

Analisi dell'efficienza di sistemi di dreni tubolari

C. DI MAIO*, A. EVANGELISTA**, G. VIGGIANI***

SOMMARIO: Nel presente lavoro vengono presentati i risultati di uno studio parametrico del processo di drenaggio indotto da un sistema di dreni tubolari orizzontali in un pendio indefinito.

Vengono determinati l'accrescimento nel tempo e l'estensione finale delle zone di influenza del sistema costituito da dreni disposti su due livelli e secondo due schemi geometrici: dreni realizzati a partire dal piano campagna, oppure da pozzi.

Si ipotizza che il terreno sia saturo, che sia inizialmente sede di un moto di filtrazione parallelo al pendio, e che vi sia un apporto continuo di acqua in superficie.

Il terreno viene assunto omogeneo ed isotropo nei riguardi della permeabilità.

Vengono infine svolte alcune analisi portando in conto un'anisotropia del terreno e la presenza ad una certa profondità di una formazione impermeabile, al solo scopo di rendersi conto dell'influenza di questi fattori e senza alcuna pretesa di sistematicità.

1. Introduzione

Una delle tecniche più efficaci e più frequentemente adottate nella stabilizzazione di pendii in frana, o con ridotti margini di sicurezza, è quella del drenaggio. Con essa si mira a modificare il regime delle pressioni interstiziali nel pendio in modo da ottenere un incremento delle tensioni efficaci, e quindi della resistenza a taglio, sulla potenziale superficie di scorrimento.

I sistemi di drenaggio possibili sono vari: trincee, pozzi, gallerie, dreni tubolari. La scelta del tipo più appropriato viene operata, caso per caso, in dipendenza di fattori quali la profondità della superficie di scorrimento, l'andamento plano-altimetrico dell'area da stabilizzare, l'eventuale presenza di manufatti in superficie.

I sistemi di drenaggio possibili sono vari: trincee, pozzi, gallerie, dreni tubolari. La scelta del tipo più appropriato viene operata, caso per caso, in dipendenza di fattori quali la profondità della superficie di scorrimento, l'andamento plano-altimetrico dell'area da stabilizzare, l'eventuale presenza di manufatti in superficie.

La definizione dell'intervento di drenaggio, finalizzato al raggiungimento di un prefissato incremento della sicurezza del pendio, presenta notevoli difficoltà ed incertezze. La variabilità nel tempo del regime meteorologico e idrologico, che influenza la distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del pendio, rende spesso problematica la definizione delle condizioni iniziali ed al contorno. La presenza di fattori quali: eterogeneità ed anisotropia in termini di permeabilità, superfici di discontinuità o di scorrimento lungo le quali la permeabilità si differenzia rispetto al materiale integro, e tutti i «minor geological details», condiziona spesso in modo sostanziale il regime idrico; e d'altronde il rilievo e la modellazione di queste singolarità è molto difficile.

Queste difficoltà ed incertezze sono probabilmente una delle principali giustificazioni del sostanziale empirismo che ha caratterizzato in passato, e generalmente ancora caratterizza, la progettazione di un intervento di drenaggio.

Si tratta di interventi nei quali l'approccio «osservazionale» è certamente possibile. Misure piezometriche e rilievi degli spostamenti in superficie ed in profondità consentono di valutare la risposta del pendio; in genere risulta agevole o comunque possibile integrare le opere drenanti che si fossero rivelate insufficienti.

Un siffatto modo di procedere, tuttavia, non è privo di inconvenienti. Esso rende molto incerta la valutazione preventiva dell'importo delle opere. Inoltre, richiedendo un periodo di monitoraggio sufficientemente lungo prima di procedere ad un'eventuale integrazione delle opere, può portare a pericolosi ritardi nell'attuazione della stabilizzazione. Infine, è una metodologia difficile da seguire in presenza delle rigidità burocratiche ed amministrative proprie delle nostre pubbliche amministrazioni.

È quindi molto sentita l'esigenza di disporre di criteri razionali di progetto, che consentano di tener conto dei vari fattori in gioco e di ridurre le incertezze della progettazione. Le conoscenze teoriche sul comportamento delle opere di drenaggio sono ancora limitate. Malgrado negli ultimi anni siano stati compiuti indubbi progressi e molti aspetti siano stati chiariti, molte e non insignificanti sono le zone d'ombra che permangono, soprattutto nello sviluppo di una soddisfacente metodologia di progetto.

La presente nota fornisce un contributo all'analisi teorica del processo di drenaggio innescato da un sistema di dreni tubolari suborizzontali in un

* Dott. Ing. Caterina Di Maio, Ricercatrice, Istituto di Geologia e Geotecnica, Facoltà di Ingegneria, Università della Basilicata.

** Prof. Ing. Aldo Evangelista, Straordinario di Geotecnica, Istituto di Geologia e Geotecnica, Facoltà di Ingegneria, Università della Basilicata.

*** Dott. Ing. Gioacchino Viggiani, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma La Sapienza.

pendio indefinito. Lo schema geometrico e le condizioni al contorno considerate sono indubbiamente molto semplici, ma proprio per questo i risultati ottenuti consentono di rendersi conto dell'influenza dei diversi fattori in gioco e forniscono utili indicazioni per il progetto.

Un effettivo progresso della progettazione, peraltro, non potrà che discendere da una reciproca integrazione fra studi di questo tipo ed osservazioni del comportamento di interventi in vera grandezza.

2. Esame della letteratura

L'uso di dreni tubolari suborizzontali per il controllo del regime idrico nel sottosuolo è ampiamente diffuso da alcuni decenni.

Le prime applicazioni di cui si ha notizia, relative a trincee autostradali in California, risalgono alla fine degli anni '30.

I primi contributi all'analisi teorica degli effetti prodotti dalla realizzazione di un sistema di dreni tubolari sulla stabilità di un pendio appaiono sulla letteratura tecnica a partire dagli anni '70.

In uno «State-of-the-Art Report» sulle metodologie di stabilizzazione dei pendii, HUTCHINSON, [1977] cita con riferimento ai dreni tubolari, i soli lavori di NONVEILLER [1970], CHOI [1974], KENNEY *et al.* [1977]. Negli anni successivi, le ricerche si sono concentrate sull'elaborazione di modelli di analisi che simulassero con maggior fedeltà le condizioni in cui si svolge il processo di drenaggio [NONVEILLER, 1981].

In tempi assai recenti, sono stati apportati contributi significativi all'analisi dell'influenza che la condizione di apporto in superficie e la porosità efficace del terreno hanno sui caratteri del drenaggio e dunque sull'efficacia di un qualsiasi sistema drenante [BURGHIGNOLI, DESIDERI, 1983, 1986, 1987; DI MAIO *et al.*, 1986, 1987, 1988]. Questi ultimi contributi si riferiscono a schemi di drenaggio (trincee drenanti o dreni tubolari in regime piano) diversi da quello esaminato nel presente lavoro.

Ad uno schema simile a quello qui studiato si riferiscono invece i lavori di KENNEY *et al.* [1977], di NONVEILLER [1981] e di NAKAMURA [1988].

KENNEY, PAZIN e CHOI [1977] hanno perseguito la determinazione del regime di pressioni interstiziali indotto in una scarpata da un sistema di dreni suborizzontali mediante sperimentazione su modelli fisici in scala ridotta, nei quali il mezzo poroso è costituito da un agglomerato di sferette di vetro.

Gli schemi geometrici esaminati sono rappresentati in fig. 1. Si fa riferimento ad un solo livello di

dreni, disposti al piede della scarpata; il contorno inferiore, impermeabile ed infinitamente resistente, è posto ad una profondità tale da non influenzare la stabilità della scarpata (condizione *a*), o al piede della stessa (condizione *b*). Il mezzo è omogeneo ed isotropo; il regime iniziale delle pressioni interstiziali è quello che consegue alle condizioni idrauliche di contorno illustrate in fig. 1; l'apporto di acqua alla superficie del pendio è nullo.

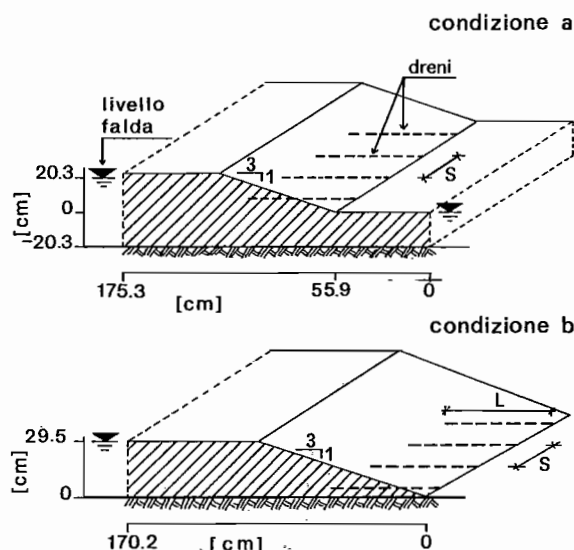


Fig. 1. - Condizioni geometriche e condizioni idrauliche di contorno delle prove su modello di KENNEY *et al.* [1977].

