

deformazione restituibile sufficiente per causare la espansione dell'argilla nella direzione dello scivolamento.

3) In alcune argille l'energia di deformazione, accumulata durante la consolidazione, viene restituita non appena si ha una diminuzione delle tensioni; in altre, invece, tale energia viene trattenuta dai legami diagenetici. Tali legami impediscono alle scaglie di minerale argilloso di espandersi quando viene rimosso il carico. Essi sono distrutti gradualmente dagli agenti dell'alterazione esterna con la conseguente liberazione dell'energia accumulata.

4) L'energia è restituita quasi totalmente durante lo scarico nelle argille con legami deboli. L'argilla si rigonfia quasi senza impedimento ed il rapporto tra tensioni efficaci orizzontali e verticali aumenta durante il rigonfiamento. Poichè le deformazioni laterali sono di regola impedito l'argilla ha una tendenza ad espandersi in direzione orizzontale. Gli effetti dell'alterazione esterna sono molto modesti.

Nelle argille con legami forti l'energia è trattenuta durante lo scarico. Il rigonfiamento è perciò impedito, le tensioni efficaci orizzontali sono relativamente basse e la tendenza alla espansione in direzione orizzontale è limitata. Quando i legami sono distrutti dagli agenti dell'alterazione esterna si ha un energico rigonfiamento, un aumento delle tensioni efficaci parallelamente alla superficie libera e la tendenza ad espandersi nella stessa direzione.

5) La possibilità di rottura progressiva è diversa a seconda del momento in cui si libera l'energia accumulata nell'argilla. Le più pericolose sono le argille sovraconsolidate e con legami forti sottoposte all'alterazione esterna. Seguono le argille sovraconsolidate con legami deboli. Le meno pericolose sono le argille sovraconsolidate con legami tanto forti da impedire la liberazione dell'energia accumulata.

6) Dall'esame dei dati relativi a circa 60 frane è risultato che circa il 55 % di queste interessa la coltre di degradazione dell'energia nella fascia di alterazione.

8) Sembra in definitiva che i fenomeni di instabilità dei pendii nelle argille sovraconsolidate dipendano dall'energia di deformazione trattenuta in queste argille per effetto dei legami diagenetici e dalla liberazione di energia che si ha quando i legami vengono distrutti.

(Franco Esu)

Coefficienti di consolidazione e di permeabilità di un terreno da prove in sito a carico costante.

R. E. GIBSON - *An analysis of system flexibility and its effect on time-lag in pore water pressure measurements.* Geotechnique, Vol. XIII, 1963.

R. E. GIBSON - *A note on the constant-head test to measure soil permeability.* Geotechnique, Vol. XVI, 1966.

In un terreno saturo d'acqua l'A. immagina d'installare un piezometro come in fig. 1. Questo è costituito di elemento poroso terminale di ceramica non smaltata a forma di sfera cava; l'elemento poroso è a sua volta completamente immerso in un filtro di sabbia, anch'esso sferico.

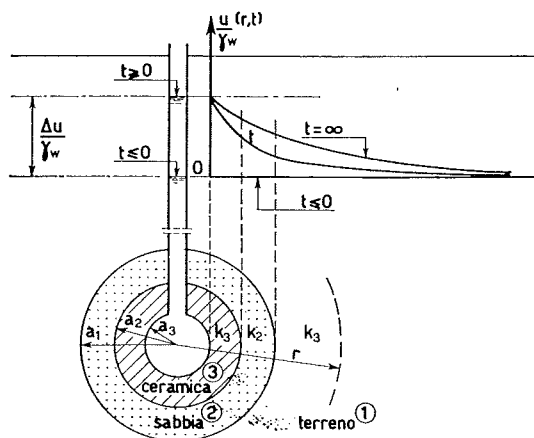


Fig. 1. - Pressioni neutre nell'intorno di una presa piezometrica sferica.

Nelle condizioni iniziali, l'acqua raggiunge nel piezometro la quota 0 corrispondente alla pressione neutra che regna nell'ambiente in prossimità della sfera. Nell'istante $t = 0$, si genera con manovra istantanea una variazione $\frac{\Delta u}{\gamma_w}$ dell'altezza della colonna d'acqua all'interno del piezometro e si immagini di mantenere invariato nel tempo il livello così raggiunto.

Per effetto di questa manovra ha inizio nel terreno un fenomeno di rigonfiamento (o di consolidazione) e si verifica un moto di filtrazione nel terreno da (o verso) l'elemento poroso del piezometro.

Indicando con u_1, u_2, u_3 gli incrementi di pressione neutra che si determinano in un punto generico, rispettivamente del terreno, della sabbia e della ceramica, rispetto al valore iniziale, per la simmetria del problema, le u saranno funzioni solo del raggio

generico r e del tempo t .

