

# Consolidazione monodirezionale e creep delle argille \*\*

A. BURGHIGNOLI \*

**SOMMARIO:** In questo articolo viene sviluppata l'equazione generale che regge il fenomeno della consolidazione in condizioni edometriche, tenendo conto del peso proprio dello strato e introducendo un legame costitutivo visco-elastico e una legge di permeabilità non lineari. Si esaminano l'influenza dei parametri introdotti, i criteri per una loro valutazione sperimentale e si commentano alcuni tipici risultati dell'analisi.

## Introduzione

I problemi connessi con le deformazioni lente del terreno conseguenti alla costruzione di opere di ingegneria sono sempre stati al centro dell'attenzione degli ingegneri civili e dei ricercatori operanti nel settore geotecnico. I fondamenti teorici di tali fenomeni furono fissati cinquant'anni or sono da Terzaghi con la definizione del principio delle tensioni efficaci e lo sviluppo della teoria della consolidazione. Negli anni successivi sono state condotte numerosissime ricerche ed esperienze rivolte sia verso una più precisa rappresentazione delle condizioni geometriche dei problemi reali, sia verso una migliore descrizione del comportamento meccanico dei terreni naturali. Al primo filone fanno capo le diverse teorie bi-tridimensionali; queste mantengono, in genere, la semplice ipotesi di legame elastico non lineare per lo scheletro solido. Al secondo quelle che, pur nelle condizioni di monodirezionalità del flusso e delle deformazioni, si riferiscono a leggi costitutive più complesse, nell'ambito della elasticità non lineare o della visco-elasticità. Ampi riferimenti bibliografici accompagnano i recenti « stati dell'arte » pubblicati su tale argomento, tra gli altri, da SANDHU [1972], DESAI e CHRISTIAN [1977], SCHIFFMAN e ARYA [1977].

A dispetto del gran numero di studi condotti e delle più complesse teorie proposte, in molti casi la risposta dei terreni di fondazione reali risulta notevolmente diversa dalle previsioni di progetto. Tale differenza si manifesta nel confronto dei valori sia delle sovrappressioni interstiziali sia delle deformazioni e risulta in genere tanto più accentuata, nel primo caso, quanto più il terreno è caratterizzato strutturalmente e, nel secondo, quanto maggiore è lo

spessore del deposito e il contenuto di sostanze organiche.

Al di là dei problemi connessi con le metodologie di determinazione sperimentale dei parametri geotecnici da introdurre nelle analisi, quali gli effetti dell'anisotropia strutturale o indotta dalle tensioni e quelli dovuti al disturbo (AGI, 1979), sembra utile sviluppare ulteriormente lo studio del fenomeno per meglio tener conto dei diversi fattori in gioco. In un precedente lavoro sul problema della consolidazione monodimensionale delle argille tenere [BURGHIGNOLI e VESTRONI, 1975], fu messa in evidenza la necessità concettuale di condurre l'analisi teorica portando in conto, contemporaneamente, tutti i fattori fisici che possono influenzare il fenomeno. Seguendo tale indicazione, nella presente nota si sviluppa l'equazione generale che regge il fenomeno della consolidazione monoassiale di un terreno argilloso omogeneo e saturo nelle ipotesi di:

- a) legame costitutivo visco-elastico non lineare;
- b) variazione della permeabilità indipendente dalla compressibilità durante il processo di consolidazione;
- c) strato dotato di peso proprio.

Nei successivi sviluppi analitici si supporrà, inoltre, che il terreno sia normalmente consolidato e di recente deposizione.

## Formulazione dell'equazione della consolidazione

Con riferimento alla fig. 1 si consideri un elemento dello strato in consolidazione posto alla generica quota  $z$ . Prima dell'applicazione dei carichi esterni le condizioni di tensione e di deformazione possono essere espresse dalla relazione:

\* Dott. ing. Alberto BURGHIGNOLI, assistente ordinario alla Cattedra di *Meccanica delle Terre e Tecnica delle Fondazioni*, Roma.

\*\* Lavoro svolto con il contributo del CNR (contratto 78.01572.07).

$$e_i = e_o - \bar{C}_c \ln \frac{\sigma'_i}{\sigma'_o} \quad (1)$$

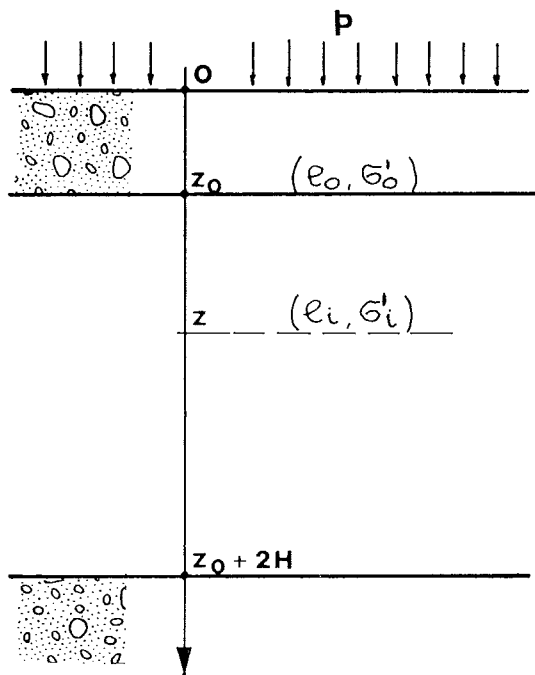


Fig. 1. - Schema geometrico del problema esaminato.

