

Analisi numerica di stabilità di pendii sottoposti a svaso graduale.

DESAI C.S. - *Drawdown analysis of slopes by numerical method.* Proc. ASCE, Vol. 103, GT 7, JULY 1977.

È noto che la stabilità dei pendii immersi in acqua può divenire critica a seguito di un rapido abbassamento del livello liquido esterno. Numerosi sono, infatti, gli esempi riportati nella letteratura tecnica e riguardanti rotture di dighe di terra, sponde di serbatoi artificiali e argini di fiumi, provocate da tale tipo di sollecitazione.

All'analisi della stabilità del manufatto o del pendio naturale sotto tali condizioni deve prestarsi dunque particolare attenzione, sia nella fase di progetto che in quella del controllo del comportamento dell'opera in fase di esercizio, e ciò soprattutto nei moderni impianti di pompaggio, il cui esercizio dà luogo a notevoli e rapide escursioni del livello del serbatoio.

D'altra parte, è ben noto che il problema del comportamento dei terreni immersi in acqua e sottoposti a sollecitazioni per effetto di ripetute variazioni nel tempo del livello idrico esterno, cui può farsi rientrare l'analisi di stabilità di cui sopra, nella sua più generale formulazione si presenta alquanto complesso e di soluzione non agevole.

Il problema consiste essenzialmente nella ricerca della variazione dello stato tensionale effettivo all'interno del mezzo poroso, corrispondente alla variazione degli sforzi esterni applicati. Il nuovo stato tensionale, che occorre conoscere per studiare le deformazioni del materiale o per valutare il nuovo grado di sicurezza nei riguardi della rottura, dipende dai valori che le pressioni neutre assumono punto per punto. Queste ultime sono a loro volta funzioni, abbastanza complicate, di numerosi fattori dipendenti dalla geometria del mezzo, dalla legge di variazione delle pressioni neutre al contorno, dalle proprietà del mezzo poroso, quali permeabilità, capillarità e deformabilità e dalle condizioni iniziali ed al contorno.

Le difficoltà, praticamente insormontabili allo stato attuale, connesse con una tale maniera, affatto generale, di affrontare il problema, ha portato allo sviluppo di una metodologia di ricerca

tendente alla « scomposizione » del problema in altri più semplici, nei quali, mediante l'introduzione di opportune ipotesi, è eliminata l'influenza di alcuni dei fattori sopra menzionati [JAPPELLI, 1973]. Una tale maniera di procedere, se pure limita l'applicazione dei risultati solo a quei casi pratici che meglio approssimano il modello elementare studiato, pur tuttavia consente di partire dal punto di vista teorico l'influenza esercitata sulla soluzione più generale dai soli fattori considerati.

Da tale punto di vista appare utile segnalare l'articolo, che qui si recensisce, e nel quale vengono sviluppate alcune considerazioni sul comportamento e sui criteri di progetto dei pendii di materiali sciolti soggetti a variazioni del livello idrico esterno.

Dopo avere illustrato un metodo numerico per la valutazione del coefficiente di sicurezza F del pendio in tali condizioni di sollecitazione, l'A. utilizza il metodo per indagare come F varia nel tempo, durante e dopo l'abbassamento del livello esterno, e per costruire dei diagrammi che consentono di ricavare F in funzione dei valori assunti dai parametri, che regolano il processo.

Il metodo, che è stato impiegato per lo studio della stabilità degli argini del F. Mississippi negli Stati Uniti, scaturisce dall'immediata applicazione di una precedente ricerca dello stesso A. [DESAI, 1972], avente per oggetto lo studio di schemi e metodi di calcolo delle pressioni neutre indotte nei mezzi porosi, e in particolare nei pendii in terra, dalla variazione delle condizioni idrauliche al contorno. Questa fa parte di una più ampia ricerca teorica e sperimentale, promossa dal Corps of Engineers di Vicksburg, per

il controllo del comportamento degli argini del F. Mississippi e lo sviluppo di metodi di progetto più rigorosi delle opere in questione.