Per la ricerca delle espressioni delle u l'A. si pone nell'ipotesi che l'elemento poroso di ceramica, e la sabbia del filtro siano incomprimibili e caratterizzati, rispettivamente, dai coefficienti di permeabilità k_2 e k_3 ; che il terreno abbia un coefficiente di consolidazione c e di permeabilità k_1 ; che siano valide infine le ipotesi della teoria della consolidazione di Terzaghi.

Con i simboli della fig. 1 le pressioni neutre u_1, u_2, u_3 devono allora soddisfare le seguenti equazioni:

per $r > a_1$

$$c \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u_1}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_1}{\partial t}$$

per $a_2 < r < a_1$

$$\frac{\partial^2 u_2}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u_2}{\partial r} = 0$$

per $a_3 < r < a_2$

$$\frac{\partial^2 u_3}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u_3}{\partial r} = 0$$

In corrispondenza delle superfici sferiche che delimitano i mezzi 1-2 e 2-3 possono scriversi le condizioni di eguaglianza dei valori delle pressioni neutre, nonché le condizioni di continuità:

per $r = a_1$

$$u_1 = u_2 \quad k_1 \frac{\partial u_1}{\partial r} = k_2 \frac{\partial u_2}{\partial r}$$

per $r = a_2$

$$u_2 = u_3 \quad k_2 \frac{\partial u_2}{\partial r} = k_3 \frac{\partial u_3}{\partial r}$$

Inoltre

$$r \rightarrow \infty \quad u_i \rightarrow 0 \quad \text{per } t \text{ qualsiasi}$$

$$r > a_1 \quad u_i = 0 \quad \text{per } t = 0$$

$$r = a_3 \quad u_3 = \frac{\Delta u}{\gamma_w} \quad \text{per } t \text{ qualsiasi}$$

L'espressione della portata, che, nel generico istante t , attraversa la superficie sferica di raggio a_3 , è la seguente

$$Q_{(t)} = -4 \pi a_3^2 \frac{k_3}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u_3}{\partial r} \right)_{r = a_3}$$

Dalle tre equazioni differenziali cui devono soddisfare le u , tenuto conto delle varie condizioni iniziali ed al contorno innanzi scritte, l'A. perviene alla seguente espressione della portata in funzione del tempo:

$$(1) \quad Q_{(t)} = 4 \pi a_1 \frac{k_1 \Delta u}{\gamma_w (1 + \lambda)} \left[1 + \frac{1}{\lambda} e^{T(1+\lambda^{-1})^2} \operatorname{erfc} (1 + \lambda^{-1}) T^{1/2} \right] \quad (1)$$

in cui

$$T = \frac{c t}{a_1^2}$$

$$\lambda = \frac{k_1}{k_2} \left(\frac{a_1}{a_2} - 1 \right) + \frac{k_1}{k_3} \left(\frac{a_1}{a_3} - \frac{a_1}{a_2} \right)$$

sono due fattori adimensionali, il primo dei quali è legato al tempo, mentre il secondo dipende dalla geometria del sistema della presa piezometrica e dai coefficienti di permeabilità dei vari materiali.

Nella fig. 2 la (1) è rappresentata graficamente per vari valori del parametro λ . Per $t \rightarrow \infty$ il termine $T^{-1/2}$ tende a zero e la portata tende al valore

$$(2) \quad Q_{(\infty)} = 4 \pi a_1 k_1 \frac{\Delta u}{\gamma_w} \frac{1}{1 + \lambda}$$

Quando i coefficienti di permeabilità k_2 e k_3 dei materiali costituenti la presa piezometrica ed il filtro circostante risultano molto più elevati di quello k_1

del terreno, λ assume valori trascurabili rispetto all'unità, per cui

$$Q_{(t)} = 4 \pi a_1 k_1 \frac{\Delta u}{\gamma_w} \left[1 + \frac{1}{\sqrt{\pi T}} \right] \quad (1')$$

$$Q_{(\infty)} = 4 \pi a_1 k_1 \frac{\Delta u}{\gamma_w} \quad (2')$$

L'A. ritiene che le (1') e (2') possono considerarsi valide con buona approssimazione fino a quando è $\lambda \leq 0,05$.

In pratica, le espressioni della portata fornite dall'A. possono utilizzarsi per la misura dei coefficienti di consolidazione e di permeabilità del terreno. Sperimentalmente possono rilevarsi i valori della portata $Q_{(t)}$ in successivi istanti, in modo da tracciare un grafico della Q in funzione di $t^{-1/2}$. Per

$t \rightarrow \infty$ l'ordinata di questa curva tende al valore $Q_{(\infty)}$, che può ricavarsi estrapolando i dati sperimentali.