dove  $e_o$  e  $\sigma'_o$  sono i valori dell'indice di porosità e della tensione efficace in corrispondenza del tetto dello strato e  $\bar{C}_c$  l'indice di compressione elastica. Durante il processo di consolidazione lo stesso elemento subisce una variazione volumetrica per effetto sia della dissipazione della sovrappressione interstiziale, sia della viscosità dello scheletro solido.

La corrispondente variazione dell'indice di porosità può essere posta nella forma [BURGHIGNOLI, 1979]:

$$e_i - e = \bar{C}_c \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_i} + (1 + e_i) \bar{C}_\alpha \ln \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right] \quad (2)$$

dove  $\bar{C}_\alpha$  è l'indice di compressione viscosa e  $t^*$  un tempo caratteristico che dipende dalle proprietà reologiche del terreno.

Supponendo  $1 + e_i \approx 1 + e_o$  si ottiene la legge costitutiva:

$$\varepsilon = \frac{\bar{C}_c}{1 + e_o} \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_o} + \bar{C}_\alpha \ln \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right] \quad (3)$$

Introducendo una legge di permeabilità del tipo

$$\varepsilon = - \frac{\bar{C}_k}{1 + e_o} \ln \frac{k}{k_o} \quad (4)$$

ed associando la (3) alla (4), si ottiene:

$$\left[ \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right]^{\bar{C}_c} \left[ \frac{k}{k_o} \right]^{\bar{C}_k} \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]^{\bar{C}_\alpha} = 1 \quad (5)$$

avendo posto  $\bar{C}_\alpha = (1 + e_o) \bar{C}_\alpha$ .

L'equazione generale della consolidazione si deduce dall'equazione di continuità

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (6)$$

Essendo, per la legge di d'Arcy,

$$v = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

il primo membro della (6) diviene:

$$- \frac{1}{\gamma_w} \left[ \frac{\partial k}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} + k \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] \quad (7)$$

Dalla (5) si ha:

$$k = k_o \left[ \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right]^{-\frac{\bar{C}_c}{\bar{C}_k}} \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]^{-\frac{\bar{C}_\alpha}{\bar{C}_k}}$$

Ponendo

$$C_{ck} = \frac{\bar{C}_c}{\bar{C}_k}$$

$$C_{\alpha k} = \frac{\bar{C}_\alpha}{\bar{C}_k}$$

$$F_t = \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]^{C_{\alpha k}}$$

si ottiene

$$k = \frac{k_o}{F_t} \left[ \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right]^{-C_{ck}} \quad (8)$$

Tenendo conto della (8), la (7) diviene

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - \frac{k_o}{\gamma_w F_t} \left[ \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right]^{-C_{ck}} \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\bar{C}_{ck}}{\sigma'_o} \left[ \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right]^{-1} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (9)$$

Indicando con  $p$  l'incremento di tensione totale prodotto dal carico esterno, per il principio delle tensioni efficaci si ha:

$$\sigma' = \sigma'_i + p - u = \sigma'_o + \gamma_b (z - z_o) + p - u$$

$$m = \frac{\gamma_b H}{\sigma'_o}$$

$$U = 1 - \frac{u}{p}$$

e quindi

$$\frac{\sigma'}{\sigma'_b} = 1 + \frac{\gamma_b (z - z_o)}{\sigma'_o} + \frac{p - u}{\sigma'_o} \quad (10)$$

e

$$n = \frac{p}{\sigma'_o}$$

Ponendo inoltre

$$Z = \frac{z - z_o}{H}$$

la (10) diviene infine

$$\frac{\sigma'}{\sigma'_o} = 1 + m Z + n U \quad (11)$$

L'espressione (9) può pertanto essere scritta nella forma:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{p k_o}{F_t \gamma_w H^2} (1 + m Z + n U)^{-C_{ck}} \left[ \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} - m C_{ck} (1 + m Z + n U)^{-1} \frac{\partial U}{\partial Z} - n C_{ck} (1 + m Z + n U)^{-1} \left[ \frac{\partial U}{\partial Z} \right]^2 \right] \quad (12)$$

Il secondo membro della (6) può essere scritto come segue:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\bar{C}_c}{1 + e_o} (1 + m Z + n U)^{-1} \frac{1}{\sigma'_o} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (13)$$

Essendo  $\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{dp}{dt} U + p \frac{\partial U}{\partial t}$  la (13) diviene

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\bar{C}_c}{\sigma'_o (1 + e_o)} (1 + m Z + n U)^{-1} \left[ \frac{dp}{dt} U + p \frac{\partial U}{\partial t} \right] + \frac{\bar{C}_\alpha}{t^* + t} \quad (14)$$