Determinato con misure piezometriche il regime delle pressioni interstiziali prima e dopo la realizzazione dei dreni, e valutato il coefficiente di sicurezza della scarpata mediante analisi di stabilità, gli Autori hanno fornito i risultati sotto forma di diagrammi dell'incremento percentuale $\Delta F/F_0$ del coefficiente di sicurezza della scarpata in funzione della spaziatura *S*, della lunghezza *L*, del numero *n* e della lunghezza totale $n \cdot L$ dei dreni e della lunghezza dei dreni per unità di larghezza del pendio $l = \Sigma L / \Sigma S$.

In fig. 2 sono riportati, a titolo di esempio, alcuni risultati relativi alla condizione *a*.

NONVEILLER [1981] ha studiato anche la fase di moto vario conseguente alla realizzazione dei dreni, sulla base della teoria approssimata di Terzaghi-Rendulic.

La relativa equazione differenziale è stata integrata numericamente, con un metodo alle differenze finite.

Si ipotizza che il terreno sia omogeneo ed isotropo; che il regime iniziale delle pressioni interstiziali sia quello conseguente ai carichi idraulici indicati in fig. 3; che l'apporto d'acqua alla superficie del terreno sia tale da creare su di esso una lama d'acqua.

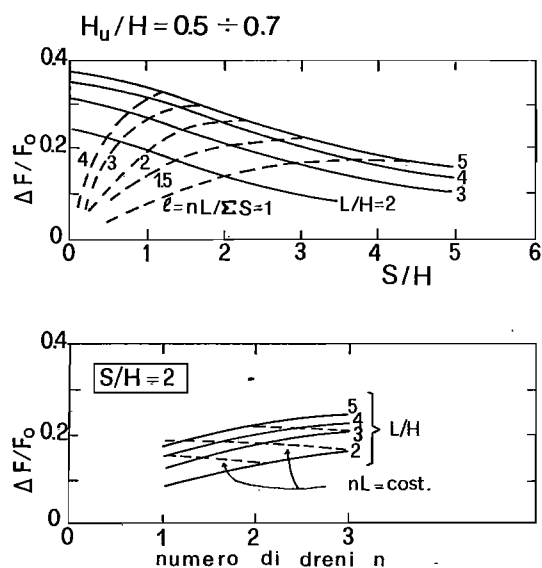
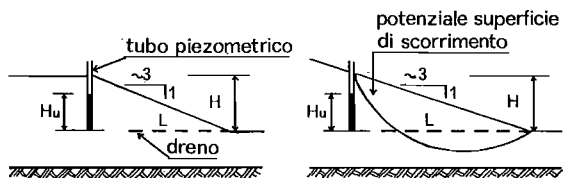


Fig. 2. - Abaco di progetto per dreni orizzontali nella condizione *a*, per $H_u/H = 0.5 \div 0.7$ [KENNEY *et al.*, 1977].

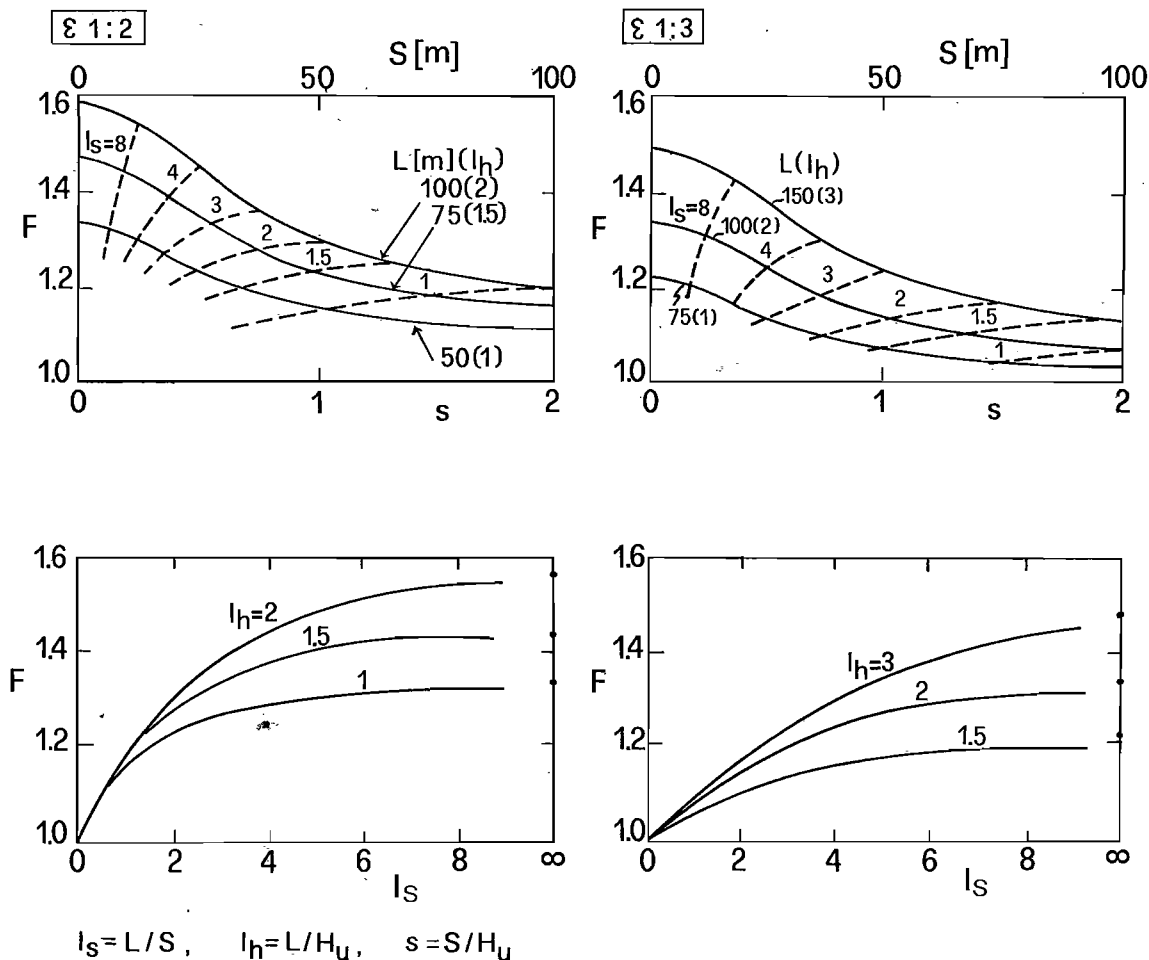


Fig. 4. - Efficienza *E* dei dreni in funzione dei parametri geometrici [NONVEILER, 1981].

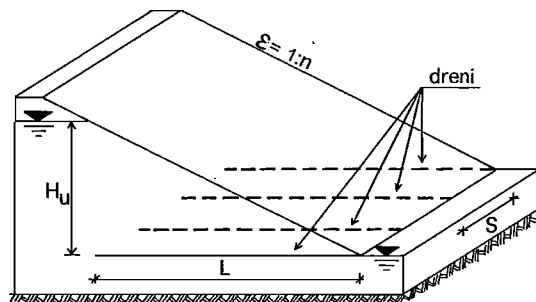


Fig. 3. - Schema geometrico analizzato da Nonweiler (1981) e condizioni idrauliche di contorno.

Definita l'efficienza *E* del sistema a regime come rapporto fra il valore finale F_∞ e quello iniziale F_0 del coefficiente di sicurezza della scarpata, l'Autore ha fornito diagrammi di *E* in funzione delle grandezze geometriche che intervengono nella progettazione del sistema. In fig. 4 sono riportati alcuni risultati.

La fase transitoria viene caratterizzata dal rapporto $F_g = (F_\infty - F)/(F_\infty - F_0)$, ove *F* è il valore corrente del coefficiente di sicurezza; alcuni risultati sono riportati in fig. 5.

Recentemente, NAKAMURA [1988] ha studiato il caso illustrato in fig. 6, utilizzando il metodo degli elementi finiti.

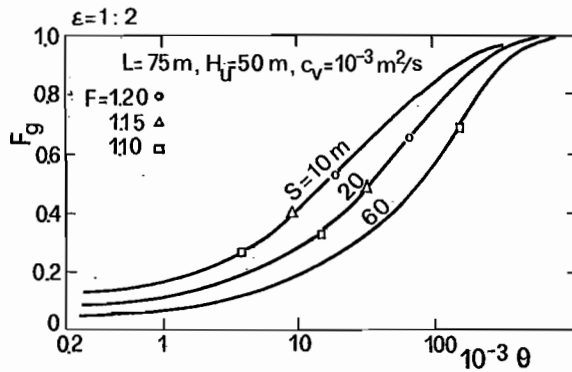


Fig. 5. - Incremento del coefficiente di stabilità normalizzato Fg in funzione del fattore di tempo $\theta = c_v t / H_u^2$ [NONVEILER, 1981].