Qualora fosse $\lambda \leq 0,05$ noto $Q_{(\infty)}$ k_1 può determinarsi dalla (2'). Dalla (1') infine, può ricavarsi T e quindi il coefficiente di consolidazione $c = \frac{a_1^2 T}{t}$

per un valore generico del tempo.

Qualora invece i materiali costituenti la presa piezometrica avessero permeabilità dell'ordine di grandezza di quella del terreno, non potrebbe trascurarsi il termine λ . In tal caso devono applicarsi le (1) e le (2). L'A. consiglia di introdurre il valore a_3 al posto del raggio a_1 del piezometro e di determinare un coefficiente di permeabilità fittizio k_a dato da

$$(2'') \quad Q_{(\infty)} = 4 \pi a_3 \frac{\Delta u}{\gamma_w} k_a$$

In assenza del filtro di sabbia, risulta:

$$(3) \quad k_a = \frac{k_1 a_1}{a_3 (1 + \lambda)} = \frac{k_1 - a_1/a_3}{1 + k_1/k_2 (a_1/a_3 - 1)}$$

Si noti che per $k_1 = k_3$ si trova $k_a = k_1$.

Noto k_a con la (2''), il valore di k_1 potrà calcolarsi con la (3). Il coefficiente di consolidazione potrà dedursi, quindi, dalla (1).

L'A. avverte, tuttavia, che con prese piezometriche di permeabilità piuttosto bassa ($\lambda > 0,05$) quali oggi si tende ad adoperare per costituire filtri opportuni nei terreni a grana fina, è necessario proseguire le misure per un tempo sufficientemente lungo per ridurre gli errori nella determinazione

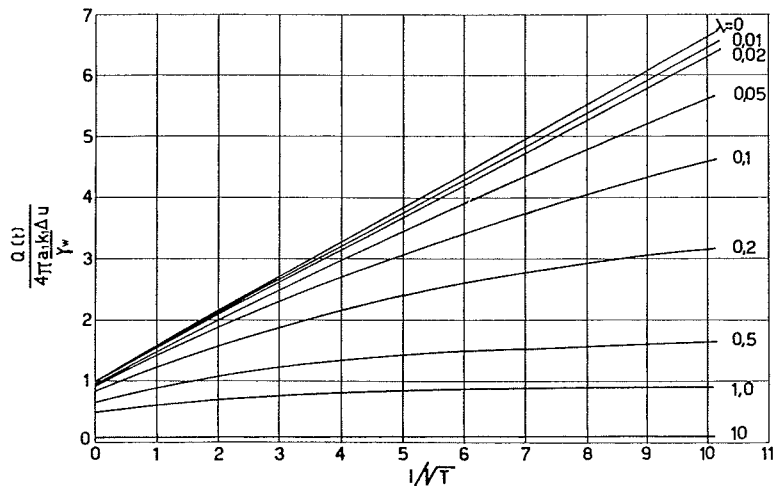


Fig. 2. - Influenza della permeabilità della presa piezometrica sulla portata.

(1) Con il simbolo erfc si indica il complemento all'unità della funzione di Gauss:

$$\operatorname{erfc} (1 + \lambda^{-1}) T^{1/2} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{(1 + \lambda^{-1}) T^{1/2}}^{\infty} e^{-x^2} dx$$

di $Q_{(\infty)}$ e quindi di k_1 . Nei riguardi del coefficiente di consolidazione c , l'errore nella determinazione supera il 10% allorchè $\lambda > 0,05$.

Sebbene limitata ad un sistema in condizioni di simmetria sferica, la trattazione teorica del Prof. Gibson costituisce un utile contributo allo studio dell'andamento delle pressioni neutre in un mezzo comprimibile non omogeneo, isotropo, per effetto di una nota variazione istantanea della pressione neutra medesima in un punto interno generico. Ulteriori studi ed indagini sperimentali occorrerebbero per superare le pratiche difficoltà connesse con l'applicazione della teoria istituita, allo scopo di misurare in sito i coefficienti di permeabilità e di consolidazione del terreno.

(Guido Umiltà)

Sul drenaggio del fianco a monte delle dighe di terra dopo vuotamento parziale istantaneo del serbatoio.

C. W. NEWLIN e S. C. ROSSIER - *Embankment drainage after instantaneous drawdown*. Proc. ASCE, SM 6, nov. 1967.

Il moto vario di filtrazione che si desta nel fianco a monte di una diga di terra, a seguito dell'abbassamento del livello nel serbatoio, è stato già per il passato oggetto di numerosi studi teorici e sperimentali.