Uguagliando la (12) e la (13) si ottiene l'equazione

$$\begin{aligned} & (1 + m Z + n U)^{1 - C_{ck}} \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} - m C_{ck} (1 + m Z + n U)^{-C_{ck}} \frac{\partial U}{\partial Z} - \\ & - n C_{ck} (1 + m Z + n U)^{-C_{ck}} \left[ \frac{\partial U}{\partial Z} \right]^2 = \\ & = \frac{\gamma_w H^2 F_t}{k_o} \frac{\bar{C}_c}{\sigma'_o (1 + e_o)} \frac{1}{p} \frac{dp}{dt} U + \frac{\gamma_w H^2 F_t}{k_o} \frac{\bar{C}_c}{\sigma'_o (1 + e_o)} \frac{\partial U}{\partial t} + \\ & + \frac{\gamma_w H^2 F_t}{p k_o} (1 + m Z + n U) \frac{\bar{C}_\alpha}{t^* + t} \end{aligned} \quad (15)$$

Ponendo

$$c_{v, o} = \frac{k_o \sigma'_o (1 + e_o)}{\gamma_w \bar{C}_c}$$

$$T = c_{v, o} \frac{t}{H^2}$$

$$C_{ac} = \frac{\bar{C}_a}{\bar{C}_c} (1 + e_o) = \frac{C_{ak}}{C_{ck}}$$

il secondo membro della (15) diviene

$$-\frac{F_t}{n} \frac{dn}{dT} U + F_t \frac{\partial U}{\partial T} + (1 + mZ + nU) G_t$$

essendo

$$\frac{1}{p} \frac{dp}{dT} = \frac{1}{n} \frac{dn}{dT}$$

ed avendo posto:

$$G_t = \frac{F_t \cdot C_{ac}}{n} \frac{1}{T^* + T} = \frac{C_{ac}}{n T^*} \left[ 1 + \frac{T}{T^*} \right]^{C_{ck} - 1}$$

L'equazione generale che, sotto le ipotesi poste, regge il fenomeno della consolidazione è, in conclusione,

$$(1 + mZ + nU)^{1 - C_{ck}} \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} - m C_{ck} (1 + mZ + nU)^{-C_{ck}} \frac{\partial U}{\partial Z} +$$

$$- n C_{ck} (1 + mZ + nU)^{-C_{ck}} \left[ \frac{\partial U}{\partial Z} \right]^2 =$$

$$= \frac{F_t}{n} \frac{dn}{dT} U + F_t \frac{\partial U}{\partial T} + (1 + mZ + nU) G_t. \quad (16)$$

Nel caso di assenza di fenomeni viscosi e di variazione nel tempo della tensione totale applicata al contorno, si ha  $F_t = 1$ ,  $G_t = 0$  e  $\frac{dn}{dT} = 0$ . In queste condizioni l'equazione (16) coincide con quella ottenuta da BURGHIGNOLI e VESTRONI [1975].

Il grado di consolidazione medio dell'intero strato può essere definito sia in termini di sovrappressioni interstiziali, sia in termini di deformazioni. Nel primo caso si ha:

$$\bar{U}(T) = \frac{1}{2} \int_0^2 U(Z, T) dZ \quad (17)$$

nel secondo

$$S(T) = \frac{\int_0^2 \varepsilon(Z, T) dZ}{\int_0^2 \varepsilon_{o, f}(Z) dZ} \quad (18)$$

dove  $\epsilon_{e, f}(Z)$  rappresenta la deformazione unitaria elastica che si avrebbe al tempo  $T$  in assenza di sovrappressioni interstiziali [VIGGIANI, 1972]. Essendo per ipotesi

$$\epsilon(Z, T) = \frac{\bar{C}_c}{1+e_i} \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_i} + \bar{C}_a \ln \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]$$

e osservando che

$$\frac{\sigma'}{\sigma'_i} = 1 + \frac{n}{1+mZ} U$$

la relazione (18) può essere espressa nella forma

$$S(T) = \frac{\int_0^2 \ln \left[ 1 + \frac{n}{1+mZ} U \right] dZ + 2 C_{ac} \ln \left[ 1 + \frac{T}{T^*} \right]}{\int_0^2 \ln \left[ 1 + \frac{n}{1+mZ} \right] dZ}$$

Sviluppando l'integrale a denominatore, si ottiene infine

$$S(T) = \frac{1}{2\psi(m, n)} \int_0^2 \ln \left[ 1 + \frac{n}{1+mZ} U \right] dZ + \frac{C_{ac}}{\psi(m, n)} \ln \left[ 1 + \frac{T}{T^*} \right]$$

dove

$$\psi(m, n) = \frac{1}{2m} \left[ (1+2m) \ln \left[ 1 + \frac{n}{1+2m} \right] + n \ln \left[ 1 + \frac{2m}{1+n} \right] - \ln(1+n) \right]$$

### Significato dei parametri introdotti e loro determinazione sperimentale.

Per integrare l'equazione (16) occorre fissare i valori dei parametri  $m$ ,  $C_{ck}$ ,  $C_{ac}$ ,  $T^*$  e l'andamento della funzione  $n = n(T)$ . Il parametro  $m = \gamma_b H / \sigma'_o$  tiene conto della geometria del problema, e precisamente dello spessore dello strato in consolidazione ( $H$ ) e della sua posizione rispetto al piano di campagna ( $\sigma'_o$ ). La funzione  $n(T) = p(T) / \sigma'_o$  tiene conto dell'entità e dei tempi di applicazione dei carichi esterni. Nel caso di carichi applicati istantaneamente e mantenuti indefinitamente, come in pratica avviene in una prova edometrica convenzionale, si ha  $n = \text{cost}$  e  $dn/dT = 0$ .

