tempo proposti da SKEMPTON e BJERRUM, così da avere:

$$w_c = \mu (w_c) \text{ edometrico}$$

in cui  $\mu$  è un coefficiente che dipende dal modo in cui il terreno sviluppa la pressione interstiziale (parametro A) e dalla geometria del problema (dimensione dello strato compressibile rispetto a quella del rilevato).

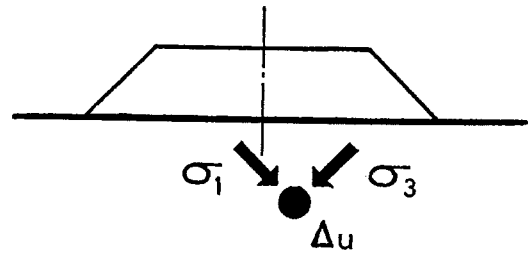
Quindi, come si vede, il problema fondamentale per un buona stima  $w_c$  è quello di valutare  $\Delta u$ .

Con riferimento alla figura 7, l'aumento della pressione interstiziale  $\Delta u$  nel terreno di fondazione può essere valutato seguendo diversi metodi. Bisogna tener conto che  $\Delta u$  è funzione di: entità degli sforzi in fondazione, fattore di sicurezza, grado di sovraconsolidazione dell'argilla, geometria del problema. Si possono seguire fondamentalmente questi criteri:

— mono-dimensionale:  $\Delta u = \Delta\sigma_v$ , in cui l'incremento della pressione interstiziale coincide con l'incremento dello sforzo verticale nel punto considerato;

— tridimensionale-elastico:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{ott.} = \Delta \left[ \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right]$$



— metodo di Skempton:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

— metodo di Henkel:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{ott} + a\Delta\tau_{ott}$$

In campo elastico, quando il fattore di sicurezza contro la rottura globale è superiore a 1,5, gli ultimi tre metodi risultano abbastanza appropriati, mentre quando il fattore di sicurezza è inferiore a 1,5 è raccomandabile il primo metodo. Si fa notare come siano determinanti nella valutazione di  $\Delta u$  parametri come  $\Delta\sigma_3$  e  $\nu$ , coefficiente di Poisson.

Sarebbe opportuno quindi concentrare gli sforzi nel capire meglio la distribuzione reale di  $\sigma_3$  nel terreno, e questo forse dalle misure di spostamenti orizzontali, eseguite in situ a mezzo di inclinometri come riportato appunto in molte memorie a questo Congresso. Dalle analisi di queste misure si potrebbe infatti cercare di determinare l'effettiva distribuzione di  $\sigma_3$  nel terreno, in contrapposizione a quella fornita dalla teoria dell'elasticità.

### Metodi per accelerare la consolidazione

Per accelerare la consolidazione di una fondazione di argilla tenera l'unico metodo è quello di accorciare le distanze caratteristiche di drenaggio tramite l'inserimento di dreni prefabbricati verticali.

La memoria di Diamanti è molto esauriente su questo argomento e ad essa si rimanda per maggiori dettagli. Di seguito si sottolinea come la tendenza oggi sia quella di adottare dreni infissi prefabbricati, costituiti di materiale sintetico. Nella Figura 8 sono riportati gli schemi dei principali tipi oggi in commercio.

Questa tendenza è essenzialmente motivata dalla maggiore praticità di questi dreni nell'ambito del cantiere.