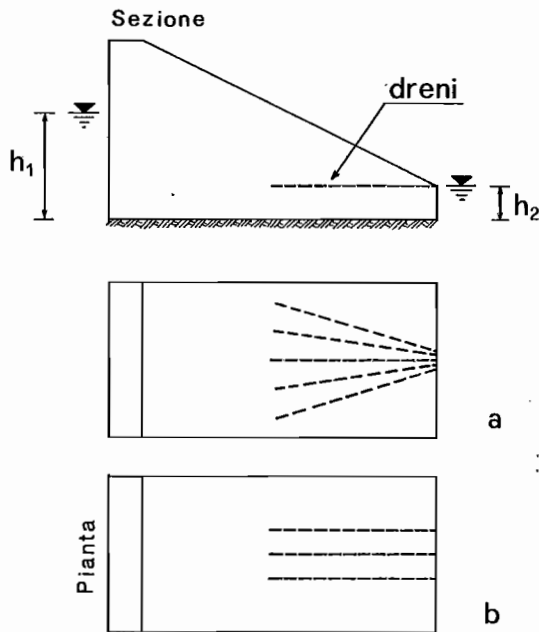


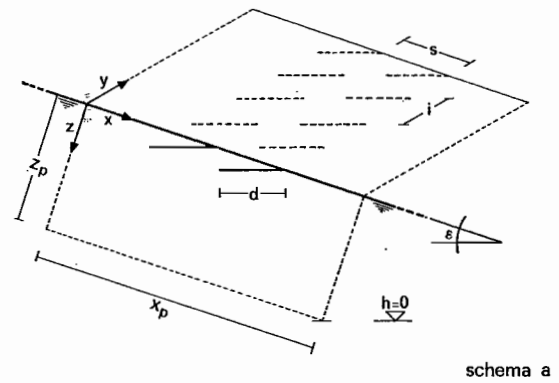
Fig. 6. - Schemi geometrici analizzati da NAKAMURA (1988).

I dreni, paralleli o a ventaglio, sono disposti su di un unico livello, al piede della scarpata. Il terreno è omogeneo ed isotropo, la porosità efficace è diversa da zero. I livelli d'acqua h_1 e h_2 sono costanti durante l'intero processo, e non vi è apporto di acqua in superficie.

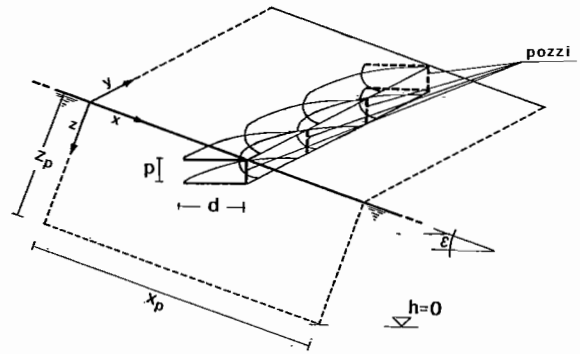
I risultati, ottenuti per pochi casi geometrici, sono espressi in termini di massimo abbassamento della superficie freatica in funzione di un fattore di tempo.

3. Schema geometrico e modello di calcolo

Gli schemi geometrici esaminati nel presente studio sono illustrati in fig. 7. Si tratta di sistemi di dreni orizzontali, realizzati su due livelli in un pendio indefinito; i dreni partono dal piano di campagna (schema a), o si aprono a ventaglio a partire da pozzi (schema b). Lo schema a è stato



schema a



schema b

Fig. 7. - Schemi geometrici analizzati nel presente studio. Nello schema a i dreni partono dal piano di campagna e sono paralleli tra di loro, nello schema b sono realizzati a ventaglio da pozzi.

analizzato con riferimento a condizioni di moto tridimensionale ($i \neq 0$) e bidimensionale ($i = 0$). Lo schema b viene assimilato ad una coppia di piani orizzontali drenanti; a questa condizione possono infatti ricondursi le disposizioni reali, anche per valori elevati dell'interasse tra i pozzi, purché i dreni siano sufficientemente fitti.

La falda idrica è, inizialmente, in condizioni di moto uniforme, con la superficie libera coincidente con il piano del pendio; le superfici isopieziche sono piane e normali alla superficie del pendio ed il campo di moto è piano.

La realizzazione dei dreni abbassa istantaneamente il livello piezometrico, lungo i dreni stessi, alla corrispondente quota geometrica.

Ne consegue un processo di adeguamento del regime delle pressioni interstiziali alle mutate condizioni di contorno; tale processo è caratterizzato da una fase transitoria di moto vario ed una fase di regime di moto permanente.

Si ipotizza che alla superficie superiore del pendio vi sia un apporto continuo di acqua, tale che vi si formi una lama d'acqua a quota piezometrica costante nel tempo, e che tutto il pendio rimanga saturo durante l'intero svolgimento del processo. Il terreno viene considerato omogeneo ed isotropo nei riguardi della permeabilità.

L'andamento della quota piezometrica h nello spazio e nel tempo è stato ottenuto risolvendo

l'equazione differenziale della teoria della consolidazione di Terzaghi-Rendulic¹:

$$\frac{\partial H}{\partial T} = \frac{\partial^2 H}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial Z^2} \quad (1)$$

qui scritta in forma adimensionale.

Tutte le grandezze geometriche sono state adimensionalizzate rispetto alla lunghezza del dreno d ; le grandezze dimensionali vengono indicate con lettera minuscola, quelle adimensionali con lettera maiuscola. Si ha, pertanto:

$$X = x/d, Y = y/d, Z = z/d, H = h/d, S = s/d, \\ I = i/d, P = p/d, X_p = X_p/d, Z_p = Z_p/d, D = d/d = 1.$$

Il fattore tempo che compare nella (1) viene definito come:

$$T = c_v t / d^2,$$

in cui t è il tempo e c_v il coefficiente di consolidazione.

Il significato dei simboli è chiarito dalla fig. 7.

Poiché l'equazione (1) viene integrata per via numerica, occorre rendere finito il dominio di integrazione.

A tal fine, si è assunto un dominio di integrazione limitato dai piani $X=0$, $X=X_p$ e $Z=Z_p$, lungo i quali il regime idraulico non sia influenzato significativamente dalla presenza dei dreni; la loro posizione è stata determinata per tentativi.

La condizione iniziale è:

$$H = H_0(X) = (X_p - X) \cdot \text{sen}(\epsilon) + Z_p \cdot \text{cos}(\epsilon), \\ \forall(X, Y, X), T = 0, \quad (2')$$

mentre le condizioni al contorno sono, $\forall T \geq 0$:

- sui piani $Y=0$ e $Y=1/2$: $\partial H / \partial Y = 0$ (caso tridimensionale)
- sul piano $Z=Z_p$: $\partial H / \partial Z = 0$
- sul piano $Z=0$: $H = H_0(X)$
- sui piani $X=0$ e $X=X_p$: $\partial H / \partial X = -\text{sen}(\epsilon)$
- sui dreni : $H = (X_p - X) \cdot \text{sen}(\epsilon) + (Z_p - Z) \cdot \text{cos}(\epsilon).$

Sul pozzo (schema b) non sono state assegnate condizioni particolari. Ciò equivale a trascurarne l'influenza sul moto di filtrazione, rispetto a quella dei dreni. In effetti, questa semplificazione appare giustificata, perché nella maggioranza delle applicazioni il pozzo, spesso dotato di rivestimento impermeabile, ha sviluppo modesto rispetto ai dreni; inoltre esso è disposto in una posizione molto poco efficace ai fini del drenaggio.

Come si è detto, l'equazione (1) è stata integrata per via numerica, con un metodo alle differenze finite. In fig. 8 è riportato il reticolo in cui si è

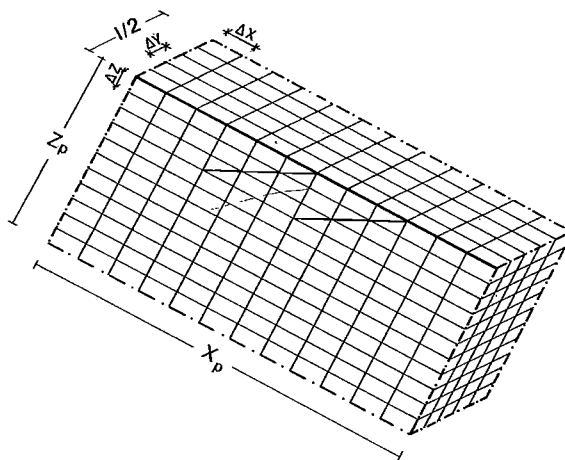


Fig. 8. - Reticolo di discretizzazione per lo schema a.

discretizzato il dominio di integrazione, per lo schema a; del tutto analogo è il reticolo impiegato per lo schema b. Come si vede, se si vuole che le intersezioni dei dreni con il reticolo coincidano con nodi dello stesso, è necessario adottare una maglia rettangolare, con rapporto fra i lati determinato dall'inclinazione del pendio.

I criteri di stabilità e convergenza del metodo numerico adottato sono ben noti e sono stati, ovviamente, rispettati nella scelta del passo temporale di integrazione.

4. Esame dei risultati

4.1. Generalità

Sono stati considerati i seguenti valori dei parametri:

- inclinazione del pendio:

$$\epsilon = 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ;$$

- interasse in direzione Y:

$$0 \leq I \leq 1.2, \text{ con 5 valori intermedi};$$

¹ Come è noto il processo di consolidazione è un fenomeno «accoppiato» nel quale la dissipazione delle pressioni interstiziali e lo stato tensionale e deformativo nello scheletro solido poroso si influenzano reciprocamente. La relativa trattazione, analitica (BIOT, 1941, 1956) e numerica (SANDHU, WILSON, 1969; DESAI, CHRISTIAN, 1977; LEWIS, SCHREFLER, 1987), è notevolmente complessa. La teoria approssimata adottata, dovuta a Terzaghi e Rendulic, disaccoppia il processo consentendo lo studio della sola dissipazione, che risulta retta dalla equazione della diffusione.

