

# Stabilizzazione dei pendii mediante sistemi di drenaggio

Augusto Desideri e Sebastiano Rampello

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza di Roma*

## SOMMARIO

La stabilizzazione di un pendio in frana può essere raggiunta riducendo le pressioni interstiziali mediante la realizzazione di un sistema di drenaggio, costituito da un sistema di trincee, fori, pozzi o gallerie. Nei sistemi di drenaggio a gravità si produce l'annullamento delle pressioni interstiziali all'interfaccia tra il sistema drenante e il terreno in posto e si innesca un processo di filtrazione a superficie libera in regime vario sino al raggiungimento delle condizioni stazionarie che rispettano le nuove condizioni al contorno. Il processo di drenaggio è influenzato dal regime delle piogge, dai livelli di infiltrazione e di evapotraspirazione, dalla presenza di superfici di discontinuità e dalla disomogeneità e anisotropia dei terreni nei riguardi della permeabilità. Una modellazione accurata del problema è di conseguenza caratterizzata da notevoli difficoltà e incertezze. È tuttavia possibile pervenire ad una progettazione razionale di un intervento di drenaggio se si introducono alcune ipotesi semplificative sulle condizioni di flusso e sulla geometria del problema. In questo articolo si riassumono i principali caratteri di un processo di drenaggio allo scopo di riconoscere gli elementi di base necessari ad una valutazione cautelativa e sufficientemente attendibile degli effetti indotti da un sistema drenante. Si riportano quindi alcune soluzioni proposte in letteratura negli ultimi anni per i sistemi di drenaggio a gravità costituiti da trincee e dreni tubolari, più frequentemente utilizzati nelle applicazioni. Per alcuni casi documentati di pendii in frana stabilizzati mediante drenaggi a gravità è infine mostrata la capacità di tali soluzioni di fornire stime cautelative della riduzione delle pressioni interstiziali indotte dal sistema.

## 1. INTRODUZIONE

La stabilizzazione di un pendio in terreni coesivi saturi può essere ottenuta mediante la realizzazione di un sistema di drenaggio con l'obiettivo di produrre una riduzione delle pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento, effettiva o potenziale, con conseguente aumento della resistenza al taglio disponibile. Tale tipologia di intervento è la più efficace quando i fenomeni di instabilità sono innescati da valori elevati delle pressioni interstiziali. Ciò accade sia per meccanismi di collasso superficiali, che risentono in modo significativo delle variazioni stagionali delle pressioni interstiziali in dipendenza dell'andamento delle precipitazioni atmosferiche, sia per meccanismi profondi, caratterizzati da un regime pressoché stazionario delle pressioni interstiziali e da un elevato grado di mobilitazione della resistenza al taglio  $\tau_f$ . Per i movimenti superficiali il margine di sicurezza varia nel tempo e i fenomeni di instabilità si riattivano periodicamente durante le stagioni invernali, quando le pressioni interstiziali attingono il loro valore massimo; in essi, il sistema drenante riduce le pressioni interstiziali e riduce anche l'ampiezza delle oscillazioni stagionali limitando i valori massimi che possono essere raggiunti. Nei movimenti profondi, l'elevato grado di mobilitazione di  $\tau_f$  produce il progressivo sviluppo di distorsioni plastiche nella zona di taglio, con conseguente lento accumulo di spostamenti nel pendio. Per questi movimenti

l'installazione di un sistema di drenaggio può ridurre significativamente i valori delle pressioni interstiziali nella zona di taglio con conseguente incremento della resistenza al taglio disponibile e riduzione delle deformazioni plastiche e quindi degli spostamenti.

In entrambi i casi, il dimensionamento di un sistema drenante presenta notevoli difficoltà e incertezze. La distribuzione delle pressioni interstiziali in un pendio è infatti influenzata dal regime delle precipitazioni atmosferiche, dai livelli di infiltrazione ed evapotraspirazione, dalla presenza di superfici di discontinuità, dalla disomogeneità e anisotropia dei terreni nei riguardi della permeabilità e dalle condizioni idrauliche al contorno del volume di terreno interessato dalla presenza del sistema drenante. Per questi motivi è molto difficile effettuare una modellazione accurata del problema e il dimensionamento degli interventi di drenaggio è spesso improntato da un sostanziale empirismo. Tuttavia, introducendo delle ipotesi semplificative sulle condizioni di flusso e sulla geometria del problema, è possibile pervenire ad una progettazione razionale e cautelativa di un intervento di drenaggio, attraverso l'analisi del processo di filtrazione da esso indotto.

È bene sottolineare che l'efficacia di un sistema drenante non è necessariamente connessa con l'abbassamento della superficie libera di falda, né con processi di desaturazione del corpo di frana. È sufficiente che le nuove condizioni di flusso producano una riduzione delle pressioni interstiziali. L'efficacia del sistema non è quindi legata alla quantità di acqua allontanata, ma alla variazione del regime delle pressioni interstiziali che il sistema è in grado di produrre.

Nel seguito, ci si riferirà ai sistemi realizzati mediante trincee e dreni sub-orizzontali a gravità, più comunemente utilizzati nella pratica corrente. Le soluzioni di letteratura proposte, ottenute per alcune semplici schematizzazioni del problema e raggruppate per tipologia di intervento e ipotesi di analisi, permettono una descrizione quantitativa dell'evoluzione temporale dell'efficacia del sistema nelle condizioni transitorie, sino al raggiungimento delle condizioni stazionarie. Alcune delle soluzioni proposte saranno infine utilizzate per il dimensionamento di sistemi di trincee drenanti o dreni tubolari per pendii reali confrontando i risultati ottenuti con le misure in sito o con i risultati forniti da modellazioni più accurate del problema.

## **2. TIPOLOGIE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO**

Tra i principali interventi di drenaggio si distinguono le trincee, i dreni, sub-orizzontali e verticali, i pozzi e le gallerie. Per la semplicità delle tecniche esecutive e i costi contenuti, le trincee drenanti e i dreni tubolari sono più frequentemente utilizzati nelle applicazioni, mentre, i maggiori oneri costruttivi ed economici limitano il ricorso ai pozzi e alle gallerie drenanti.

Negli elementi drenanti, vuoti o riempiti di materiale di elevata permeabilità, è possibile l'allontanamento dell'acqua drenata e il controllo della pressione del fluido interstiziale; se gli elementi sono a contatto con l'atmosfera il sistema è detto a gravità e la pressione agente sui contorni drenanti è pari a quella atmosferica ( $u = 0$ ); se i contorni sono mantenuti ad una pressione minore di quella atmosferica, a mezzo di pompe a vuoto, il sistema è detto sottovuoto ( $u < 0$ ). Nel seguito vengono considerati i sistemi di drenaggio a gravità costituiti da trincee e dreni tubolari, più frequentemente utilizzati nelle applicazioni.

Le trincee drenanti sono in genere utilizzate per stabilizzare frane superficiali di carattere traslativo, assai frequenti in pendii poco acclivi in terreni coesivi, caratterizzate da superfici di

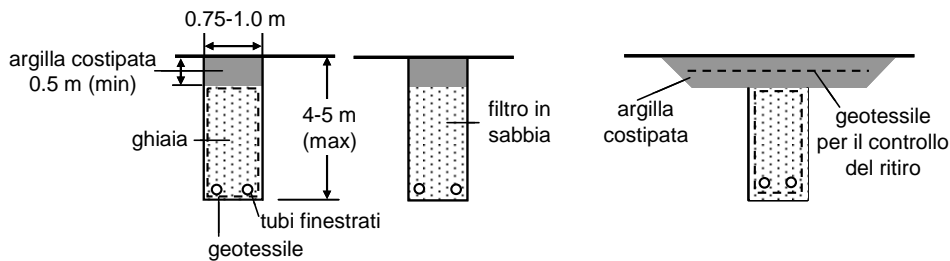


Figura 1. Sezioni tipiche di trincee drenanti (adattata da Walker e Mohen, 1987)

scorrimento all'incirca parallele al piano campagna. In questi casi non è infatti possibile procedere ad una riprofilatura del pendio e l'impiego di un ricarico al piede non è conveniente per possibili fenomeni di sovrascorrimento. Questo tipo di frane è in genere indotto da fenomeni di alterazione della coltre superficiale e dagli incrementi di pressione interstiziale prodotti da forti precipitazioni atmosferiche. La coltre di terreno posta al di sopra della superficie di scorrimento è frequentemente alterata e caratterizzata da una permeabilità più elevata di quella del terreno stabile sottostante.