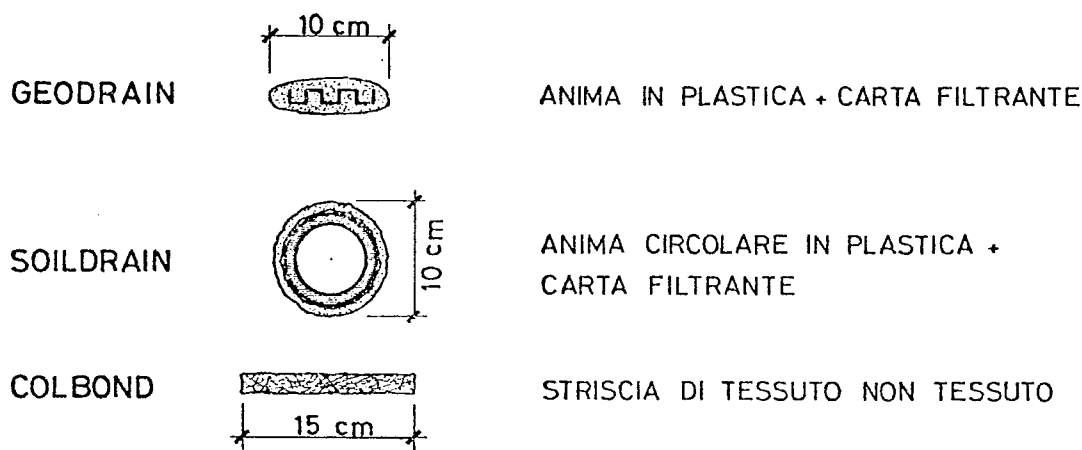


Fig. 8. - Dreni prefabbricati verticali.

Si vuole inoltre puntualizzare come la convenienza o meno di trattare la fondazione con dreni sia estremamente dipendente dal terreno e da una corretta interpretazione della sua stratigrafia, vedi memorie Errani ed altri, Colleselli e Tripiciano. Per questo sarebbe auspicabile avere più dati sperimentali che ne illustrassero il comportamento nel tempo, come puntualizzato nella memoria di Comastri ed altri.

Per migliorare il comportamento del dreno in generale bisognerebbe migliorarne le modalità di infissione; attualmente la zona di disturbo minima ha un diametro valutabile intorno ad 1,5 quello effettivo del dreno. Dal punto di vista del progetto sarebbe opportuna una più esatta conoscenza del valore di  $c_v$  (attraverso la punta piezometrica, per esempio), della microstruttura del terreno, laminazione, lenti di sabbia, ecc. e dell'influenza delle tensioni trasmesse dal rilevato.

### Controllo della fondazione durante la costruzione

Con riferimento al caso di rilevati su argilla tenera, è opportuno avere un controllo della stabilità dell'opera durante e dopo la costruzione, considerate le innumerevoli variabili in gioco. Negli ultimi anni a seguito dei numerosi rilevati che sono stati strumentati, si è venuta formando una certa base di dati da cui alcuni autori hanno tratto dei criteri empirici per giudicare la stabilità dell'opera.

Il controllo viene eseguito su uno, o più, parametri significativi, quali la pressione interstiziale e gli spostamenti verticali al centro del rilevato, gli spostamenti laterali al piede del rilevato.

Riportando il parametro scelto in funzione

dell'altezza del rilevato o del fattore di sicurezza, si nota un brusco cambio nella pendenza della curva o retta interpolante quando il fattore di sicurezza diventa inferiore a 1,3 o 1,4 (passaggio dal campo elastico a quello elastoplastico in una consistente parte del terreno di fondazione). Nella Figura 9 sono riportati i metodi proposti da BOURGES [1970], D'APPOLONIA e LAMBE [1971], MARCHE e CHAPUIS [1974].

Il metodo proposto da Bourges si basa essenzialmente sui cedimenti verticali al centro dell'opera, per cui quando il rapporto tra cedimento misurato e calcolato diventa superiore a 1, il fattore di sicurezza può essere inferiore a 1,3. Quello proposto da D'Appolonia e Lambe si basa sulla pressione interstiziale misurata

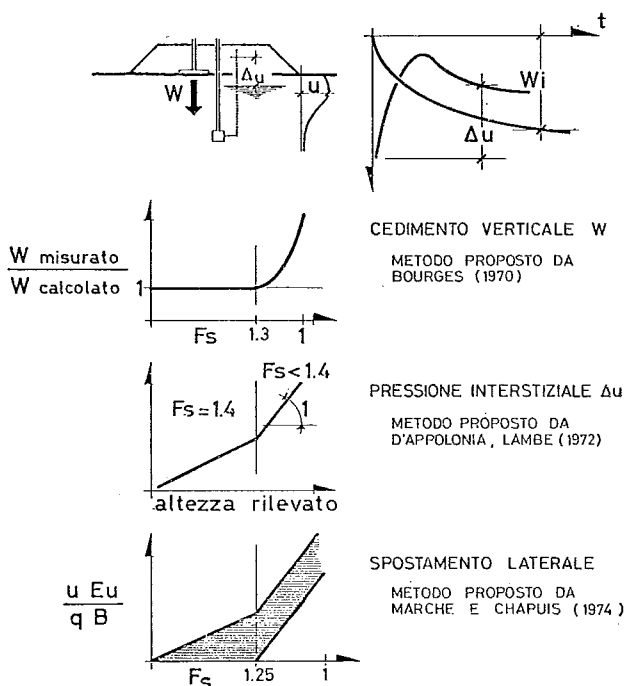


Fig. 9. - Criteri per il controllo della stabilità durante la costruzione.



sotto il centro del rilevato; diagrammata in funzione dell'altezza del rilevato si nota un deciso aumento nella pendenza della retta interpolatrice dei valori sperimentali quando  $F_s < 1,4$ . Il criterio di MARCHE e CHAPUIS si basa sugli spostamenti laterali, con una motivazione analoga alle precedenti.