- distanza S (schema a):
 $0 \leq S \leq 3$, con 5 valori intermedi; (3)
- profondità P (schema b):
 $0 \leq P \leq 1$, con 9 valori intermedi.

In ogni vertice del reticolo è stata calcolata la variazione della pressione interstiziale Δu rispetto alla pressione iniziale u_0 . A questo parametro è legata la variazione del coefficiente di sicurezza puntuale del pendio. In particolare, nel caso di terreno incoerente, si verifica che:

$$\Delta\tau/\tau_0 \approx -\Delta u/u_0, \quad (4)$$

dove $\Delta\tau$ e τ_0 sono rispettivamente la variazione ed il valore iniziale della resistenza a taglio.

La distribuzione delle variazioni indotte dal drenaggio nel regime delle pressioni interstiziali è suscettibile di diverse rappresentazioni.

Particolarmente sintetica e conveniente, ai fini della formulazione di un giudizio sull'efficienza del sistema drenante, appare la rappresentazione mostrata, per alcuni dei casi geometrici considerati, in fig. 9.

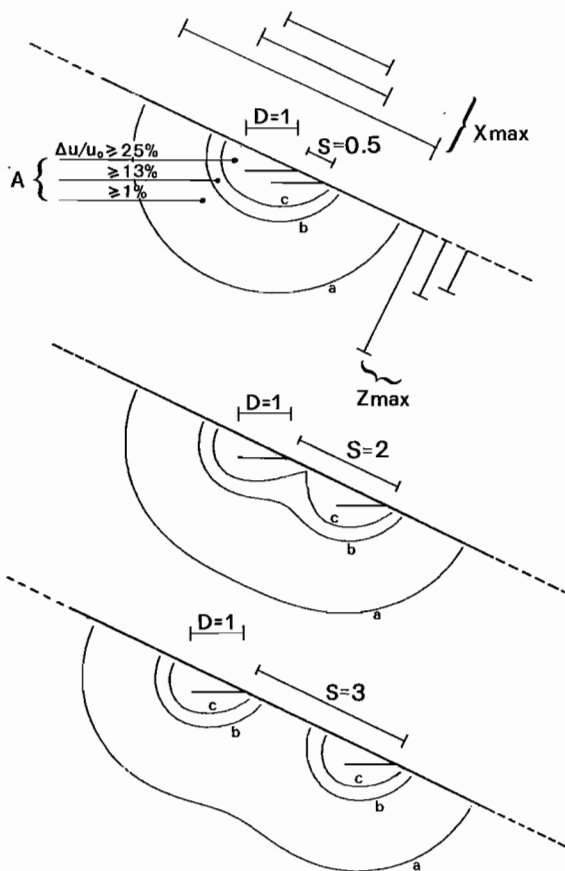


Fig. 9. - Aree di influenza dei dreni e loro parametri rappresentativi.

Le curve a, b e c delimitano, in un piano verticale, le regioni in cui si è ottenuta una riduzione percentuale della pressione interstiziale $\Delta u/u_0$ maggiore o uguale rispettivamente all'1%, 13% e 25%. L'estensione di tali regioni è variabile nel tempo e, per il caso tridimensionale (schema a, $i \neq 0$), con la distanza dai dreni del piano verticale cui esse appartengono.

Ciascuna curva viene caratterizzata dai valori che assumono i tre parametri adimensionali X_{max} , Z_{max} ed A; il loro significato, come risulta chiaro dalla figura, è rispettivamente quello di ampiezza longitudinale massima, massimo approfondimento ed area della porzione di piano racchiusa.

I risultati dell'analisi sono stati sinteticamente espressi, per ciascun caso geometrico considerato, dai valori assunti a regime dai suddetti parametri, nonché dalla loro variazione con T.

4.2. Dreni realizzati a partire dal piano di campagna

4.2.1. Caso piano

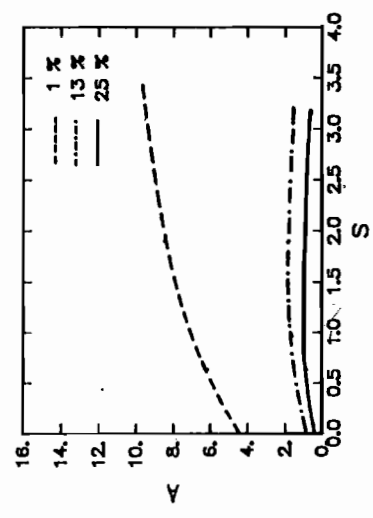
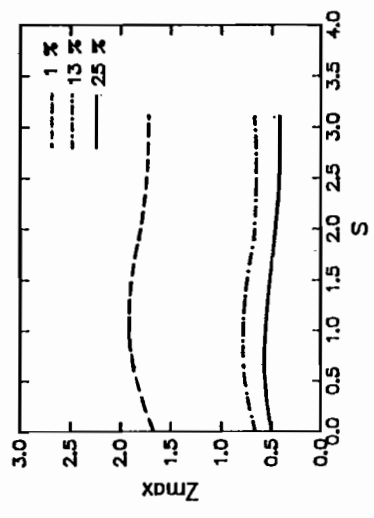
In fig. 10 vengono riportati, per tre valori dell'inclinazione del pendio ($\epsilon = 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$), i valori di X_{max} , Z_{max} ed A nella condizione finale di regime, in funzione di S.

Si può notare come il parametro X_{max} cresca linearmente con S. Il parametro Z_{max} è praticamente indipendente da S, ed in ogni caso attinge un valore massimo per valori di S compresi fra 0.5 e 1.5. È intorno a tali valori, dunque, che si realizza la massima efficienza del sistema drenante, per quanto riguarda lo spessore di terreno interessato dalle riduzioni più significative della pressione interstiziale; per valori di S inferiori, non si sfrutta a pieno l'interazione fra i due dreni; per valori superiori, i risultati relativi alla coppia tendono a quelli del singolo dreno.

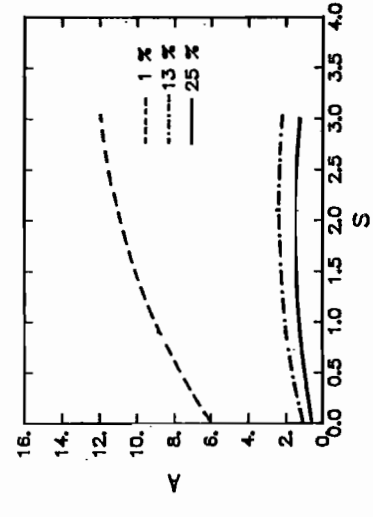
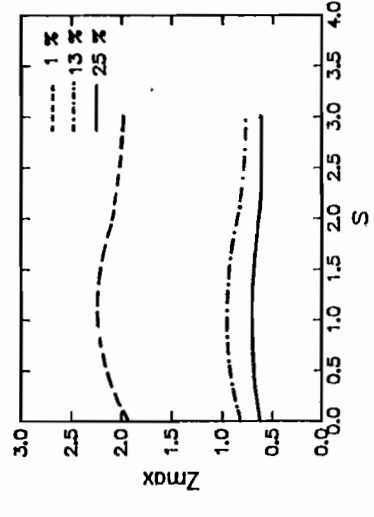
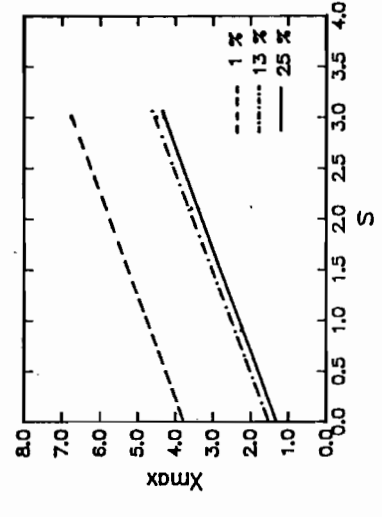
Se ci si riferisce alle curve di riduzione percentuale del 13% e 25% il parametro A cresce fino a valori di S pari a $2 \div 2.5$; si mantiene quindi pressoché costante, e pari al doppio del valore assunto per $S=0$. Il diagramma relativo ad una riduzione dell'1% è alquanto differente, e sempre crescente nel campo di valori di S considerati. Questi andamenti possono trovare una spiegazione nel fatto che a partire dai valori di S indicati le aree di influenza dei singoli dreni si separano, per rimanere poi invariate al crescere di S; ciò non accade, per l'area racchiusa dalla curva corrispondente ad una riduzione dell'1%, se non per valori di S molto elevati.