Le trincee drenanti hanno in genere una sezione trasversale rettangolare, di larghezza compresa tra 0.5 e 1.0 m in dipendenza dell'utensile di scavo e profondità massime di 4-5 m, se scavate con escavatore a cucchiaio rovescio (Fig. 1). Per altezze di scavo maggiori di 2 m, le pareti devono essere adeguatamente sostenute, avendo cura di eseguire le operazioni di scavo e il riempimento della trincea per tratti di limitata estensione in direzione longitudinale. Trincee di maggiore profondità (5-25 m) possono essere realizzate con tecniche analoghe a quelle impiegate per le paratie di pali secanti o di pannelli rettangolari, utilizzando, ove necessario, fanghi polimerici per il sostegno delle pareti di scavo. La funzione drenante delle trincee viene esplicita dal materiale di riempimento, costituito da terreno a grana grossa. La forte differenza di permeabilità tra il terreno in posto e quello di riempimento e la facilità con la quale l'acqua drenata viene allontanata per gravità permettono di assumere nelle analisi che la pressione al contatto trincea - terreno in posto sia pari a quella atmosferica ( $u = 0$ ). Perché questa ipotesi sia valida è necessario evitare il progressivo intasamento della trincea, per trasporto di materiale fine al suo interno durante il processo di drenaggio, e facilitare l'allontanamento dell'acqua drenata. A tale scopo è conveniente interporre un filtro in geotessile al contatto terreno in posto - materiale di riempimento, potendo così impiegare materiali a grana grossa (ghiaia, pezzame di pietra, scarti di cave di rocce), prescindendo dai requisiti granulometrici dei filtri, e installare alla base della trincea 1-2 tubi finestrati di 100-200 mm di diametro, anch'essi rivestiti di geotessile. Inoltre, per impedire l'infiltrazione diretta delle acque superficiali e il trasporto di materiale fine, la parte superiore della trincea è protetta da uno strato di argilla costipata a un contenuto d'acqua  $w = 0.9-1.2 w_{opt}$ , di spessore 0.5-1.0 m e larghezza maggiore di quella della trincea, per un costipamento più efficiente (Fig. 1). La fessurazione per ritiro dello strato di argilla può essere impedita con l'impiego di materiale argilloso di plasticità medio - bassa, o con l'inserimento di un telo in geotessile all'interno dello strato.

Le trincee drenanti devono essere eseguite longitudinalmente, secondo la direzione monte - valle, e non trasversalmente al pendio (Fig. 2). In quest'ultimo caso, infatti, si può avere un peggioramento delle condizioni di stabilità del pendio durante le operazioni di scavo della trincea e nelle condizioni di esercizio, per eventuali intasamenti della trincea con conseguente perdita della capacità drenante e aumento delle pressioni interstiziali a valle di essa. È possibile comunque la realizzazione di trincee con configurazione in pianta 'a spina di pesce',

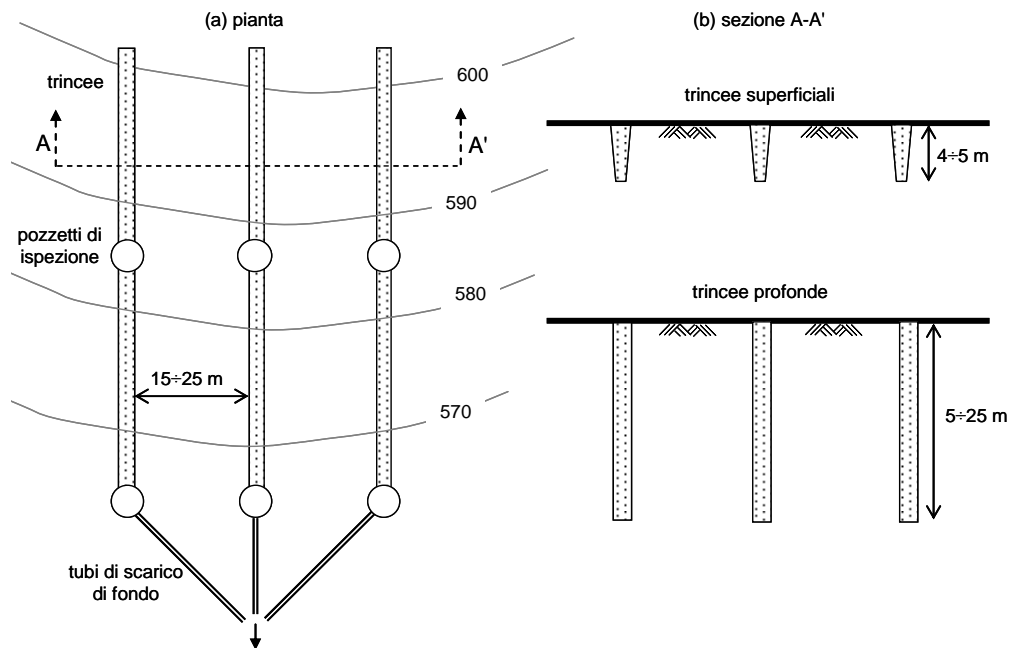


Figura 2. Schema di trincee drenanti parallele (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

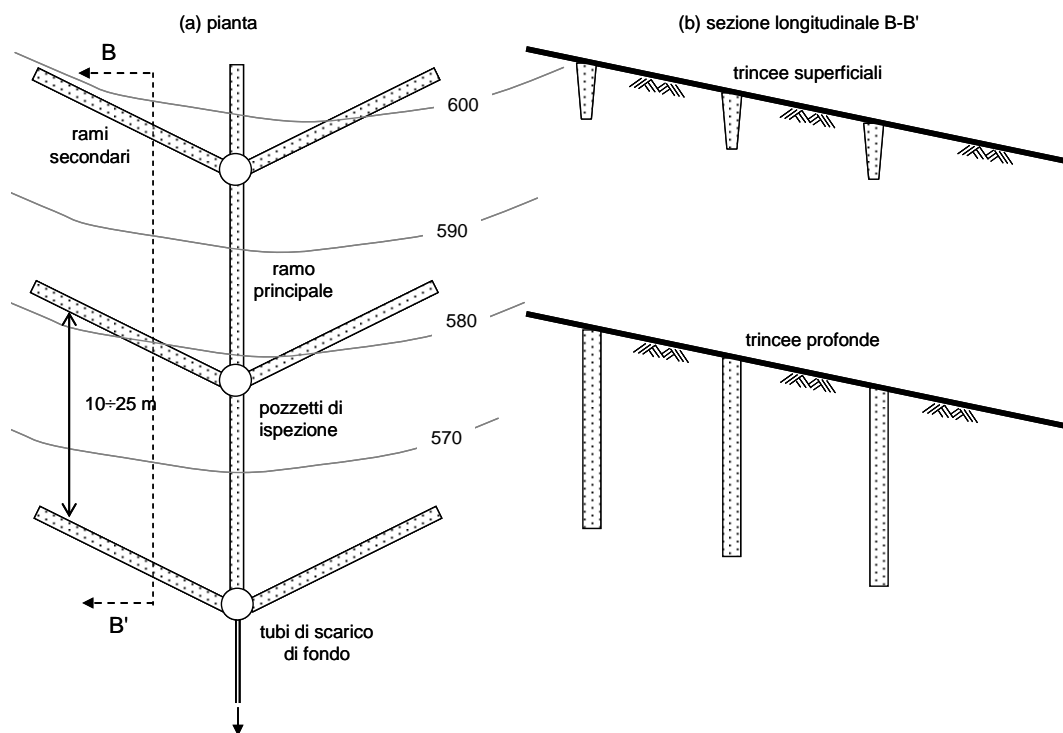


Figura 3. Schema di trincee drenanti con rami secondari (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

purché di limiti la lunghezza dei rami secondari e si proceda con tratti di scavo di limitata lunghezza (Fig. 3). La configurazione a Y dei rami secondari incrementa la capacità drenante della trincea.