I parametri  $C_{ck}$ ,  $C_{ak}$  e  $T^*$  rappresentano proprietà reologiche del terreno e devono essere ricavati sperimentalmente. Il parametro  $C_{ck}$  tiene conto della variazione della compressibilità

del mezzo durante il processo di consolidazione in rapporto alla variazione del coefficiente di permeabilità. Può essere determinato sperimentalmente in modo agevole dai risultati di prove edometriche e, per alcune argille italiane, varia tra 1 e 1.5 (fig. 2). Il parametro  $C_{ac}$  definisce quantitativamente il peso relativo della deformabilità viscosa e di quella elastica nel processo di consolidazione. Può anch'esso essere ricavato semplicemente mediante prove edometriche convenzionali. Confrontando le caratteristiche di compressibilità e consolidazione di molte argille italiane [AGI, 1979], si sono trovati valori di  $C_{ac}$  compresi tra 0.01 ( $1+e_o$ ) e 0.015 ( $1+e_o$ ). Il parametro  $T^*$  rappresenta, in forma adimensionale, un tempo caratteristico della deformazione viscosa il cui significato fisico è deducibile dalla curva di fig. 3. La determinazione sperimentale di  $T^*$  si riconduce alla misura del tempo reale  $t^*$  e del tempo  $t_{50}$  cor-

rispondente al 50% della deformazione elastica. Dalla definizione di fattore tempo discende immediatamente l'uguaglianza

$$T^* = T_{50} \frac{t^*}{t_{50}}$$

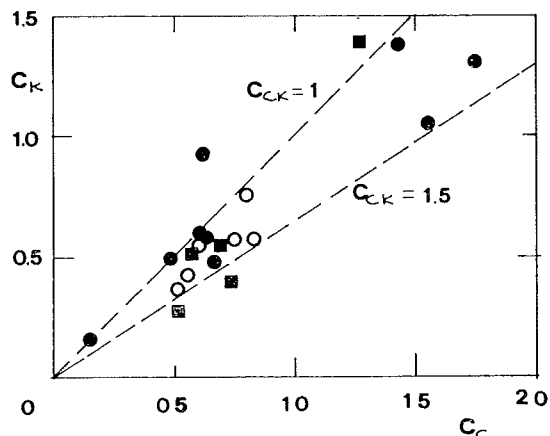


Fig. 2. - Valori del parametro  $C_{ek}$  per alcune argille italiane.  
 ● - Fiumicino  
 ○ - Pisa  
 ■ - Cagliari

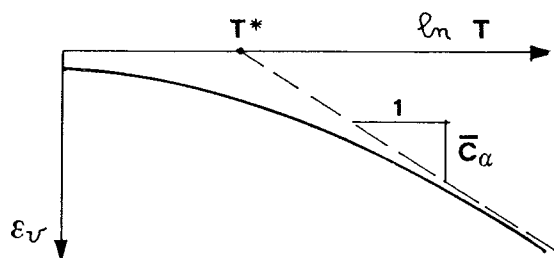


Fig. 3. - Componente viscosa della deformazione dello scheletro solido.

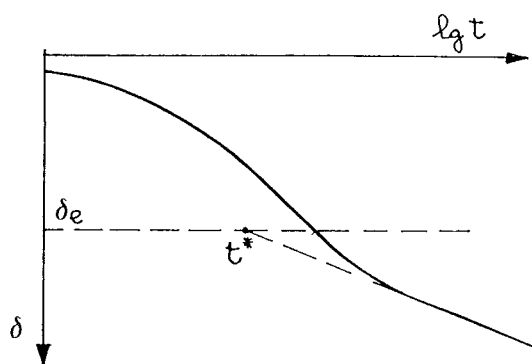


Fig. 4. - Costruzione grafica per la determinazione del parametro  $t^*$ .

Il tempo  $t^*$  può essere determinato graficamente su una curva sperimentale cedimenti-tempo, noto il valore della deformazione elasti-

stica corrispondente all'assegnato incremento di tensione totale. La deformazione elastica, a sua volta, può essere determinata in base al valore di  $C_c$  deducibile dalla curva di compressibilità. La costruzione, riportata in fig. 4, si basa sull'osservazione che il tratto rettilineo della curva cedimenti-tempo si manifesta in tempi per i quali il processo idrodinamico è praticamente esaurito e le deformazioni elastiche hanno raggiunto il massimo valore. In queste condizioni le deformazioni residue sono solo di natura viscosa. Assumendo che il tratto di curva corrispondente segua la legge di viscosità assegnata, il tempo  $t^*$  si trova all'intersezione tra il prolungamento di tale curva e le retta orizzontale di ordinata pari alla deformazione elastica.