Come già osservato, l'aspetto principale del problema è costituito proprio dal calcolo delle pressioni neutre nel mezzo poroso, comunemente valutate nell'ipotesi di abbassamento istantaneo e totale del pelo libero a monte, di scheletro solido incompressibile e linee di flusso orizzontali (ipotesi di Dupuit).

In tal caso la pressione neutra nel generico punto P e nell'istante $t=0$ in cui avviene lo svaso, è data dal prodotto $\gamma_w \cdot h_f$ (Fig. 1), ove γ_w è il peso specifico dell'acqua e h_f è l'affondamento del punto P dal piano limite del pendio.

Nell'analisi sviluppata dall'A. [DESAI, 1972] è ancora mantenuta l'ipotesi di scheletro solido incompressibile; viene, tuttavia, abbandonata l'ipotesi di abbassamento istantaneo del pelo libero per valutare l'influenza esercitata sul valore delle pressioni neutre dal moto di filtrazione, che si desta nel mezzo poroso durante la stessa fase di svaso. La velocità di abbassamento del pelo libero, infatti, per quanto elevata, in relazione alle proprietà drenanti dei materiali impiegati, non è mai infinita, e pertanto una certa dissipazione delle pressioni neutre può aver luogo già in tale fase.

Lo studio del moto di filtrazione è svolto in maniera più rigorosa di quanto non sia stato fatto in precedenti lavori sullo stesso argomento [DESAI, SHERMAN 1971; DVINOFF, HARR 1971; NEWLIN, ROSSIER 1967]. L'equazione, che si assume a reggere il fenomeno, è quella di Laplace ($\Delta u = 0$), anziché quella di Boussinesq ricavata nella ben nota ipotesi del Dupuit.

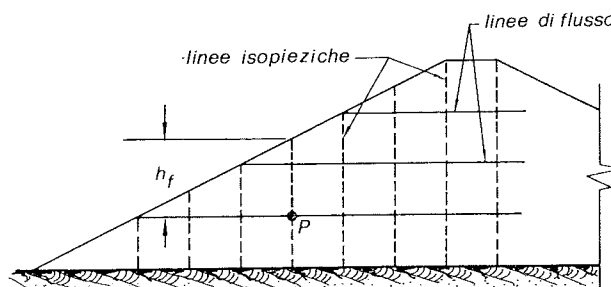


Fig. 1. - Distribuzione delle pressioni neutre usualmente adottata in condizione di svaso istantaneo.

Le difficoltà connesse con un tale approccio al problema derivano dal fatto che occorre fare riferimento a condizioni di moto vario con contorno variabile; la posizione della superficie libera varia istante per istante, risultando pertanto modificato nel tempo il campo, entro il quale il moto è definito.

Stabilite opportunamente le condizioni al contorno, l'equazione è integrata per via numerica con un procedimento, che utilizza il metodo degli elementi finiti.

Su tale procedimento si basa sostanzialmente il metodo per il calcolo del fattore di sicurezza F proposto dall'A.

Questo, infatti, si articola in due fasi: inizialmente, fissate le caratteristiche fisiche e geometriche del rilevato e la legge di variazione del livello liquido esterno, vengono determinate, in un generico istante t , la posizione della superficie libera e le pressioni neutre col procedimento numerico, di cui si è detto. Successivamente, i risultati ottenuti sono utilizzati dall'A. per il calcolo del fattore di sicurezza, relativo a quell'istante, mediante il metodo noto nella letteratura tecnica come « Modified Swedish Method » [JENG, 1974; — 1970].

Le ipotesi assunte a base del calcolo sono: il mezzo poroso è omogeneo con scheletro solido incompressibile; il grado di saturazione del materiale è pari all'unità al di sotto della superficie libera e nullo al di sopra di questa; l'altezza di capillarità è nulla; la legge di abbassamento del pelo libero esterno è lineare, cioè, l'abbassamento avviene con velocità R costante. Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione si suppongono eguali a quelle del materiale costituente il rilevato.

I fattori, da cui le pressioni neutre e il coefficiente di sicurezza dipendono, sono in tal caso: la geometria del rilevato, definita dall'angolo β del pendio con l'orizzontale e dall'altezza H (Fig. 2); la permeabilità del materiale espressa dai coefficienti di permeabilità verticale k_v e orizzontale k_h (1); le caratteristiche di resistenza del materiale, espresse in termini di pressioni effettive, c' e ϕ' ; la velocità R di abbassamento del pelo libero, ovvero l'altezza di svaso H_d (Fig. 2) nel generico istante t .