In fig. 11 l'area A delle regioni nelle quali si verifica una variazione di pressione interstiziale non

$\epsilon = 15^\circ$



$\epsilon = 20^\circ$



$\epsilon = 25^\circ$

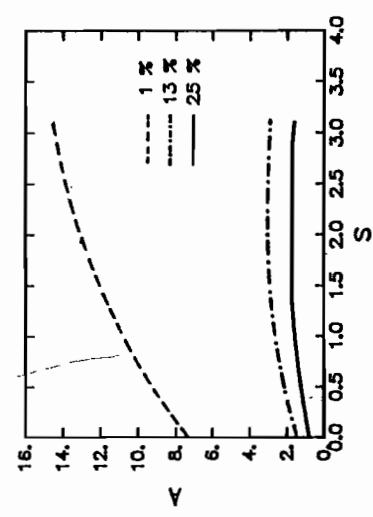
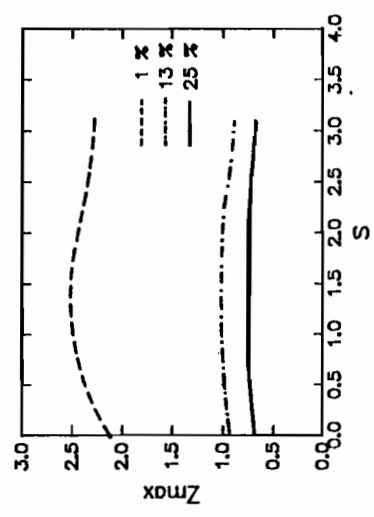
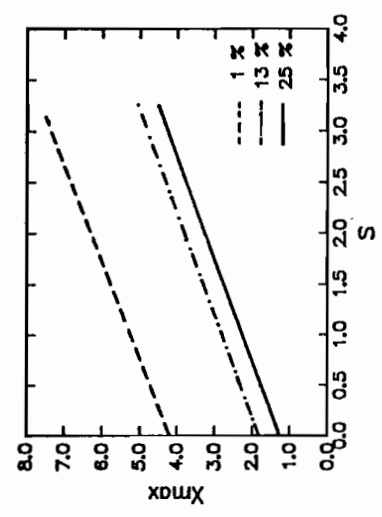


Fig. 10. - Schema a, caso piano. Valori di X_{max} , Z_{max} ed A a regime in funzione della distanza S fra i dreni.

minore di $\Delta u/u_0$ è diagrammata in funzione di $\Delta u/u_0$, per tre casi geometrici. Risultati molto simili sono stati ottenuti negli altri casi esaminati, e non vengono qui illustrati per ragioni di spazio. Si rileva che riduzioni significative delle pressioni interstiziali si verificano in aree proporzionalmente limitate. A tale proposito, ricordando la dipendenza dell'incremento di resistenza a taglio dalla variazione di pressione interstiziale espressa dalla (4), si può ritenere che i valori significativi di $\Delta u/u_0$ siano quelli non minori del 10%; le aree corrispondenti a tali valori sono pari all'incirca a $3 \cdot d^2$.

Si può notare come tutti i parametri di efficienza introdotti crescano con l'inclinazione ϵ del pendio. Questo è, in realtà, un risultato abbastanza scontato, visto che al crescere di ϵ cresce evidentemente, a parità di lunghezza dei dreni, il loro approfondimento.

In fig. 12 le aree A , adimensionalizzate rispetto al loro valore di regime (A_∞ , in figura), sono diagrammate in funzione del fattore di tempo T . Come si può notare le aree in cui la riduzione percentuale di pressione interstiziale risulta più elevata, raggiungono per valori piuttosto bassi di T valori elevati di A/A_∞ o, in altri termini, elevati gradi di consolidazione.

La fig. 13 permette di valutare l'influenza della lunghezza dei dreni sui tempi necessari affinché lo sviluppo delle aree in cui viene superato il valore di $\Delta u/u_0$ del 25% raggiunga prefissati valori. Tale valutazione assume grande importanza quando occorre che l'intervento di drenaggio produca quanto prima possibile gli effetti desiderati.

4.2.2. Caso tridimensionale

Le considerazioni svolte per il caso piano portano a ritenere che, dei tre parametri introdotti, quello che consente le valutazioni più interessanti sia A . Per questa ragione, e per ragioni di spazio, i diagrammi che si presentano nelle successive figure fanno per l'appunto riferimento a questo parametro.

In fig. 14 il parametro A in condizioni di regime è diagrammato in funzione dell'interasse in direzione trasversale I , per un fissato valore di ϵ e per due diversi valori dell'interasse S . Le curve riportate in figura si riferiscono sia ai piani verticali contenenti le coppie di dreni, che ai piani intermedi fra due coppie di dreni.

Escludendo la curva relativa all'1% di riduzione, che non è molto significativa ai fini pratici, si vede come fino a valori dell'interesse I pari a 0.2 i valori di A varino poco con I ; inoltre le curve relative ai due piani $Y=0$ e $Y=1/2$ (che sono quelli in cui si

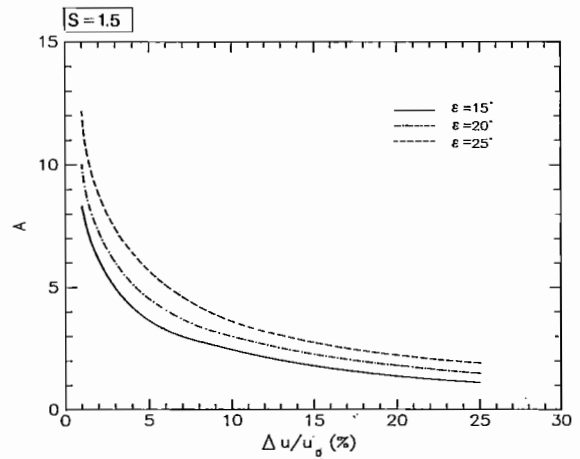


Fig. 11. - Schema a , caso piano. Valori di A a regime in funzione di $\Delta u/u_0$.

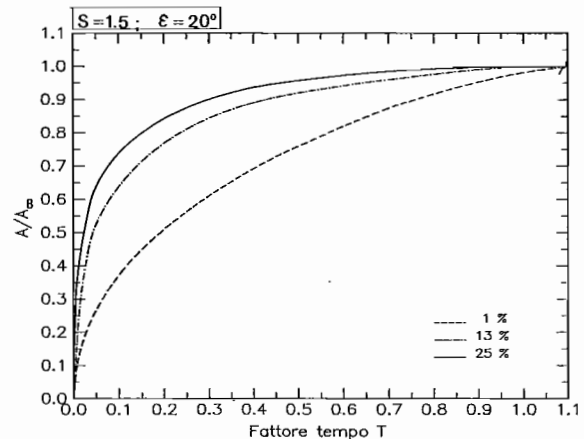


Fig. 12. - Schema a , caso piano. Evoluzione del fenomeno nel tempo: valori di A/A_∞ in funzione del fattore di tempo T .

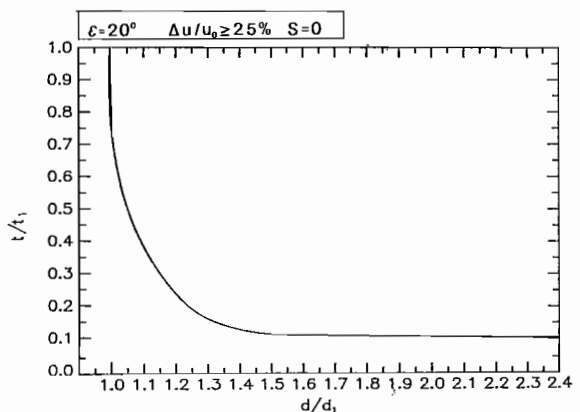


Fig. 13. - Schema a , caso piano. Influenza della lunghezza dei dreni sui tempi necessari a raggiungere una prefissata area di influenza. Con t_1 viene indicato il tempo necessario affinché, in presenza di dreni di lunghezza d_1 , l'area di influenza raggiunga il 90% del valore di regime; con t viene indicato il tempo necessario a raggiungere la stessa area con dreni di lunghezza d .