Le trincee vengono costruite da valle verso monte permettendo la funzione drenante sin dall'inizio delle fasi costruttive; procedendo in direzione inversa, si potrebbero invece indurre

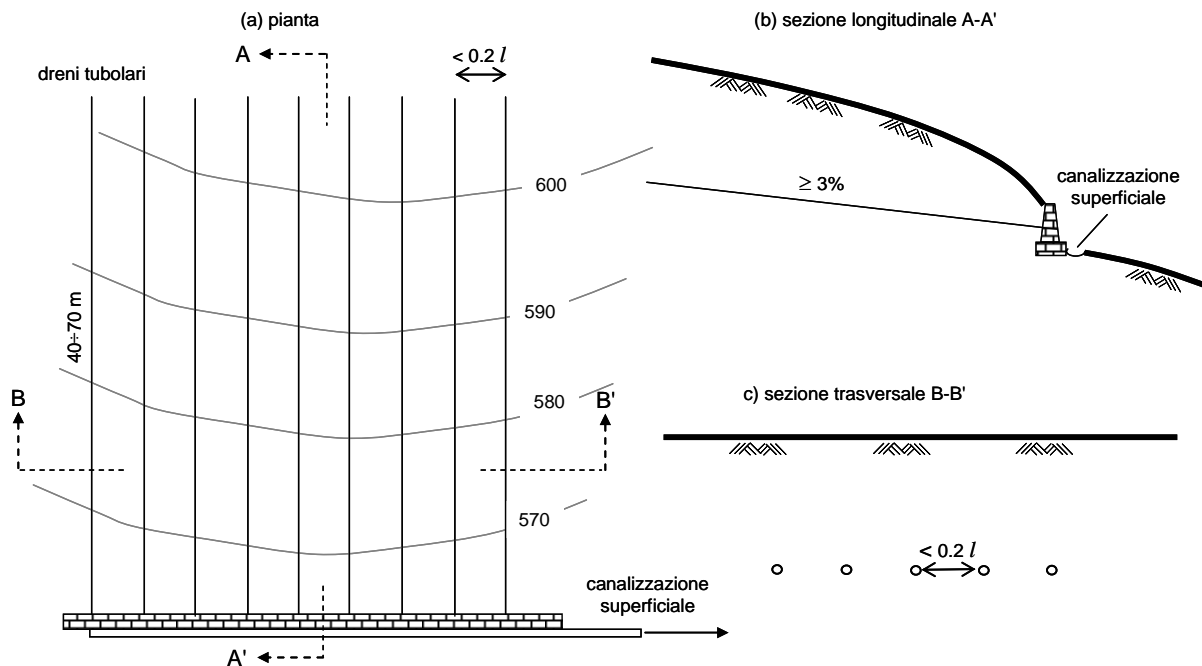


Figura 4. Schema di dreni tubolari installati da piano campagna (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

incrementi significativi delle pressioni interstiziali a valle del tratto di trincea già realizzato. Per garantire un corretto funzionamento delle trincee nel tempo è infine conveniente prevedere la realizzazione di pozzetti di ispezione al loro interno, per permettere il periodico lavaggio dei tubi di drenaggio con acqua in pressione (Fig. 2-3).

I dreni tubolari sono spesso utilizzati per la stabilizzazione di singole scarpate e fronti di scavo o per la stabilizzazione di frane profonde che si verificano nelle zone più acclivi di pendii naturali. In genere in queste condizioni i cinatismi di collasso sono di tipo rotazionale e i dreni tubolari sono utilizzati per ridurre le pressioni interstiziali a profondità elevate, non raggiungibili dalle trincee (Fig. 4).

Un sistema di dreni tubolari è costituito da un insieme di fori sub-orizzontali di piccolo diametro eseguiti con pendenze verso valle maggiori del 3%; in tal modo l'acqua viene allontanata per gravità e la pressione interna ai fori è pari a quella atmosferica ( $u = 0$ ). Una diversa inclinazione tra i dreni permette in alcuni casi di aumentare l'efficacia del sistema drenante; ad esempio, l'acqua nelle discontinuità di un ammasso roccioso può essere drenata più efficacemente se i dreni sono orientati in modo da intersecare il maggiore numero di discontinuità.

In pendii in ammassi rocciosi i dreni possono essere semplicemente costituiti da fori non sostenuti che esplicano un'efficace funzione drenante per tempi lunghi a meno che il materiale fine trasportato dall'acqua drenata non provochi l'intasamento dei fori. In terreni sciolti, all'interno del foro viene inserito un tubo finestrato, di diametro pari a 100 - 120 mm, dotato di un tappo di fondo e rivestito da un filtro in geotessile per impedire il trasporto di materiale fine all'interno del dreno.

I dreni tubolari possono essere installati in direzione parallela al pendio a partire da piano di campagna, su uno o più livelli a diverse quote, con opportuna sfasatura tra i dreni dei diversi livelli, o, radialmente, dall'interno di pozzi che possono essere realizzati su una o più file trasversalmente al pendio (Fig. 5).

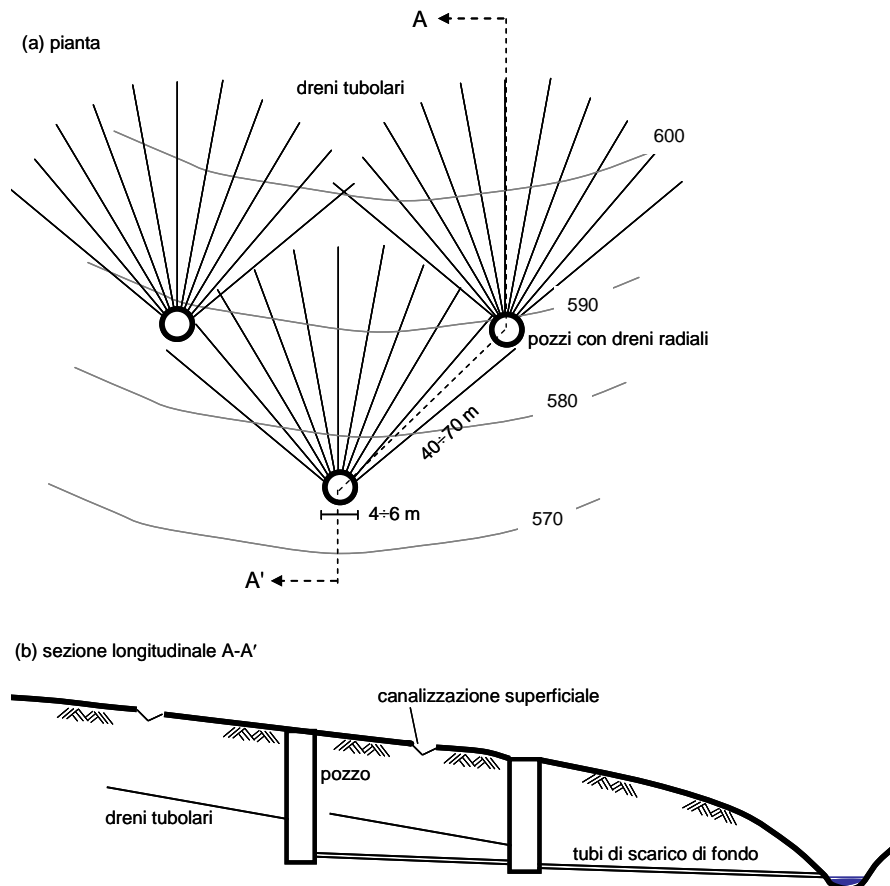


Figura 5. Schema di dreni tubolari installati da pozzi (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