I calcoli sono stati eseguiti assegnando ai vari parametri menzionati classi di valori, scelti dall'A. in modo da rappresentare, mediante combinazione degli stessi, sia i casi più significativi e caratteristici del particolare problema allo studio — gli argini del F. Mississippi — sia quelli che più frequentemente possono incontrarsi nella pratica per altri tipi di opere, quali dighe e sponde di serbatoi. Tali va-

(1) Nei calcoli si assume $k_h = 4 k_v$.

lori sono raggruppati nella Fig. 2; per la porosità n del materiale è stato assunto un valore medio costante di 0,40.

In particolare, fissati β , H , k_h , c' , ϕ' ed R , il calcolo delle pressioni neutre e del coefficiente di sicurezza F , è stato effettuato con riferimento a istanti differenti sia durante che dopo il termine del processo di vuotamento del serbatoio; in tal modo è stata determinata anche la legge di variazione di F col tempo.

I risultati dei calcoli sono stati utilizzati per la costruzione dei diagrammi riportati nella Fig. 3, in cui il

ϕ' sono riportati nella Fig. 2; il rapporto

$\frac{R}{k_h}$ è posto, invece, pari all'

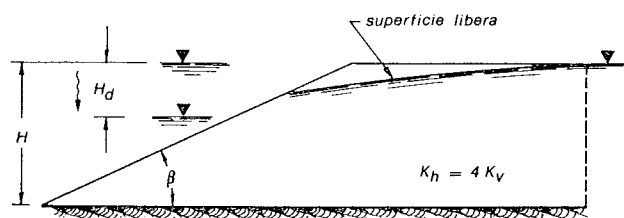
unità, in quanto i calcoli, secondo l'A., dimostrerebbero la scarsa influenza esercitata su F da tale quantità.

I diagrammi possono essere utilizzati per valutare, in fase di verifica, note che siano le caratteristiche geometriche ($\cotg \beta$, H) e meccaniche (c' , ϕ') del rilevato, il coefficiente di sicurezza per un generico valore di

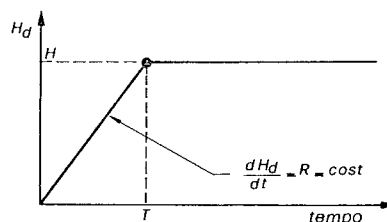
H_d

—

H



a) Geometria del pendio



b) Legge di vuotamento

$\cotg \beta$	K_h [m/giorno]	R [m/giorno]	$\frac{c'}{\gamma H}$	ϕ'
2:1	0,88	30,50	0,000	15°
3:1	8,80	3,05	0,001	25°
4:1	44,00	0,60	0,010	35°
6:1	—	0,15	0,050	—

c) Valori numerici dei parametri

Fig. 2. - Definizione e valori dei parametri.

coefficiente di sicurezza, per una più agevole presentazione dei dati, è

espresso in funzione del rapporto

$\frac{H_d}{H}$

e delle quantità adimensionali $\cotg \beta$,

$\frac{R}{k_h}$, $\frac{c'}{\gamma H}$, ϕ' , che vi figurano come

parametri; γ è il peso dell'unità di volume del materiale costituente il ri-

levato. I valori attribuiti a $\frac{c'}{\gamma H}$ e

I medesimi grafici possono essere utilizzati anche in fase di progetto per determinare la pendenza da assegnare al fianco a monte di un rilevato affinché, per date caratteristiche meccaniche (c' , ϕ') e rapporto di vuotamen-

to $\frac{H_d}{H}$, venga raggiunto un prefis-

sato valore del coefficiente di sicurezza. Per risolvere quest'ultimo proble-

ma basta osservare che dai diagrammi forniti dall'A. è possibile ricavarne al-

tri, del tipo di quelli contenuti in

Fig. 4, che, per dati $\frac{c'}{\gamma H}$, φ' , e $\frac{H_d}{H}$, forniscono la pendenza corrispondente ad un assegnato valore di F.