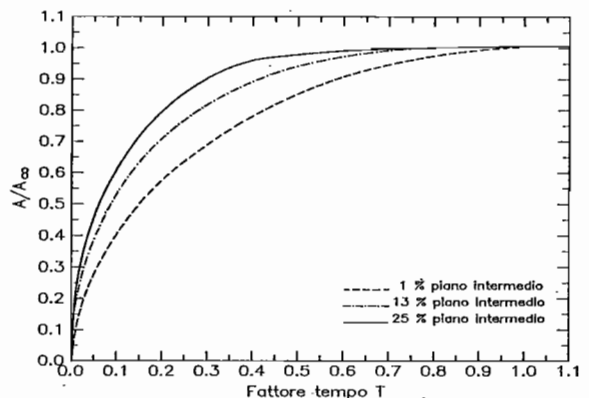
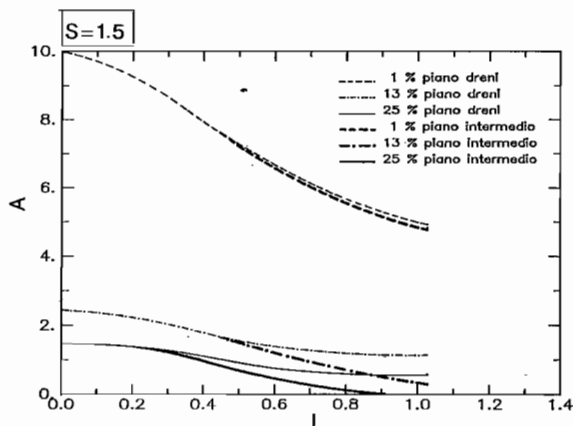
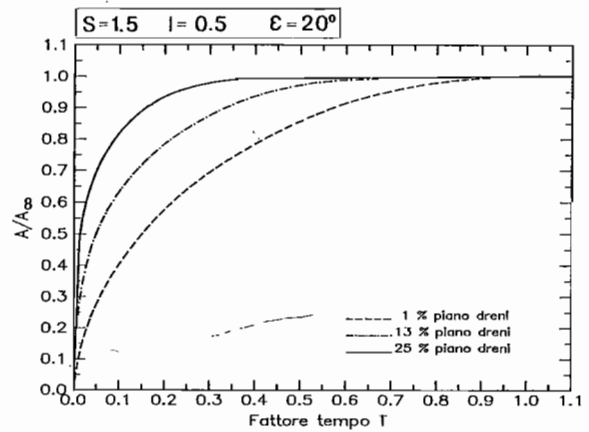
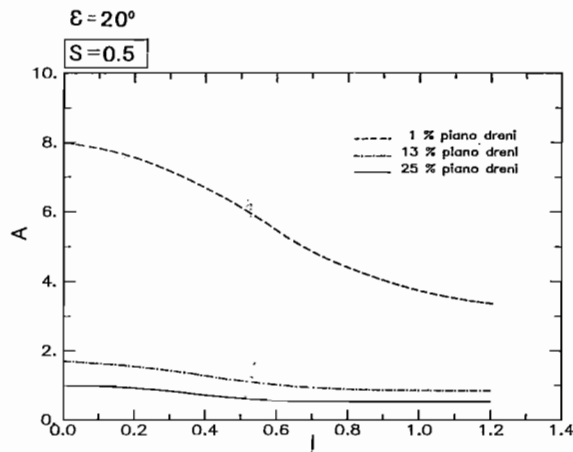


Fig. 15. - Schema *a*, caso tridimensionale. Evoluzione del fenomeno nel tempo: valori di A/A_{∞} in funzione del fattore di tempo T .

Fig. 14. - Schema *a*, caso tridimensionale. Valori di A a regime in funzione dell'interasse I .

ottiene rispettivamente la massima e la minima efficienza del sistema drenante), sono praticamente coincidenti fino ai valori di I indicati.

Queste osservazioni portano a concludere che il processo di drenaggio in esame, nella fase finale di regime permanente, si svolge in condizioni praticamente piane per valori dell'interasse I non maggiori di 0.2. L'indicazione progettuale che se ne può trarre è che risulta conveniente adottare per l'interasse I valori non minori di 0.2; un maggiore infittimento dei dreni comporterebbe infatti un aggravio di spesa senza un sensibile miglioramento dell'efficienza del sistema.

Come per il caso piano, si è voluto analizzare il decorso del fenomeno nel tempo. In fig. 15 le aree A , adimensionalizzate rispetto al loro valore di regime (A_{∞} , in figura) sono diagrammate in funzione del fattore tempo T , per un caso geometrico, sia per il piano contenente i dreni che per il piano posto a metà dell'interasse dei dreni. Come era da aspettarsi, il processo di consolidazione è più veloce nel piano contenente i dreni.

4.3. Dreni realizzati a partire da pozzi

Come si è accennato al paragrafo 3, questo

schema è stato studiato nell'ipotesi di problema piano, e cioè assumendo che i ventagli di dreni che partono da ciascun pozzo, a due profondità, siano sufficientemente fitti ed abbiano apertura tale da realizzare due superfici piane drenanti praticamente continue (fig. 7). Come già detto, l'influenza del pozzo sul moto di filtrazione è stata trascurata rispetto a quella dei dreni. Il pozzo, pertanto, assolve l'unica funzione di imporre pressione atmosferica ai dreni.

In fig. 16 sono riportati i valori di X_{\max} , Z_{\max} ed A nella condizione finale di regime, in funzione della profondità P del pozzo. Si può notare come sia Z_{\max} che X_{\max} crescano linearmente con P nell'ambito delle profondità esaminate, che sono quelle realizzabili in pratica.

In questo ambito, l'efficienza del sistema drenante è sempre crescente con P ; pertanto, il massimo di efficienza raggiungibile è, in questo caso, determinato dalle possibilità tecnologiche di esecuzione dei pozzi.

In fig. 17 sono messi a confronto i valori di A a regime relativi al 13% e 25% di riduzione, ricavati per lo schema *b* e per lo schema *a* in condizioni piane. Si può osservare come, all'aumentare della

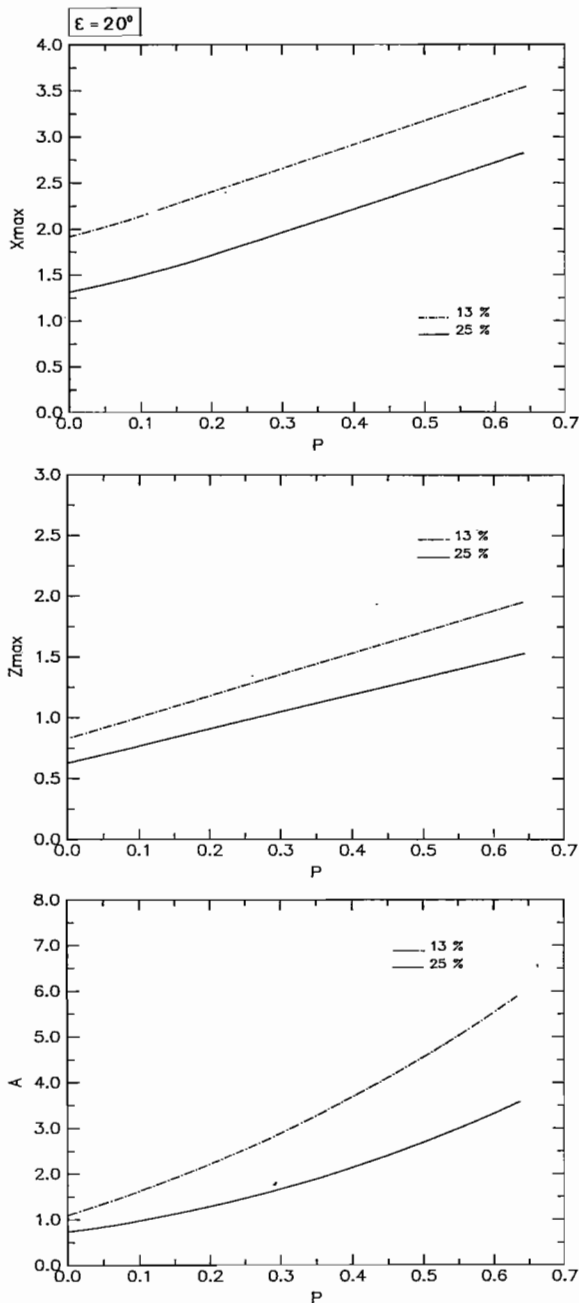


Fig. 16. - Schema *b*. Valori di X_{max} , Z_{max} ed A a regime in funzione della profondità P del pozzo.

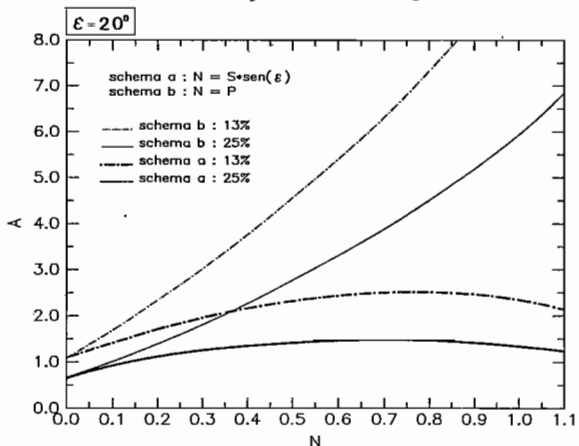


Fig. 17. - Confronto fra i valori di A a regime relativi allo schema *b* ed allo schema *a* (caso piano) in funzione della distanza N in verticale fra i dreni.

distanza fra i dreni, allo schema *b* competano valori di A maggiori. Ciò è dovuto al fatto che, realizzando i dreni da pozzi piuttosto che a partire dal piano di campagna, si ottiene, a parità di lunghezza, un maggiore approfondimento dei dreni stessi nel pendio. È d'altra parte facile rendersi conto che il tratto più superficiale del dreno inferiore, che viene a mancare quando questo è realizzato dal pozzo, è disposto in una posizione molto poco efficace ai fini del drenaggio.

In fig. 18 le aree A , adimensionalizzate rispetto al loro valore di regime (A_{∞} , in figura), sono diagrammate in funzione di T . Rispetto allo schema *a*, i tempi necessari a raggiungere condizioni di regime sono decisamente maggiori; ciò in realtà dipende dal fatto che sono maggiori le aree A_{∞} . Se infatti il confronto fra i due schemi viene fatto prendendo a riferimento il tempo necessario a raggiungere un fissato valore delle aree A , si ottengono risultati ben diversi (vedi fig. 19).