Gli AA. della nota che si recensisce propongono un metodo approssimato semplice per il tracciamento della linea libera in un generico istante t , nelle ipotesi che possa trascurarsi la capillarità, che il materiale poroso sia incomprimibile, inizialmente saturo ed infine che il moto di filtrazione sia piano.

L'abbassamento del livello viene considerato istantaneo e pari ad una aliquota P della profondità H del serbatoio.

La teoria esposta viene controllata con numerose prove su modello tipo Hele Shaw, che sono valse a precisare il valore numerico di un coefficiente correttivo che compare nell'equazione della linea libera.

Nella fig. 1 è riportata la generica sezione del fianco di monte della diga; il fianco è limitato da un nucleo impermeabile verticale e da una fondazione, coincidente col fondo del lago, anch'essa impermeabile.

Si immagini di deprimere bruscamente nell'istante $t = 0$ il livello del-

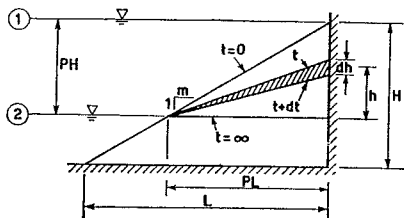


Fig. 1. - Sezione del fianco a monte della diga.

l'acqua nel serbatoio, portandolo dalla posizione (1), corrispondente al massimo invaso, alla posizione (2). Tale livello si mantenga invariato nel tempo.

Si consideri la situazione nel generico istante t .

La linea libera viene provvisoriamente assimilata ad un segmento rettilineo, con origine nel punto di incontro tra il livello dell'acqua nel serbatoio nella posizione (2) e il paramento della diga, e con l'altro estremo alla quota h generica, misurata a partire dal medesimo livello (2).

L'area compresa fra le posizioni assunte dalla linea libera all'inizio e alla fine di un intervallo di tempo dt moltiplicata per la porosità effettiva del materiale, rappresenta il volume d'acqua drenato per unità di larghezza della diga nel medesimo intervallo dt , cioè la portata elementare dq . Indicando con n_e la porosità effettiva del materiale drenante, con i simboli della fig. 1, si ha:

$$(1) \quad dq = - \frac{1}{2} n_e PL dh$$

Ritenendo valida l'ipotesi di Dupuit, la quantità dq può anche esprimersi con la legge di Darcy

$$dq = k i A dt$$

nella quale k indica il coefficiente di permeabilità del materiale, i ed A rappresentano rispettivamente i valori medi della cadente piezometrica e della sezione di filtrazione.

Nel definire le espressioni di i e di A gli AA. fanno riferimento al rapporto h/L ed alla sezione di altezza media $H - PH + h/2$, introducendo tuttavia i coefficienti numerici correttivi C_1 e C_2 :

$$i = \frac{h}{C_1 L}$$

$$A = \frac{H - PH + h/2}{C_2}$$

Si ha quindi

$$(2) \quad dq = \frac{k h [(1 - P) H + h/2]}{C_3 L} dt$$

in cui $C_3 = C_1 \cdot C_2$.

Eguagliando la (1) e la (2) ed integrando tra i limiti PH e H si ha:

$$(3) \quad \ln \frac{PH [2(1 - P) H + h]}{h [2(1 - P) H + PH]} = \frac{(1 - P) k H t}{P C_3 n_e L^2}$$

in cui $C = C_3/2$.

Indicando con T e U rispettivamente due fattori adimensionali definiti dai rapporti:

$$(4) \quad T = \frac{k A t}{C n_e L^2}$$

$$(5) \quad U = \frac{PH - h}{PH}$$

la (3) si può scrivere più sinteticamente:

$$(6) \quad T = \frac{P}{1 - P} \ln \frac{1 - \frac{P U}{2 - P}}{1 - U}$$

Nel grafico semilogaritmico di fig. 2 sono riportate le curve $T = f(U)$, per valori di P compresi fra 0,1 ed 1,0. Si osservi che per $P = 1,0$ la (6) diventa

$$(6') \quad T = \frac{2 U}{1 - U}$$

Per una conferma sperimentale gli AA. hanno eseguito numerose prove su modello analogico del tipo Hele Shaw, ben noto e frequentemente adottato per lo studio dei moti piani di filtrazione.

Seguendo i criteri di analogia sui quali è basato il modello, sono state definite anche per il modello espressioni di T e U e determinati altresì per via sperimentale i rapporti tra queste due grandezze per assegnati valori di P .

Gli AA. hanno determinato coppie di valori di T ed U del modello per tre valori di m ($m = 2; 2,5; 3$), e le hanno confrontate con quelle ricavate dai calcoli.

È emerso che il coefficiente correttivo