Il tempo  $t_{50}$  può essere determinato senza apprezzabile errore sulla curva sperimentale in corrispondenza del cedimento,  $\delta$ , pari al 50% di quello elastico. I valori di  $T_{50}$  si ottengono integrando l'equazione della consolidazione nelle condizioni proprie delle prove di laboratorio. Nel campo di valori di  $C_{ek}$  compresi tra 1 e 1.5 e di  $C_{ac}$  compresi tra 0.04 e 0.1, il fattore tempo  $T_{50}$  varia tra 0.16 e 0.25 e, per i valori medi di tali parametri, può essere posto con sufficiente approssimazione pari a 0.2.

Fissati i valori dei parametri esaminati, l'equazione (16) può essere integrata per definire la funzione  $U = U(Z, T)$  e, quindi, tramite la (17) e la (19), il grado di consolidazione medio sia in termini di sovrappressioni interstiziali che di deformazioni.

L'influenza dei parametri  $m$ ,  $n$  e  $C_{ek}$  sul decorso del processo di consolidazione è stata esaminata dettagliatamente in un precedente lavoro (BURGHIGNOLI e VESTRONI, 1975). L'effetto del peso proprio dello strato, espresso dal parametro  $m$ , si manifesta sia nella forma delle isocrone che perdono la simmetria rispetto al piano medio, sia nel diverso andamento nel tempo del grado di consolidazione. Per valori di  $C_{ek}$  maggiori di 1, e cioè nei casi comunemente osservati, la velocità di consolidazione risulta maggiore nella fase iniziale del processo e minore in quella finale.

L'influenza dei parametri che tengono conto del comportamento viscoso dello scheletro solido è mostrato nelle figure 5 e 6 che, insieme ad alcune isocrone delle sovrappressioni interstiziali, riportano la variazione nel tempo del grado di consolidazione  $\bar{U}$  e  $S$ . La figura 5 mostra l'influenza del parametro  $C_{ac}$ . A valori elevati di  $C_{ac}$  corrispondono minori velocità di dis-