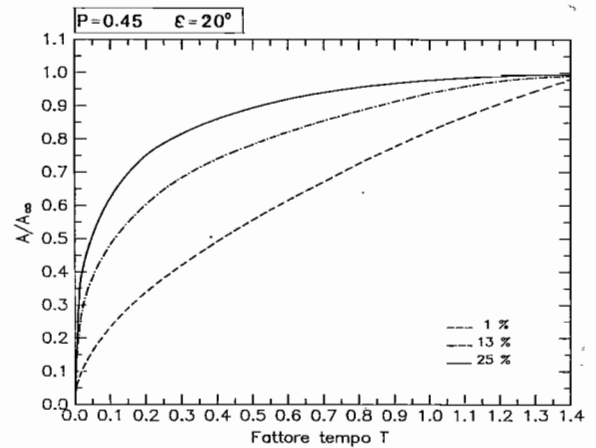


Fig. 18. - Schema *b*. Evoluzione del fenomeno nel tempo: valori di A/A_{∞} in funzione del fattore di tempo T .

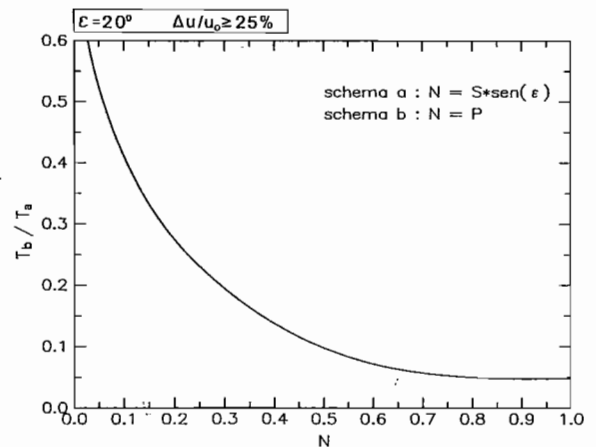


Fig. 19. - Raffronto delle evoluzioni del fenomeno relative agli schemi *b* ed *a* (caso piano), per differenti valori di N . T_b e T_a sono i fattori di tempo necessari a raggiungere una uguale area di influenza. Nel caso esaminato in figura questa è pari al 90% del valore di regime relativo allo schema *a*.

4.4 Influenza di un'eventuale superficie impermeabile e della anisotropia

Per completare l'analisi del processo di drenaggio, si è analizzato il caso in cui sia presente, ad una certa profondità h_i , una formazione impermeabile con il tetto parallelo al pendio.

In fig. 20 sono riportati, per un caso geometrico, i valori di X_{max} , Z_{max} ed A in condizioni di regime, in funzione del parametro adimensionale $Z_i = z_i/d$.

Come si può rilevare, per valori di Z_i maggiori di un certo valore (3, per il caso geometrico

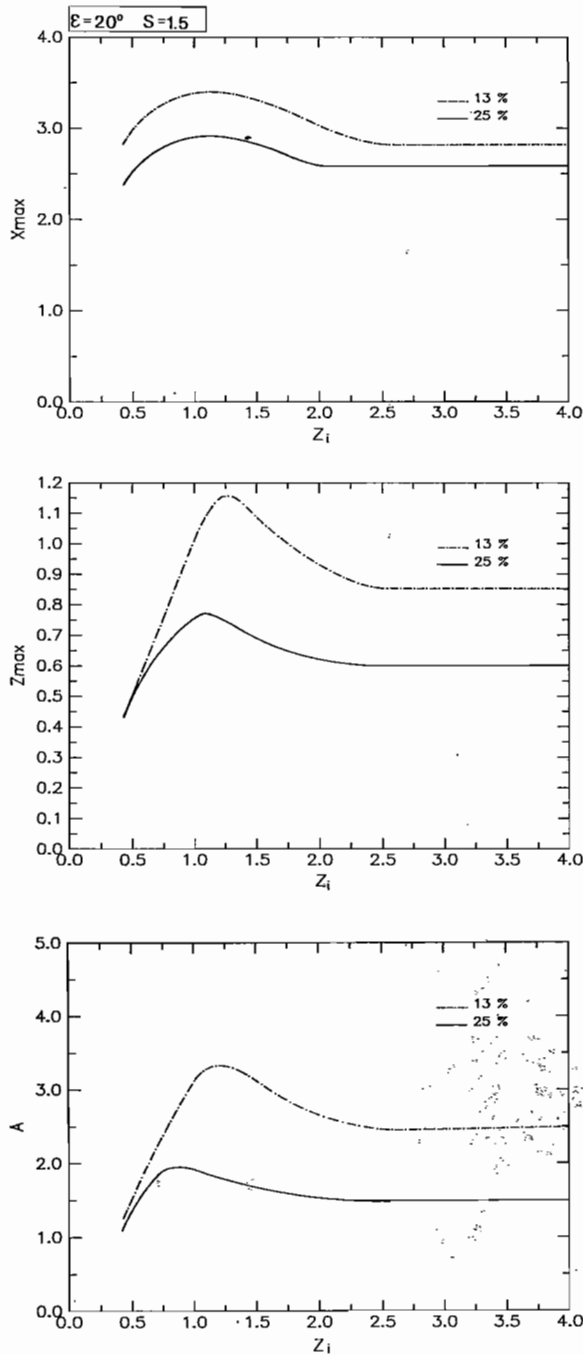


Fig. 20. - Valori di X_{max} , Z_{max} ed A a regime in funzione della profondità della formazione impermeabile.

considerato), la presenza della superficie impermeabile non influenza apprezzabilmente il processo di drenaggio; per valori minori, essendo più limitata in profondità la regione su cui si interviene, l'efficienza del sistema drenante aumenta. In effetti, ciò non appare immediatamente dalle curve di fig. 20, dove A diminuisce, in valore assoluto, per i più ridotti valori di Z_i ; tuttavia occorre appunto considerare che contemporaneamente diminuisce il volume di terreno da drenare.

Per quanto riguarda lo studio degli effetti dell'anisotropia del terreno, detti k_z e k_x i valori del coefficiente di permeabilità rispettivamente in direzione z ed x , sono stati analizzati tre casi caratterizzati da valori del rapporto di anisotropia $k_z/k_x = 0.1; 1; 10$.

La fig. 21, relativa alle condizioni di regime, mostra come l'anisotropia del terreno costituente il pendio nei riguardi della permeabilità determini una sensibile variazione della forma delle aree drenate, rispetto alle stesse aree per il caso del terreno isotropo. L'effetto è più marcato per le aree relative ai più ridotti valori di $\Delta u/u_0$ e per valori del rapporto di anisotropia maggiori dell'unità.

Per i valori di $\Delta u/u_0$ più interessanti ai fini tecnici

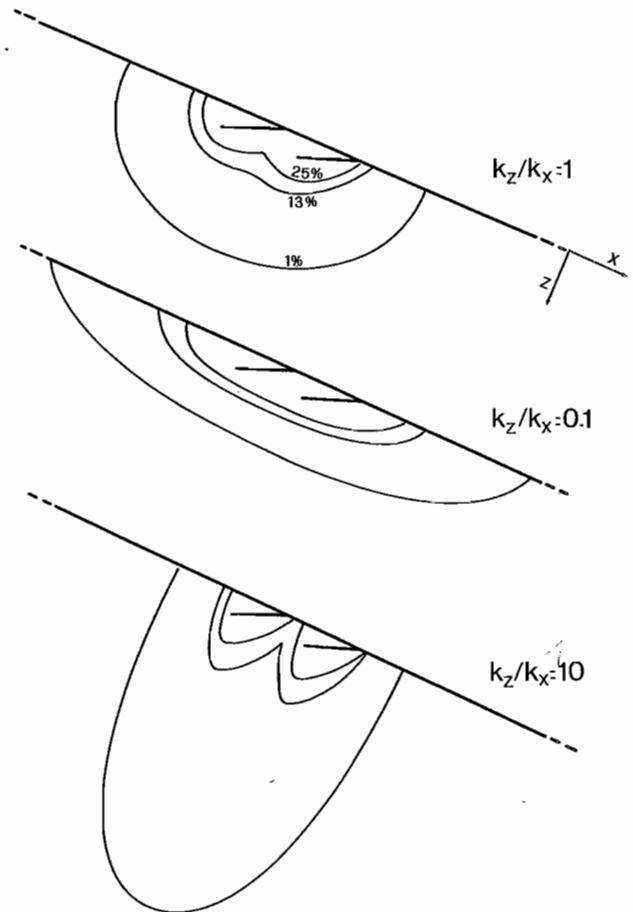


Fig. 21. - Schema a , caso piano. Influenza del rapporto di anisotropia K_z/K_x .

($\Delta u/u_0 \geq 10\%$), le differenze con il caso di terreno isotropo appaiono modeste. Ad ogni modo, un'indagine sistematica sugli effetti dell'anisotropia nei riguardi delle condizioni di stabilità del pendio è rinviata ad una successiva fase della ricerca.

5. Considerazioni conclusive

I risultati presentati in questo lavoro si riferiscono, intenzionalmente, ad uno schema geometrico ed a condizioni di contorno molto semplici; tuttavia proprio per questo essi consentono di rendersi conto dell'influenza dei fattori in gioco.