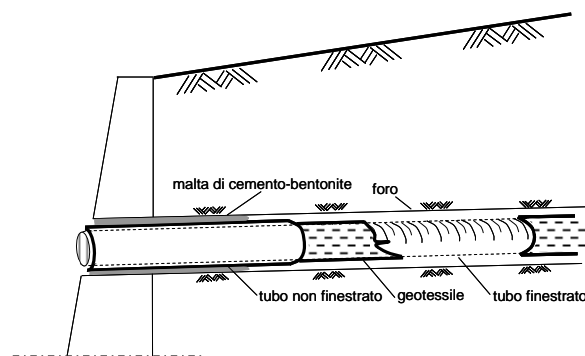


Figura 6. Particolare installazione al piano campagna / parete (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

Nei dreni installati dal piano campagna per evitare l'ingresso di radici all'interno dei tubi e l'occlusione dei dreni, la porzione prossima al piano campagna non è perforata per un tratto lunghezza pari a circa 6 m ed è cementata al foro (Fig. 6).

I principali vantaggi dei sistemi drenanti costituiti da dreni tubolari sono i costi contenuti e i tempi di installazione ridotti, sino a 100 m al giorno. Le lunghezze adottate sono in genere comprese tra 30 e 100 m, sebbene in passato si siano realizzati dreni di lunghezza maggiore (fino a 300 m); per lunghezze superiori a 40 m è comunque necessario l'impiego di un tubo finestrato rigido. La scelta della lunghezza dei tubi drenanti dipende dalle condizioni idrauliche e da quelle stratigrafiche; ad esempio, nel caso di coltri di depositi di terreni sciolti

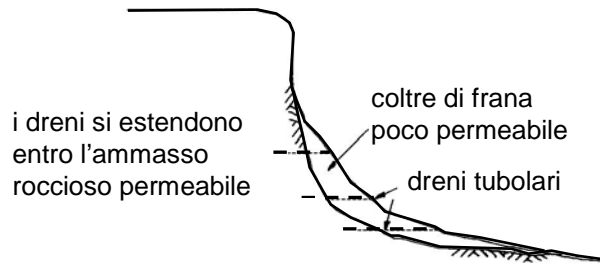


Figura 7. Esempio di installazione di dreni tubolari

di bassa permeabilità su ammassi rocciosi più permeabili, per ottenere un'efficace riduzione delle pressioni interstiziali al contatto tra le due formazioni, i dreni devono necessariamente estendersi entro l'ammasso roccioso (Fig. 7). Se i dreni di uno stesso livello sono installati a piccoli interassi, l'effetto complessivo del sistema è quello di un piano drenante. È stato mostrato che interassi minori o uguali al 20% della lunghezza dei dreni sono sufficienti per produrre questo effetto (Di Maio et al., 1988); per dreni di lunghezza  $l = 30-40$  m si possono ad esempio adottare interassi  $i = 6-8$  m.

Per garantire l'efficacia nel tempo di un sistema di dreni tubolari è necessaria una manutenzione periodica che preveda il lavaggio dei tubi con acqua o aria in pressione; in assenza di tale manutenzione la vita utile di un sistema di dreni è di circa 15-20 anni.

Il controllo dell'efficacia di un sistema drenante avviene mediante la misura di pressioni interstiziali installando un numero adeguato di celle piezometriche in prossimità della superficie di scorrimento (esistente o potenziale); frequentemente le celle vengono installate in corrispondenza delle sezioni mediane tra gli elementi drenanti, che risentono in modo minore dei benefici del sistema di drenaggio. Le misure piezometriche permettono di valutare l'abbassamento delle pressioni interstiziali prodotto dal sistema drenante e di controllare le variazioni dell'efficacia nel tempo. L'installazione dei piezometri deve precedere la realizzazione del sistema drenante per permettere il confronto tra valori misurati e previsti della riduzione di pressione interstiziale, e, conseguentemente, il controllo delle ipotesi progettuali. La lenta evoluzione delle fasi transitorie non richiede in genere l'installazione di piezometri a risposta particolarmente pronta. La misura della quantità di acqua drenata è invece poco significativa perché non può essere correlata alla valutazione delle condizioni di stabilità del pendio, ma può solo fornire indicazioni sull'eventuale intasamento nel tempo dei tubi finestrati facenti parte del sistema.

### 3. EFFICIENZA IDRAULICA E STABILITÀ DI UN PENDIO

Le condizioni di stabilità di un pendio sono in genere espresse mediante il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  e lo sforzo di taglio  $\tau_m$  agente lungo la superficie di scorrimento, effettiva o potenziale. Con riferimento allo schema semplice di pendio indefinito (Fig. 8), sede di un moto di filtrazione stazionario con flusso monodimensionale parallelo al piano campagna, sulla generica superficie di scorrimento, parallela al piano campagna e a profondità  $z$  da esso, il coefficiente di sicurezza è:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{c' + (\sigma_n - u_0) \operatorname{tg} \varphi'}{\tau_m} \quad (1)$$

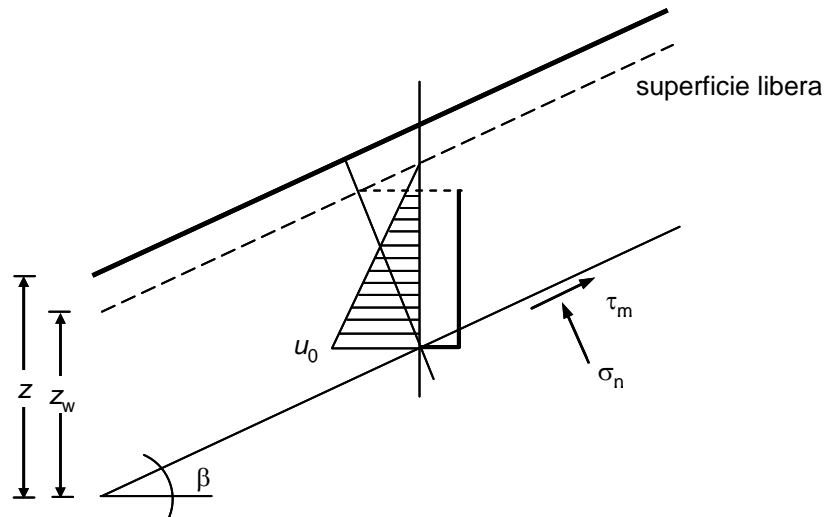


Figura 8. Schema di pendio indefinito

dove:

- |   |   |
|---|---|
| $\tau_m = \gamma z \cdot \sin\beta \cos\beta$ | = tensione tangenziale sulla superficie di scorrimento    |
| $\sigma_n = \gamma z \cdot \cos^2\beta$       | = tensione totale normale sulla superficie di scorrimento |
| $u_0 = \gamma_w z_w \cdot \cos^2\beta$        | = pressione interstiziale sulla superficie di scorrimento |
| $z_w$   | = profondità dalla superficie libera                      |
| $\beta$                                       | = inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale        |