Infine, un tipico andamento di F col tempo è rappresentato dal diagramma di Fig. 5; i calcoli per il tracciamento di questo ultimo grafico sono stati compiuti nell'ipotesi di abbassamento lineare del pelo libero con velocità $R = 0,60$ m/giorno e di materiale con coefficiente di permeabilità $k_h = 0,88$ m/giorno ($1,02 \cdot 10^{-3}$ cm/sec).

Come si può osservare, F decresce durante lo svaso, raggiunge il minimo valore (1,75) nella condizione di massimo svaso, per poi aumentare. Per confronto, il fattore di sicurezza è stato anche calcolato nell'ipotesi di svaso istantaneo e totale; il nuovo valore (1,72) è di poco inferiore al minimo precedentemente trovato.

Ripetendo il calcolo con diversi valori dei parametri considerati, il fattore di sicurezza valutato col metodo proposto risulta costantemente più alto di quello calcolato nella convenzionale ipotesi di svaso istantaneo e la differenza è compresa tra 2% e 8%. Tenuto conto delle approssimazioni contenute nel metodo numerico adottato, la differenza non è significativa.

Tale osservazione porta immediatamente ad una prima conclusione e cioè che se il rapporto di svaso $\frac{H_d}{H}$ è prossimo all'unità, l'ipotesi di istantaneo abbassamento del livello esterno porta ad una soddisfacente valutazione del fattore di sicurezza, almeno per quei materiali cui può applicarsi l'ipotesi di incomprimibilità dello scheletro solido.

Non sempre, tuttavia, è necessario eseguire le verifiche di progetto per la condizione di svaso totale (—

prossimo all'unità). Se in relazione all'esercizio dell'opera (p.e. impianti di pompaggio) o ad osservazioni eseguite in sito (p.e. argini di fiumi) è possibile prevedere o valutare statisticamente un attendibile valore di —

inferiore all'unità, le verifiche di progetto potrebbero fare riferimento a tali condizioni. I diagrammi fornirebbero in tal caso direttamente il fattore di sicurezza corrispondente al prescelto valore di —, che, naturalmente, sarà maggiore di quello relativo alla condizione di svaso totale.

L'uso dei diagrammi elaborati dall'A. risulta, in tal caso, più agevole rispetto a quello delle carte di stabilità proposte nel 1963 da MORGENSTERN [1963], mediante le quali il calcolo