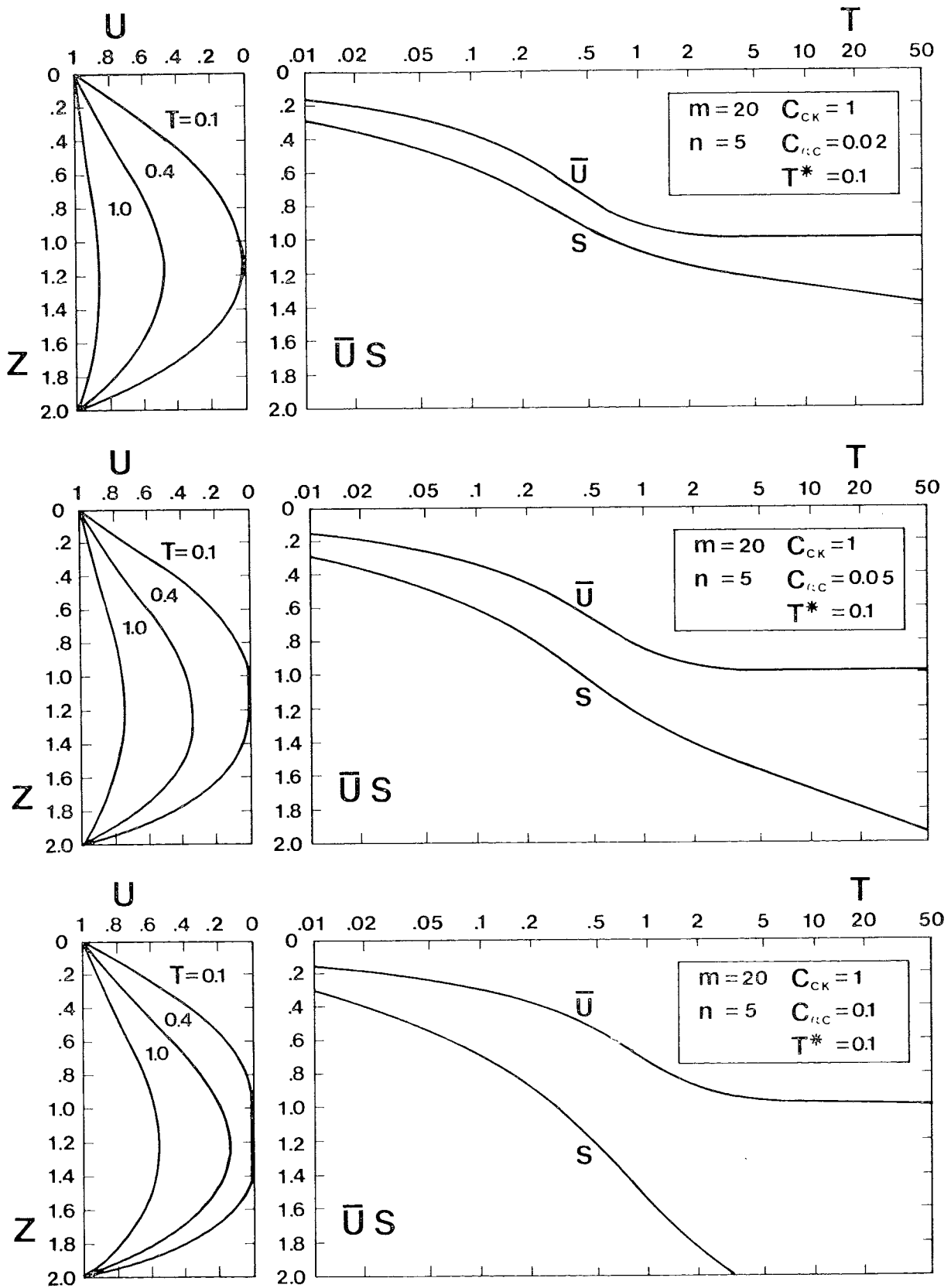


Fig. 5. - Influenza del parametro  $C_{cc}$  sul processo di consolidazione.

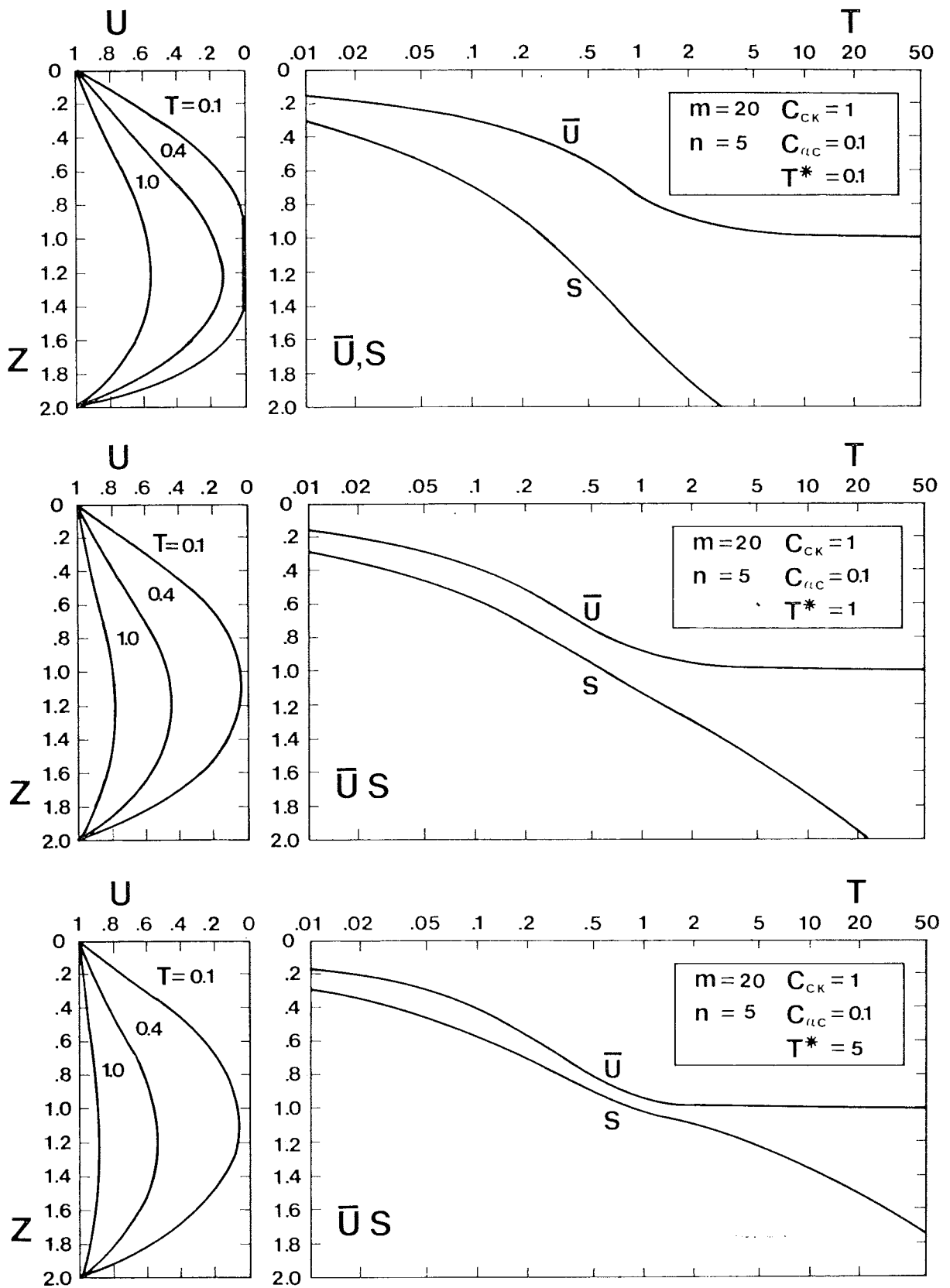


Fig. 6. - Influenza del parametro  $T^*$  sul processo di consolidazione.