### Rilevati sperimentali

Considerata la notevole difficoltà che si incontra nel definire i parametri del terreno, per quei problemi in cui si desiderano previsioni di gran lunga più precise di quanto normalmente accettato, si può far ricorso all'impiego di rilevati sperimentali. Essi devono pertanto essere considerati come prove di carico a grande scala, eventualmente condotti fino a rottura. Opportunamente strumentati, possono portare un notevole beneficio alla progettazione geotecnica, sia economico, quale può derivare da una migliore conoscenza della situazione, che scientifico. Questo punto è provato dalla evidenza contenuta nelle memorie di ERRANI e altri, COLLESELLI e TRIPICIANO, BELLONI e SEMBENELLI.

Queste opere sperimentali possono consentire tra le altre cose, di chiarire punti dubbi come: sviluppo delle pressioni interstiziali  $u$ , influenza del coefficiente di Poisson sulla consolidazione, influenza delle tensioni laterali  $\sigma_3$ . Quindi è auspicabile un loro più frequente uso, tenendo presente che esse non richiedono unicamente uno sforzo esecutivo ma anche interpretativo per giungere ad apprezzare in pieno il valore delle informazioni sperimentali ottenute in termini di convenzionali parametri del terreno.

### BIBLIOGRAFIA

BELLOTTI R., JAMIOLKOWSKI M. (1977) - *Interpretazione delle prove penetrometriche statiche nei terreni sabbiosi*. Conferenza AGI di Milano.

- BOURGES F. (1970) - *Remblais sur sols compressibles*. Synthèses des recherches effectuées dans les laboratoires des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche n. 10.
- D'APPOLONIA D. J., LAMBE T. W., POULOS H. G. (1971) - *Evaluation of pore pressure beneath an embankment*. ASCE SM-6.
- D'APPOLONIA D. J., POULOS H. G., LADD C. C. (1970) - *Initial settlements of structures on clay*. MIT Dept. of Civil Engineering, Cambridge Mass., Soil Mechanics Report n. 262.
- ELLSTEIN A. (1972) - *Settlements development: observed vs predicted*. ASCE Specialty Conference, Performance of earth and earth supported structures, Vol. 1, part. 2.
- FLAATE K., PREVER T. (1974) - *Stability of road embankment in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal.
- HOLTZ R. D., LINDSKOG G. (1972) - *Soil movements below a test embankment*. Purdue Conference, ASCE Vol. 1.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1977) - *Remarks on the use of self boring pressurimeter in the italian clay*. RIG n. 3.
- LAMBE T. W. (1973) - *Prediction in soil engineering*. Geotechnique 23, n. 2.
- LEROUËL S., TAVENAS F., MIEUSSENS C., PEIGNAUD M. (1978) - *Construction pore pressure in clay foundations under embankments - Part II: generalized behaviour*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, n. 1.
- MARCHE R., CHAPUIS R. (1974) - *Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux*. Canadian Geotechnical Journal, II.
- MITCHELL R. J., SANGREY D. A., WEBB G. S. (1972) - *Foundations in the crust of sensitive clay deposits*. ASCE Specialty Conference, Performance of earth structures, Vol. 1, part 2.
- MURRAY R. T. (1973) - *Embankment constructed on soft foundations: settlement studies near Oxford*. Transport and Road Research Laboratory, TRRL Report LR 538.
- PILOT G. (1977) - *Methods for improving the engineering properties of soft clay*. Int. Symposium on soft clay, Bangkok, Thailand.

### SUMMARY

#### Embankments foundations

The report reviews present design methods to be adopted for the control of the foundation of an embankment. Particular attention is paid to the case of embankment on soft clay. The different stages of the design are analysed, that is site investigation and laboratory testing, elaboration of field data, stability analysis and settlement evaluation, foundation control during and after construction. For each of the above mentioned design stages the most appropriate methods of analysis and the current calculation procedures are discussed.