Se lungo tutta la superficie di scorrimento le pressioni interstiziali vengono ridotte ad un valore  $u < u_0$  ( $\Delta u = u - u_0$ ), l'incremento del coefficiente di sicurezza è

$$\Delta F = \frac{-\Delta u \operatorname{tg}\varphi'}{\tau_m} \quad (2)$$

che assume il massimo valore quando si annullano le pressioni interstiziali ( $\Delta u_{\max} = -u_0$ ):

$$\Delta F_{\max} = \frac{u_0 \operatorname{tg}\varphi'}{\tau_m} \quad (3)$$

Per efficienza idraulica puntuale  $E$  di un drenaggio si intende il rapporto tra la riduzione di pressione interstiziale ottenuta nel punto in esame ( $-\Delta u$ ) e la massima riduzione possibile ( $-\Delta u_{\max} = u_0$ ):

$$E(t) = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = 1 - \frac{u(t)}{u_0} \quad (4)$$

Essa dipende dal tempo perché, a seguito dell'esecuzione di un drenaggio, le pressioni interstiziali si riducono progressivamente fino al raggiungimento delle condizioni di regime. In generale, l'efficienza idraulica varia da punto a punto nel volume di terreno in cui avviene il processo di drenaggio e, ai fini applicativi, se ne valuta il valore medio  $\bar{E}(t)$  lungo



un'assegnata superficie  $S$ , coincidente con la superficie di scorrimento o comunque prossima ad essa:

$$\bar{E}(t) = \frac{\int_S [u_0 - u(t)] ds}{\int_S u_0 ds} = 1 - \frac{\int_S u(t) ds}{\int_S u_0 ds} = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{\bar{u}_0} \quad (5)$$

dove  $\bar{u}(t)$  e  $\bar{u}_0$  rappresentano rispettivamente il valor medio della pressione interstiziale al tempo  $t$  e al tempo iniziale sulla superficie assegnata.

Per il caso di pendio indefinito, e nell'ipotesi di riduzione costante delle pressioni interstiziali sulla superficie di scorrimento, l'efficienza idraulica media coincide con quella puntuale e rappresenta il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza al tempo  $t$  e quello massimo ottenibile annullando le pressioni interstiziali:

$$\bar{E}(t) = E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta F(t)}{\Delta F_{\max}} \quad (6)$$

È possibile mostrare che per pendii omogenei, o in presenza di modeste variazioni dei valori di  $\varphi'$  lungo la superficie di scorrimento, l'efficienza idraulica media  $\bar{E}(t)$  coincide ancora con il rapporto  $\Delta F(t)/\Delta F_{\max}$  anche per geometrie e condizioni di flusso più complesse di quelle relative allo schema di pendio indefinito. In tali condizioni, la soluzione del problema idraulico connesso con l'installazione di un sistema di drenaggio e la valutazione dell'evoluzione temporale dell'efficienza idraulica sulla superficie di scorrimento permettono una stima dell'incremento del coefficiente di sicurezza e delle sue variazioni nel tempo:

$$\Delta F(t) = \bar{E}(t) \cdot \Delta F_{\max} \quad (7)$$

dove  $\Delta F_{\max}$  è semplicemente ottenuto da un'analisi di stabilità del pendio con pressioni interstiziali nulle lungo la superficie di scorrimento. È quindi possibile rappresentare i risultati ottenuti risolvendo il problema idraulico connesso con l'installazione di un sistema di drenaggio in termini di efficienza idraulica media  $\bar{E}$ , essendo essa direttamente correlata all'incremento del coefficiente di sicurezza  $\Delta F$ .

#### 4. CARATTERI DI UN PROCESSO DI DRENAGGIO

Se si assume che durante il processo di consolidazione indotto dall'esecuzione di un sistema drenante non vi siano apprezzabili variazioni delle tensioni totali, il problema può essere studiato in modo disaccoppiato, separando il problema dell'equilibrio da quello idraulico, mediante l'equazione della consolidazione di Terzaghi – Rendulic (Terzaghi, 1943). Questa può essere scritta in termini di quota piezometrica  $h = \zeta + u/\gamma_w$ , dove  $\zeta$  rappresenta l'altezza geometrica rispetto a un piano di riferimento arbitrario. Per un mezzo omogeneo, l'equazione di governo della filtrazione in condizioni di flusso tridimensionali è:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \gamma_w \frac{3(1-2\nu')}{E'} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

Al termine della fase transitoria, le condizioni stazionarie del processo di drenaggio sono descritte dall'equazione:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (9)$$

Introducendo alcune ipotesi semplificative sulla geometria del sistema drenante e sulle condizioni di flusso, il processo di drenaggio può essere spesso ricondotto ad un problema piano, contenuto in una sezione trasversale o longitudinale del pendio, con una notevole semplificazione delle equazioni (8) e (9) che assumono rispettivamente la forma:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \gamma_w \frac{2(1+\nu') \cdot (1-2\nu')}{E'} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (10)$$

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (11)$$

Nell'integrazione temporale dell'equazione è necessario considerare le condizioni iniziali, rappresentate dalla distribuzione preesistente delle quote piezometriche. Nell'integrazione spaziale si deve invece tenere conto delle nuove condizioni al contorno imposte dal sistema drenante. Sulle superfici di contatto tra il sistema e il terreno in posto, si ha infatti una pressione interstiziale nulla ed una quota piezometrica  $h$  coincidente con l'altezza geometrica  $\zeta$ . La condizione al contorno sul piano campagna può invece variare tra due condizioni limite: quella di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie e quella di apporto nullo (Di Maio et al., 1986). Nel primo caso, il processo di drenaggio assume gli stessi caratteri a prescindere dalla natura del terreno e la condizione di lungo termine è quella di un moto di filtrazione stazionario, dal piano campagna verso gli elementi drenanti; conseguentemente, la pressione interstiziale agente sul piano passante per la base delle trincee o per l'asse dei dreni tubolari si riduce a valori non nulli, dipendenti dalla geometria del sistema, e il valore finale dell'efficienza idraulica è sempre minore dell'unità. Nel secondo caso, il processo di drenaggio assume caratteristiche differenti in dipendenza della natura del terreno, potendosi distinguere tra le condizioni limite di sabbia ideale e di argilla ideale, e la condizione di equilibrio di lungo termine è caratterizzata da valori nulli della pressione interstiziale sul piano che unisce gli elementi drenanti, e quindi da un valore unitario dell'efficienza idraulica a regime. In realtà, al variare del regime delle precipitazioni atmosferiche, la condizione al contorno sul piano campagna varia nel tempo ed è compresa tra quelle limite. Desideri et al. (1997) hanno mostrato che nelle analisi ci si può ricondurre a tre possibili condizioni (Figg. 9 e 10):

- (a) *superficie libera*, in cui il dominio di filtrazione è limitato superiormente da una superficie a pressione interstiziale nulla, la cui posizione varia nel tempo e non è nota a priori. In questo caso, il terreno resta in condizioni di parziale saturazione al di sopra della superficie libera e l'acqua interstiziale viene solo parzialmente drenata; il volume d'acqua drenato da un volume unitario di terreno per effetto dell'installazione del sistema drenante viene valutato mediante la porosità efficace  $n_e = n(1-S_r)$  in cui  $n$  è la porosità ed  $S_r$  è il grado di saturazione. La porosità efficace rappresenta la percentuale del volume dei pori