sipazione delle sovrappressioni interstiziali e maggiori velocità di deformazione. Per tempi corrispondenti ad un grado di consolidazione medio definito in termini di pressioni interstiziali pari al 50%, le corrispondenti deformazioni raggiungono valori compresi tra il 70 e il 110% di quelle elastiche finali. Esaminando i diagrammi di fig. 6 si osserva che al crescere del parametro  $T^*$  a parità di  $C_{ac}$ , aumenta la velocità di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, come risulta chiaramente dalla posizione delle isocrone nei diversi casi, mentre diminuisce la velocità di deformazione. Per bassi valori di  $T^*$  la deformazione viscosa si sovrappone in larga misura a quella elastica durante la fase idrodinamica del processo; per valori elevati di  $T^*$ , invece, i due fenomeni sono praticamente separati e ben distinguibili l'uno dall'altro. I diagrammi mostrano inoltre che, per opportuni valori dei parametri viscosi, è possibile ottenere curve di deformazione aventi sempre la concavità rivolta verso il basso così come spesso si osserva esaminando i cedimenti di fondazioni poste su terreni molto compressibili e ricchi di sostanze organiche.

Per utilizzare i risultati dell'analisi ai fini pratici occorre fissare la scala dei tempi attraverso la determinazione del coefficiente di consolidazione. Tale parametro può essere ricavato in modo consueto in base alla misura del  $t_{50}$  sulle curve cedimenti-tempo.

L'impiego dei valori del coefficiente di consolidazione determinati in laboratorio richiede una certa attenzione nelle applicazioni ai problemi reali. Infatti in questi casi il coefficiente di consolidazione si riferisce alle condizioni iniziali del tetto dello strato mentre i valori dei coefficienti ricavati in laboratorio corrispondono a livelli di tensione  $e$ , in generale, a condizioni iniziali diverse. È possibile però stabilire un legame tra il valore del coefficiente di consolidazione ricavato in laboratorio e quello da impiegare per il terreno nella sua sede naturale. Indicando con  $c_{v, lab}$  il valore di laboratorio, si ha

$$\frac{c_{v, o}}{c_{v, lab}} = \frac{k_o \sigma'_o (1 + e_o)}{k_{lab} \sigma'_{lab} (1 + e_{lab})} \approx \frac{k_o \sigma'_o}{k_{lab} \sigma'_{lab}}$$

Tale espressione, per effetto della (8), si modifica nella

$$\frac{c_{v, o}}{c_{v, lab}} = F_t \left[ \frac{\sigma'_{lab}}{\sigma'_o} \right]^{C_{ck} - 1}$$

Se  $c_{v, lab}$  è stato ricavato in base al  $t_{50}$ , allora l'espressione precedente diviene

$$\frac{c_{v, o}}{c_{v, lab}} = \left[ 1 + \frac{t_{50}}{t^*} \right]^{C_{ck} C_{ac}} \left[ \frac{\sigma'_{lab}}{\sigma'_o} \right]^{C_{ck} - 1}$$

da cui è possibile ricavare il valore di  $c_{v, o}$ .

## Conclusioni

Lo sviluppo e la risoluzione dell'equazione generale che regge il fenomeno della consolidazione hanno messo in evidenza l'importanza che i diversi fattori in gioco rivestono nell'evoluzione del fenomeno. Prescindendo dai parametri  $m$  e  $n$  che tengono in larga misura conto di fattori esterni, quali la geometria del problema e l'entità dei carichi esterni, si osserva chiaramente il ruolo svolto dai parametri che definiscono le proprietà reologiche del terreno. Già al livello di sviluppo dell'analisi, appare che tanto le caratteristiche di viscosità proprie dello scheletro solido, come  $C_\alpha$  e  $t^*$ , che quelle idrodinamiche connesse con l'interazione tra le fasi, come l'indice di permeabilità  $C_k$ , influenzano il processo di consolidazione con una intensità mediata dalla deformabilità elastica del terreno. Il parametro  $T^*$  determina il grado di sovrapposizione tra i cedimenti elastici e quelli viscosi ed è responsabile in larga misura della forma delle curve di deformazione.

È infine interessante osservare che, per la particolare definizione del coefficiente di consolidazione, esiste un rapporto di scala tra i valori di  $c_v$  ricavati in laboratorio e quelli applicabili al corrispondente problema reale. Questi ultimi possono risultare anche molto maggiori dei primi e spiegare almeno in parte le ben note differenze tra la velocità di consolidazione di uno strato reale e quella dedotta dalla applicazione della teoria di Terzaghi ai risultati di prove edometriche su piccoli campioni.