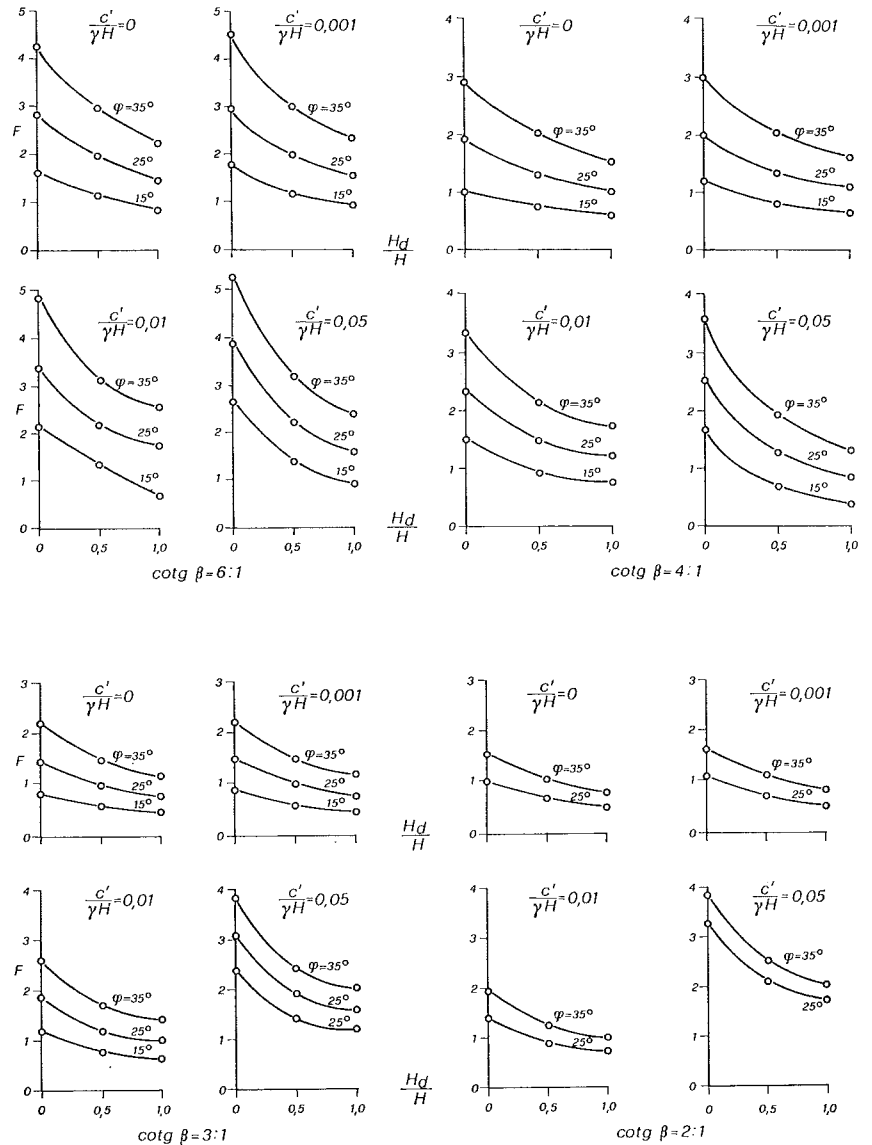


Fig. 3. - Diagrammi per il calcolo del coefficiente di sicurezza F.

del minimo fattore di sicurezza dei pendii di materiali sciolti, nel caso di svaso parziale del serbatoio a monte, può farsi solo per successivi tentativi.

Le carte di Morgenstern, può essere utile ricordare, sono ricavate sotto ipotesi equivalenti a quelle, usualmente adottate, di abbassamento istantaneo del pelo libero, scheletro solido incomprimibile e linee di flusso orizzontali.

Riassumendo, dunque, le principali conclusioni, cui l'A. perviene sono le seguenti.

Il fattore di sicurezza di un pendio di materiali sciolti, a seguito di un abbassamento lineare e totale del livello idrico esterno, è solo di poco superiore a quello che può calcolarsi sotto l'ipotesi di svaso istantaneo e totale, quando si continui a supporre lo scheletro solido incomprimibile.

In questo caso dunque non sembrerebbe giustificabile il ricorso a me-

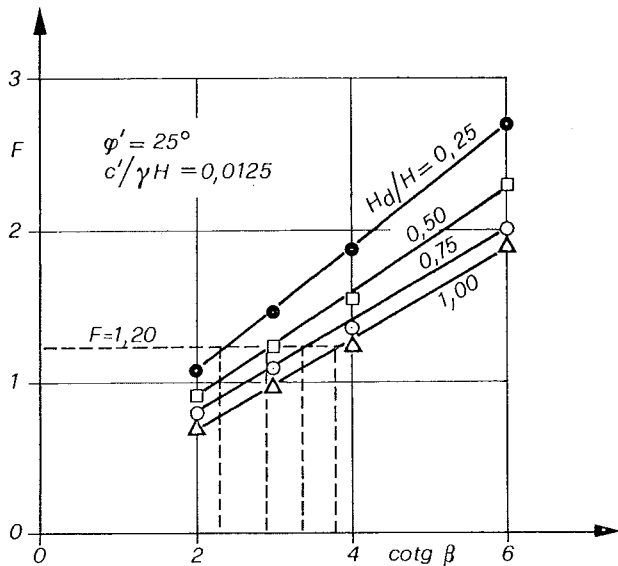
todi di calcolo più rigorosi per tenere conto dell'influenza esercitata sulla distribuzione delle pressioni neutre dal moto di filtrazione che si desta nel mezzo poroso durante l'abbassamento del livello esterno.