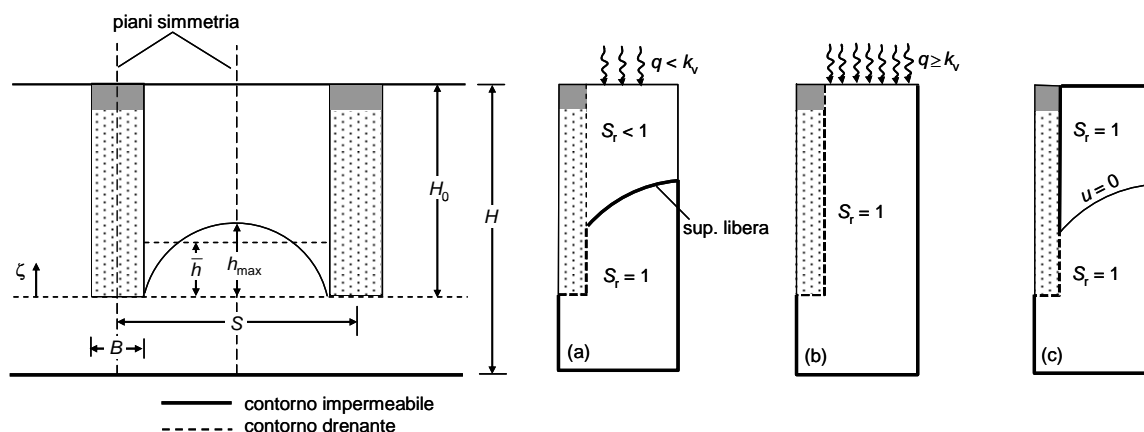


Figura 9. Schema geometrico delle trincee drenanti e condizioni al contorno al piano campagna: (a) superficie libera; (b) lama d'acqua; (c) superficie impermeabile

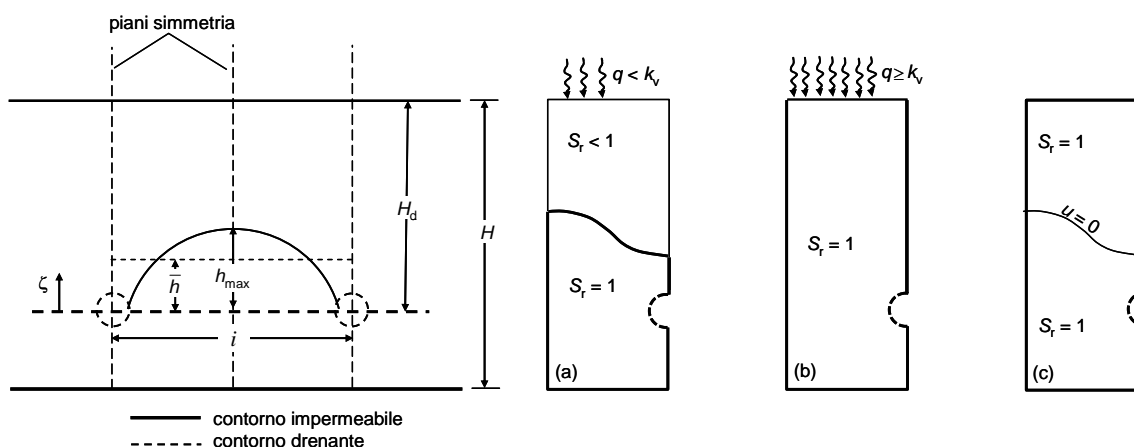


Figura 10. Schema geometrico dei dreni tubolari e condizioni al contorno al piano campagna: (a) superficie libera; (b) lama d'acqua; (c) superficie impermeabile

che viene drenata in seguito all'abbassamento della superficie libera; in una sabbia ideale è  $n_e = n$ , mentre per un'argilla ideale  $n_e = 0$ . Nonostante questa sia la condizione che meglio approssima la realtà, la soluzione risulta dipendere da fattori di incerta valutazione che determinano la velocità di spostamento della superficie libera: la porosità efficace  $n_e$ , l'entità degli apporti superficiali e la loro variazione temporale.

- (b) *lama d'acqua*, in cui si assume pressione interstiziale nulla sul piano campagna ( $h = \zeta$ ). Questa condizione limite può essere adottata, prescindendo dalla natura del terreno, qualora si possa ipotizzare la presenza di apporto medio di acqua con portata per unità di area  $q$  maggiore della permeabilità verticale  $k_v$  del terreno;
- (c) *superficie impermeabile*, in cui si assume flusso normale al piano campagna nullo ( $\partial h / \partial n = 0$ ). Questa condizione limite può essere assunta quando il terreno è a grana fina (argilla ideale) e se il piano campagna è sufficientemente protetto dall'evaporazione.

Nei casi (b) e (c) la fase transitoria è presente solo se il mezzo è deformabile; in caso contrario, si ha un adattamento istantaneo al nuovo regime delle pressioni interstiziali; in queste ipotesi, nel caso (b) si instaura immediatamente un flusso d'acqua in condizioni stazionarie, mentre nel caso (c) non si ha alcuna fuoriuscita di acqua.

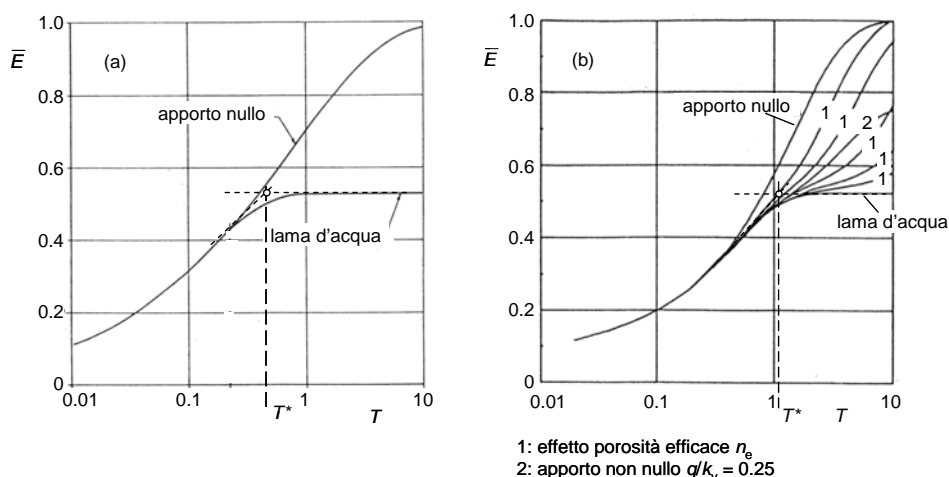


Figura 11. Evoluzione temporale di  $\bar{E}$  e valore caratteristico del fattore tempo: (a) trincee drenanti (Di Maio e Viggiani, 1987); (b) dreni tubolari (Burghignoli e Desideri, 1987)

Nel caso (a) invece, prescindendo dalla deformabilità del mezzo è comunque presente una fase transitoria prodotta dallo spostamento della superficie libera.

Lo studio dell'evoluzione temporale dell'efficienza idraulica ha mostrato che le soluzioni ottenute per il caso di *lama d'acqua* (b) e di *superficie impermeabile* (c) rappresentano rispettivamente il limite inferiore e quello superiore delle soluzioni ottenibili con la condizione di *superficie libera* (a) (Fig. 11 a, b). Si è inoltre osservato che nella fase iniziale del processo, le evoluzioni temporali di efficienza sono praticamente coincidenti e indipendenti dalle condizioni al contorno sul piano campagna fino al raggiungimento di un valore caratteristico del fattore tempo  $T^*$ , che dipende dalla geometria del sistema drenante, e in corrispondenza del quale si raggiunge il valore massimo dell'efficienza nelle condizioni di *lama d'acqua*.