Alcuni dei risultati, come ad esempio quelli relativi alla più razionale ed efficiente disposizione geometrica dei dreni, appaiono immediatamente utilizzabili anche dal punto di vista applicativo. Le valutazioni dell'ampiezza della zona drenata, dell'entità dell'effetto prodotto e del tempo necessario per ottenere un determinato risultato in una qualsiasi applicazione dovranno invece essere considerate soltanto orientative, per la schematicità del modello e le difficoltà di determinazione dei parametri e delle condizioni iniziali ed al contorno, che si presentano nei casi reali.

Gli Autori si propongono di arricchire lo studio rimuovendo almeno in parte i caratteri di schematicità del modello, con il portare in conto fattori quali anisotropia ed eterogeneità del terreno, diversa geometria del pendio e del sistema drenante, diverse condizioni di contorno.

Per quanto riguarda invece la significatività della modellazione, con riferimento ai problemi applicativi, un giudizio non potrà che essere espresso a seguito dell'analisi di osservazioni in vera grandezza.

BIBLIOGRAFIA

- BIOT M.A. (1941) - *General theory of three-dimensional consolidation*. Journ. Appl. Physics, 12, pp. 155-164.
- BIOT M.A. (1956) - *General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material*. Journ. App. Mech., 23, pp. 91-96.
- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1983) - *Analisi dei moti di filtrazione indotti dall'esecuzione di scavi e trincee*. XV Conv. Italiano di Geotecnica, Spoleto, vol. II, pp. 51-56.
- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1986) - *Efficienza dei drenaggi*. XVI Conv. Italiano di Geotecnica, Bologna, vol. III, pp. 293-298.
- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1987) - *On the effectiveness of tubular drains*. IX Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublin, vol. I, pp. 149-152.
- CHOI Y.L. (1974) - *Design of horizontal drains*. Journ. Eng. Soc. Hong Kong, pp. 37-49.
- DESAI C., CHRISTIAN J. (1977) - *Numerical methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill, New York.

- DI MAIO C., SANTAGATA P., VIGGIANI C. (1986) - *Analisi del processo di consolidazione indotto da un sistema di trincee drenanti*. XVI Conv. Italiano di Geotecnica, Bologna, vol. III, pp. 283-289.
- DI MAIO C., VIGGIANI C. (1987) - *Influence of intermittent rainfall on effectiveness of trench drains*. IX Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublin, vol. I, pp. 149-152.
- DI MAIO C., VIGGIANI C. (1988) - *Comportamento di un sistema di trincee drenanti sotto pioggia intermittente*. Gruppo di Coordinamento degli Studi di Ingegneria Geotecnica, Attività di Ricerca svolta nell'anno 1987-1988, pp. 201-203.
- HUTCHINSON J.N. (1977) - *Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movements*. Bull. IAEG, vol. 16, pp. 131-155.
- KENNEY T.C., PAZIN M., CHOI W.S. (1977) - *Design of horizontal drains*. Journ. Geotechn. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 103, pp. 1311-1323.
- LEWIS R.W., SCHREFLER B.A. (1987) - *The Finite Element Method in the deformation and consolidation of porous media*. John Wiley 8 Sons.
- NAKAMURA H. (1988) - *Landslide control works by horizontal drainage works*. V Int. Symposium on Landslides, Lausanne, vol. 2, pp. 965-970.
- NONVEILLER E. (1970) - *Stabilization of landslides by means of horizontal borings*. Europ. Civil Engineering, 5, pp. 221-228.
- NONVEILLER E. (1981) - *Efficiency of horizontal drains on slope stability*. X Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, vol. 3, pp. 495-500.
- SANDHU R.S., WILSON E.L. (1969) - *Finite element analysis of seepage in elastic media*. Journ. Eng. Mech. Div., Proc. ASCE, vol. 95, EM3, pp. 641-652.
- VIGGIANI G. (1988) - *Analisi dell'efficienza di un sistema di canne drenanti*. Tesi di Laurea, Università degli Studi di Napoli, 118 pp.

SUMMARY

Analisis of the effectiveness of horizontal tubular drains

Drainage is one among the most effective and widespread means of slope stabilization. It modifies the distribution of the pore pressure within the slope to obtain an increase of the effective stress on the potential slip surface, and hence an increase of the shearing strength and of the factor of safety.

Drainage may be obtained by different means: trenches, wells, tunnels, counterforts, horizontal tube drains, the most appropriate system depending in each case on factors such as the depth of the slip surface, the topography of the area, the presence of buildings or infrastructures, the availability of machinery.

The design of a drainage system is still rather difficult and uncertain. The variability of the weather makes the definition of the initial and boundary conditions often problematic. The heterogeneity and anisotropy of the permeability of natural soils and the influence of even minor geological details on the groundwater regime is well known; on the other hand, investigation and modeling of such factors is far from straightforward.

These difficulties and uncertainties are probably among the principal causes of the substantial empiricism that characterizes the design of drainage systems.

The observational method is certainly possible, since the monitoring by means of piezometric and displacement measurements allows a continuous evaluation of the behaviour of a slope; furthermore, it is generally easy to integrate an insufficient drainage system by adding further elements.

Nevertheless, such a method reveals some shortcomings. The estimation of the total cost of the works remains uncertain; in addition, a long monitoring period is needed before the integration is eventually implemented and, at least in some instances, this can be dangerous. Last, but not least, the observational method is difficult to adopt within the rather rigid framework of some administrative regulations, at least in our Country.

Rational design criteria, taking into account the main factors affecting the drainage process and reducing the uncertainties, are therefore badly needed.

The theoretical knowledge about the effect of drainage works is still rather limited; although many aspects have been elucidated in recent years, many shadows last, especially in connection with the design criteria.

This paper represents a contribution to the analysis of the process of drainage induced in an infinite slope by a system of horizontal tube drains. The geometrical layout and the boundary conditions being simple, the influence of the main factors affecting the process can be singled out.

The Authors believe, however, that a substantial improvement of the design practice is to be searched in an integrated approach of theoretical studies such as this one and full scale observations.

Some former contributions to the analysis of horizontal drains are first reviewed (KENNEY, *et al.*, 1977; NONVELLER, 1981; NAKAMURA, 1988); figs. 1 to 6 report the layouts considered by these Authors and some relevant results.

The geometry of the drainage system considered in this paper is represented in fig. 7; it consists of two rows of horizontal drains in an infinite slope, starting either at the soil surface (scheme *a*) or from shafts (scheme *b*).

The scheme *a* has been analyzed both in conditions of three-dimensional flow (spacing between the drains $I \neq 0$) and of two-dimensional flow ($I = 0$, i.e. the drains are so close each other to act as a couple of horizontal drainage planes). The scheme *b* has been analyzed only in two dimensions.

The field equation (1), under the initial and boundary conditions (2), has been solved by finite differences. The considered values of the parameters are reported under (3).

The pore pressure variations induced by the drainage have been represented in fig. 9. Curves *a*, *b* and *c* border, in a vertical plane, the domains in which the percentage reduction of the pore pressure is not less than 1%, 13% and 25%. The areal extent of these domains, that is a function of the geometrical layout, varies with the time and, for the three-dimensional scheme ($I \neq 0$), with the distance from the drains of the vertical plane considered. Each curve may be characterized by the dimensionless parameters X_{\max} , Z_{\max} and A , defined in fig. 9.

Figs. 10 to 13 refer to drains starting at the slope surface and to

conditions of two-dimensional flow. It may be seen that X_{\max} increases steadily with the distance S , while Z_{\max} is almost unaffected by S and has a maximum for S ranging from 0.5 to 1.5. Accordingly, this is the range of S in which the effectiveness of the drainage system in depth is maximum.

Considering the 13% and 25% reduction curves, it may be seen that A increases with increasing S up to values of $S = 2 \div 2.5$; for higher values of S , A remains constant and attains a value twice that for $S = 0$.

Figs. 12 and 13 report some results concerning the transient stage; they allow an evaluation of the time required to attain a desired drainage effect.

Figs. 14 and 15 refer to conditions of three-dimensional flow. A comparison of the results with previous ones leads to the conclusion that the flow is very nearly two-dimensional up to values of I of about 0.2. Obviously, it is not convenient to adopt values of I lower than 0.2; as a matter of fact, a closer arrangement would increase the cost of the system without a significant improvement of its effectiveness.

Figs. 16 to 19 refer to drains starting from shafts. This scheme has been analyzed only in conditions of two-dimensional flow, assuming that the fans of drains, departing radially from the shafts at two depths, are so dense as to create two nearly continuous horizontal draining planes.

As it was to be expected, the effectiveness of the system increases with increasing depth P of the shafts. Figs. 18 and 19 report a comparison between these results and those obtained for the drains starting from the surface, in two dimensions.

The influence of Z_i is depicted in fig. 20. It may be seen that the process is unaffected by the occurrence of an impervious base if Z_i is larger than 3; for smaller values of Z_i , the effectiveness of the drainage system increases because the extent of soil to be drained decreases.

Finally, the influence of anisotropic permeability and of the depth Z_i of an impervious surface parallel to the slope has been analyzed.

As far as anisotropy is concerned, fig. 21 shows that it produces a change in the shape and extent of the drained area; the variations are larger for values of the anisotropy ratio k_z/k_x larger than 1.