Di maggiore interesse, invece, al fine di ottenere soluzioni di progetto meno onerose, sarebbe la ricerca di una più rigorosa valutazione dell'entità dello svuotamento $\frac{H_d}{H}$. Infatti, con riferimen-

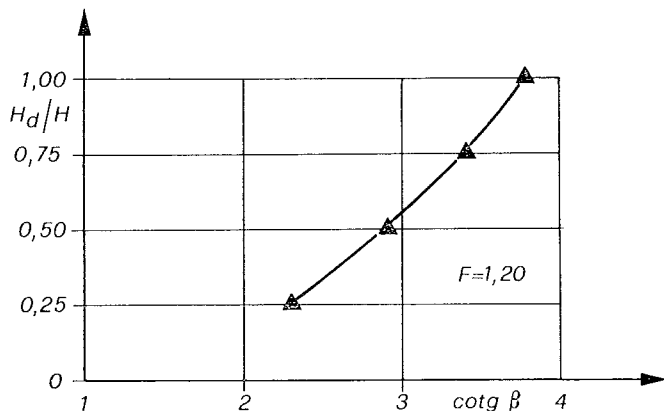
to ad un rapporto di svaso $\frac{H_d}{H}$ di progetto minore dell'unità, il coefficiente di sicurezza, a parità di altre condizioni, risulta maggiore che non nel caso di svaso totale.

È, infine, il caso di osservare che, come si è detto precedentemente, il fattore F non è influenzato dalla

quantità $\frac{R}{k_h}$. Ciò vale, specifica l'A.,



a) F in funzione della pendenza per dato H_d/H



b) Pendenze in funzione di H_d/H per dato F

Fig. 4. - Esempio dell'applicazione dei diagrammi alla risoluzione di problemi di progetto.

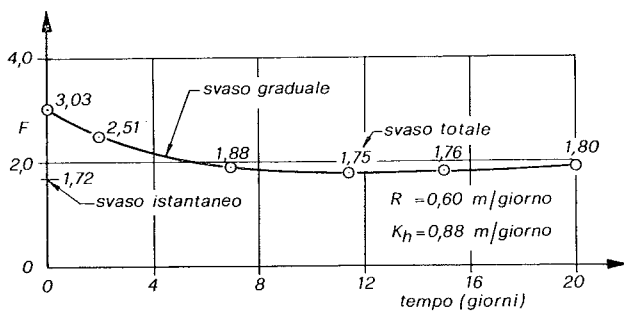


Fig. 5. - Diagramma del coefficiente di sicurezza F in funzione del tempo.

a meno che tale quantità non risulti troppo piccola (materiali molto permeabili). In tal caso, infatti, l'influenza potrebbe essere significativa, e il metodo cadrebbe in difetto in quanto non sarebbe più applicabile la legge di Darcy, sulla cui validità, invece, è basato il metodo numerico per il calcolo delle pressioni neutre.

(Camillo Airò Farulla)

BIBLIOGRAFIA

- DESAI C. S. (1972) - *Seepage analysis of earth banks under drawdown*. Proc. ASCE, Vol. 98, SM 11, Nov.
- DESAI C. S., SHERMAN W. C. Jr. (1971) - *Unconfined transient seepage in sloping banks*. Proc. ASCE, Vol. 97, SM 2, Feb.
- DVINOFF A. H., HARR M. E. (1971) - *Phreatic surface location after drawdown*. Proc. ASCE, Vol. 97, SM 1, Jan.
- JAPPELLI R. (1973) - *La stabilità delle sponde dei serbatoi con rapide oscillazioni del livello di invaso. Posizione del problema e metodi di ricerca*. Atti XI Convegno di Geotecnica, T. II-I, Milano.
- JENG Y. S. (1974) - *Slope stability analysis*. Program 741 - 99 RO - 104, Miscellaneous Paper, U. S. Army, W. E. S., Corps of Engineers, Vicksburg, Miss.
- MORGENSTERN N. (1963) - *Stability charts for earth slopes during rapid drawdown*. *Geotechnique*, Vol. XIII.
- NEWLIN C. W., ROSSIER S. C. (1967) - *Embankment drainage after instantaneous drawdown*. Proc. ASCE, Vol. 93, SM 6, Nov.
- (1970) - *Engineering and design stability of earth and rock-fill dams*. Engineering Manual, EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, D.C., Apr.