Queste considerazioni suggeriscono l'opportunità di progettare i sistemi di drenaggio nell'ipotesi cautelativa di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie. In questo modo si fa infatti affidamento su valori dell'efficienza idraulica che sono sicuramente raggiungibili a prescindere dai valori della porosità efficace e dall'entità e durata delle piogge. Tutto ciò premesso, nel seguito si riportano alcune soluzioni di letteratura che si differenziano per le schematizzazioni geometriche e per le condizioni al contorno assunte sul piano campagna.

## 5. DIMENSIONAMENTO DI UN SISTEMA DI DRENAGGIO

In genere, a seguito dell'installazione di un sistema drenante, il processo di filtrazione è tridimensionale e il moto dell'acqua avviene longitudinalmente, nella direzione monte-valle, e trasversalmente al pendio. Tuttavia, ci si può ricondurre spesso ad una condizione approssimata di moto piano in dipendenza della geometria del sistema. Ad esempio, nel caso di trincee drenanti parallele, o dreni tubolari paralleli e installati parallelamente al piano campagna, entrambi disposti secondo le linee di massima pendenza, lo sviluppo longitudinale  $L$  degli elementi drenanti è molto maggiore del loro interasse  $S$  e ciò giustifica un'analisi in condizioni piane in una sezione trasversale del pendio. Viceversa, nel caso di dreni tubolari sub-orizzontali ci si può ricondurre ad una condizione di moto piano contenuta in una sezione

longitudinale del pendio se i dreni sono installati ad un interasse sufficientemente ridotto da potere essere assimilati ad un piano drenante.

Nel seguito si riportano alcune soluzioni proposte in letteratura per le trincee drenanti e per i dreni tubolari, ottenute sia per gli schemi semplificati di condizioni di flusso piane, sia nelle ipotesi più aderenti alla realtà di flusso tridimensionale.

## 5.1 Trincee drenanti

### 5.1.1 Condizioni di flusso piane

L'efficienza idraulica di un sistema di trincee drenanti può essere valutata con riferimento allo schema di Figura 9. Le trincee, disposte secondo le linee di massima pendenza, hanno sezione rettangolare (larghezza  $B$  e profondità  $H_0$ ); il piano campagna è orizzontale e le condizioni idrauliche iniziali sono idrostatiche. Lo strato di terreno sede del processo di drenaggio è omogeneo e isotropo nei riguardi della permeabilità ed è limitato inferiormente da un terreno impermeabile posto a profondità  $H = n \cdot H_0$ . Lo schema è analogo a quello utilizzato da altri autori (Hutchinson, 1977; Di Maio et al., 1986; Burghignoli e Desideri, 1983 e Desideri et al., 1997) ai quali si fa riferimento nel seguito.

La soluzione dipende dai rapporti  $S/H_0$ ,  $B/H_0$ ,  $H/H_0$ . Negli abachi proposti da Desideri et al. (1997) nell'ipotesi di lama d'acqua in superficie (Fig. 12), il rapporto  $B/H_0$  è stato assunto costante e pari a 0.16, dal momento che la larghezza della trincea è abitualmente proporzionale alla sua profondità e che le variazioni del rapporto  $B/H_0$  non influenzano la soluzione significativamente.

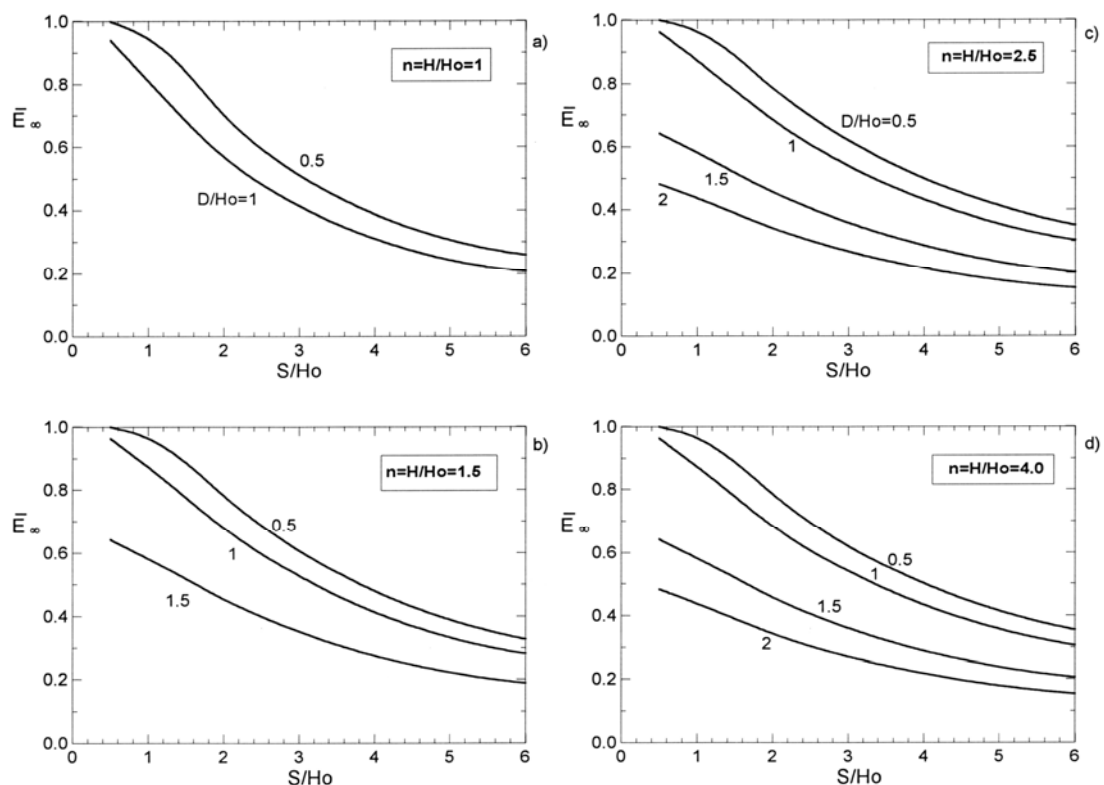


Figura 12. Efficienza idraulica a regime di un sistema di trincee drenanti – lama d'acqua al piano campagna (Desideri et al., 1997)

Per il rapporto  $H/H_0$  sono stati considerati quattro valori: 1, 1.5, 2.5 e 4. Non sono stati considerati valori di  $n > 4$  dal momento che i risultati non differiscono apprezzabilmente tra loro nell'intorno delle trincee al crescere di  $n$  oltre tale valore. Tenuto conto degli interassi utilizzati più frequentemente, si sono considerati infine valori di  $S/H_0$  compresi nell'intervallo 1-6. Le soluzioni possono essere utilizzate anche per un terreno anisotropo nei riguardi della permeabilità ( $k_h \neq k_v$ ) operando una trasformazione di scala, a meno di un modesto errore indotto dalla larghezza  $B$  della trincea che non è affetta dalla variazione di scala (Bromhead, 1984). In queste condizioni, all'interasse  $S$  tra le trincee viene sostituito l'interasse equivalente di un mezzo isotropo  $S' = S\sqrt{(k_v/k_h)}$ ; quindi al rapporto  $S/H_0$  rappresentato nei diagrammi deve essere sostituita la quantità:

$$\frac{S'}{H_0} = \frac{S}{H_0} \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \quad (12)$$

L'efficienza idraulica media è stata valutata su quattro piani orizzontali posti a diverse profondità  $D$  dal piano campagna:  $D/H_0 = 0.5, 1, 1.5, 2$ . L'integrazione di  $\bar{E}$  è stata estesa a tutto l'interasse  $S$ , assumendo pressioni interstiziali nulle all'interno della trincea.