## Significato dei simboli

$$\bar{C}_c = 0.434 C_c = \frac{\Delta e}{\Delta (\ln \sigma')}$$

Indice di compressione elastica

$$\bar{C}_\alpha = 0.434 C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta (\ln t)}$$

Indice di compressione viscosa

$$\bar{C}_k = 0.434 C_k = - \frac{\Delta e}{\Delta (\ln k)}$$

Indice di permeabilità

e	Indice di porosità
e <sub>i</sub>	Indice di porosità iniziale
e <sub>o</sub>	Indice di porosità iniziale al tetto dello strato
k	Coefficiente di permeabilità
k <sub>o</sub>	Coefficiente di permeabilità iniziale al tetto dello strato
p	Incremento di tensione totale
S	Grado di consolidazione medio in termini di deformazioni
t	Tempo
t*	Parametro reologico del terreno
T	Fattore tempo
u	Sovrappressione interstiziale
U	Grado di consolidazione locale in termini di pressioni interstiziali
Ū	Grado di consolidazione medio in termini di pressioni interstiziali
v	Velocità di filtrazione
γ	Peso dell'unità di volume
γ <sub>w</sub>	Peso specifico dell'acqua
γ <sub>b</sub> = γ - γ <sub>w</sub>	Peso di volume sommerso
δ	Deformazione
δ <sub>e</sub>	Deformazione elastica
ε	Deformazione unitaria
ε <sub>e, f</sub>	Deformazione unitaria elastica finale
σ'	Tensione efficace
σ' <sub>i</sub>	Tensione efficace iniziale
σ' <sub>o</sub>	Tensione efficace iniziale al tetto dello strato

#### BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1979) - *Experiences on the time-settlement behaviour of some Italian soft clays*. 7th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton.
- BURGHIGNOLI A., VESTRONI F. (1975) - *Sulla consolidazione monodimensionale delle argille*. Ass. Geotecnica Ital., XII Convegno Naz. di Geotecnica, Cosenza.
- BURGHIGNOLI A. (1979) - *An experimental study of the structural viscosity of soft clays by means of continuous consolidation tests*. 7th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton.
- DESAI C. S., CHRISTIAN J. T. (Eds.) (1971) - *Numerical methods in geotechnical engineering*. New York: McGraw-Hill.
- SANDHU R. S. (1972) - *Finite element analysis of consolidation and creep*. State-of-the-art. Proc. Symp. on Applica-

tions of the finite element method in Geotechnical Engineering.

- SCHIFFMAN R. L., ARYA S. K. (1977) - *One-dimensional consolidation*. 'Numerical methods in geotechnical engineering', Desai & Christian (Eds.). New York: McGraw-Hill.
- VIGGIANI C. (1972) - *Contributo allo studio della consolidazione unidimensionale delle argille*. Rivista Italiana di Geotecnica, A.G.I., Anno VI, n. 4, pp. 199-212.
- ZEEVAERT L. (1972) - *Foundation engineering for difficult sub-soil conditions*. Van Nostrand Reinhold Co.

#### SUMMARY

##### One-dimensional Consolidation and Creep

The paper presents a theory of one-dimensional consolidation for soft clays accounting for viscous effects and non-linear elasticity. By following a phenomenological approach [ZEEVAERT, 1972; BURGHIGNOLI, 1979] the viscous component of the soil skeleton strain has been described by the relationship

$$\varepsilon_v = \bar{C}_\alpha \ln \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]$$

where  $\bar{C}_\alpha$  is the Viscous Compression Index and  $t^* > 0$  a peculiar parameter of the rheological properties of the soil. By simply adding a non-linear elastic component of soil strain, the following constitutive law is derived:

$$\varepsilon = \frac{\bar{C}_c}{1+e_o} \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_o} + \bar{C}_\alpha \ln \left[ 1 + \frac{t}{t^*} \right]$$

where  $\bar{C}_c$  is the Elastic Compression Index and  $\sigma'_o$  and  $e_o$  the initial values of the effective stress and void ratio at the top of the consolidating layer, respectively.

Assuming a strain-dependent permeability law in the form:

$$\varepsilon = - \frac{\bar{C}_k}{1+e_o} \ln \frac{k}{k_o}$$

and the hypothesis of full saturation, the general equation (16) is obtained. The solution of this equation with the prescribed boundary conditions allows the calculation of the average consolidation degree in terms both of pore-pressure and of strain (Eq.s 17 and 19).

Some typical results, reported in fig.s 5 and 6, show the influence of the various factors. The following conclusion can be drawn:

- the viscous behaviour of the solid skeleton causes an additional deformation of the soil both during the hydrodynamic process and after it. Moreover it delays the pore-pressure dissipation;
- the rate of consolidation is strongly dependent on the parameter  $C_{ck}$  which takes into account the variation of the elastic compressibility of the soil in relation with its permeability. The rate of consolidation decreases for high values of  $C_{ck}$ . For most Italian clays the values of  $C_{ck}$  range between 1 and 1.5;
- the governing parameter  $C_{ck}$ ,  $C_{\alpha c}$  and  $t^*$  can be obtained from standard consolidation tests;
- in order to apply laboratory results to field problems, the values of the consolidation coefficient resulting from oedometric tests should be suitably corrected to account for the current stress level.