L'evoluzione temporale dell'efficienza è stata espressa in funzione del fattore tempo  $T$ , espresso nella forma:

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w H_0^2} \frac{E'}{2(1+v')(1-2v')} \cdot t \quad (13)$$

Lo schema rappresentato nella Figura 9 è rappresentativo della realtà se è lecito fare riferimento ad una condizione iniziale di pendio indefinito con superficie libera parallela al piano campagna e superficie di scorrimento a profondità  $H$ , assimilata ad un contorno impermeabile. In queste condizioni, a differenza delle condizioni idrostatiche assunte nello schema ( $u_0/\gamma_w = z_w$ ), le altezze piezometriche iniziali presenti in una generica sezione trasversale risentono del moto di filtrazione in direzione monte-valle ( $u_0/\gamma_w = z_w \cos^2 \alpha$ ), ma le soluzioni in termini di efficienza idraulica relative alle due condizioni, idrostatiche e di flusso monodimensionale in direzione monte-valle, risultano coincidenti (Hutchinson, 1977).

La Figura 12 mostra i valori a regime dell'efficienza idraulica media  $\bar{E}_\infty$  valutata su diversi piani di riferimento ( $D/H_0$ ) in funzione dell'interasse tra le trincee ( $S/H_0$ ) e della profondità del piano impermeabile ( $n = H/H_0$ ). La Figura 13 mostra invece i valori del fattore tempo  $T_{50}$  e  $T_{90}$  necessari al raggiungimento di un'efficienza idraulica rispettivamente pari al 50 % e al 90 % di quella finale  $\bar{E}_\infty$ ; le soluzioni mostrate si riferiscono a valori di  $n = 1$  e 2.5 dal momento che l'evoluzione temporale del processo per  $n = 1.5$  e 4 non è significativamente diversa da quella ottenuta per  $n = 2.5$ .

I risultati delle analisi mostrano che l'efficienza idraulica media a regime diminuisce al crescere dell'interasse tra le trincee, assumendo valori trascurabili per  $S/H_0 > 6$ ; i valori di  $\bar{E}_\infty$  che si ottengono su piani posti al di sotto della base delle trincee ( $D/H_0 = 1.5$  e 2) sono pari a circa la metà di quelli ottenuti sui piani che attraversano le trincee ( $D/H_0 = 0.5$  e 1); per profondità del piano impermeabile  $H > 1.5H_0$  la soluzione sui piani attraversati dalle trincee ( $D/H_0 = 0.5$  e 1) è poco influenzata dalla profondità del piano impermeabile di base; i tempi

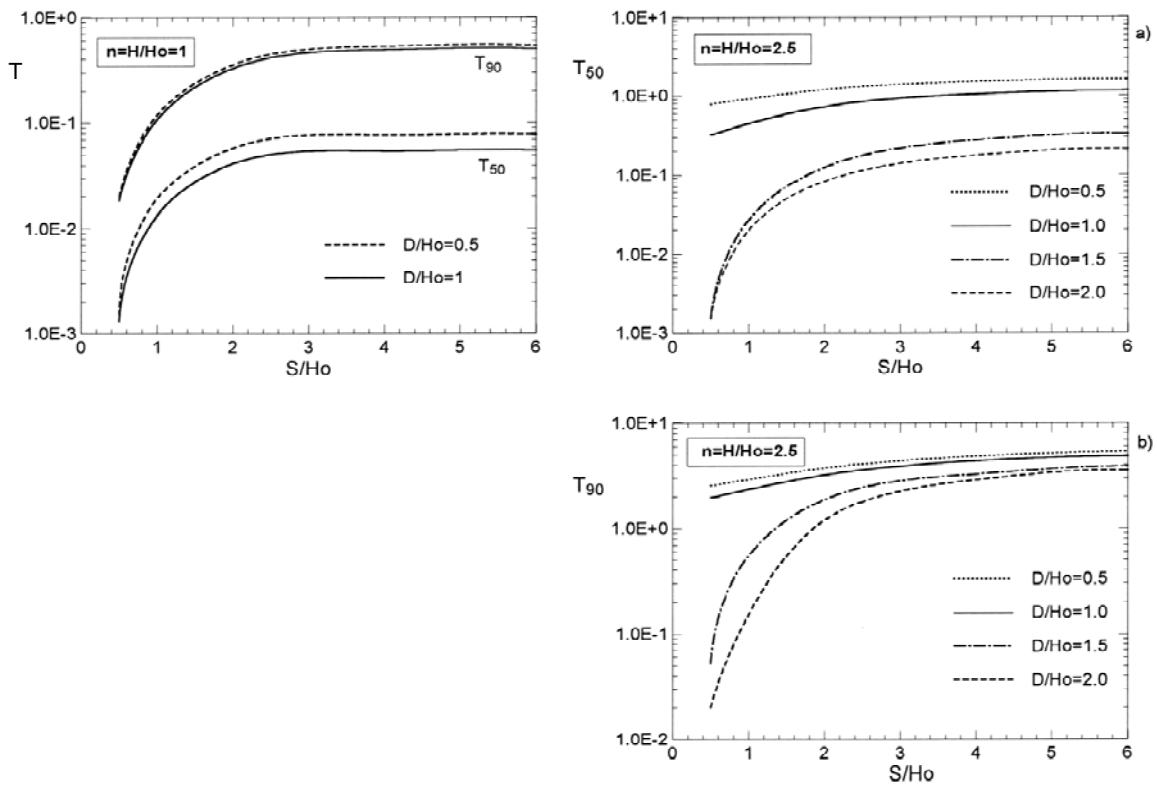


Figura 13. Valori del fattore tempo  $T_{50}$  e  $T_{90}$  in funzione dei parametri geometrici (Desideri et al., 1997)

necessari al raggiungimento delle condizioni stazionarie crescono al crescere dell'interasse tra le trincee, con una forte dipendenza sui piani attraversati da esse ( $D/H_0 = 0.5$  e  $1$ ), e sono molto maggiori sui piani posti al di sotto delle trincee, con differenze molto marcate per bassi valori dell'interasse ( $S/H_0$ ).

Soluzioni analoghe a quelle presentate sono state ottenute da Di Maio et al. (1986), nell'ipotesi di lama d'acqua e di superficie impermeabile. Gli Autori valutano l'efficienza media sul piano passante per la base delle trincee ( $D/H_0 = 1$ ), avendo assunto come riferimento per l'altezza geometrica  $\zeta$  il piano di base delle trincee. In queste condizioni, l'espressione dell'efficienza utilizzata da Di Maio et al. (1986) coincide con quella precedentemente esposta:

$$\bar{E}(t) = 1 - \frac{\bar{h}(t)}{h_0} \quad (14)$$

Il fattore tempo  $T$  è invece definito diversamente, utilizzando lo spessore dello strato  $H$  in luogo della profondità delle trincee  $H_0$ :

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w H^2} \frac{E'}{2(1+v')(1-2v')} \cdot t \quad (15)$$

Nella Figura 14, i valori medi dell'efficienza sul piano di base delle trincee sono diagrammati, per il caso di lama d'acqua, in funzione dell'interasse  $S/H_0$  e della profondità del piano

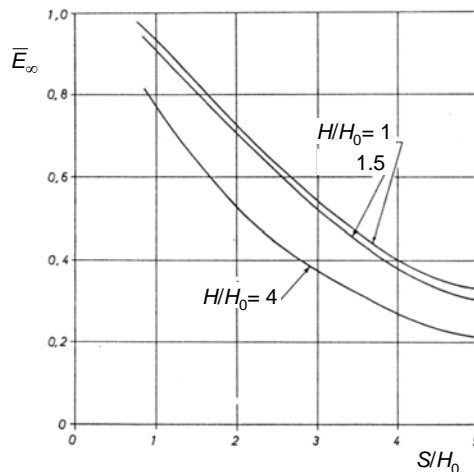


Figura 14. Efficienza idraulica a regime di un sistema di trincee drenanti – lama d'acqua al piano campagna (Di Maio *et al.*, 1986)

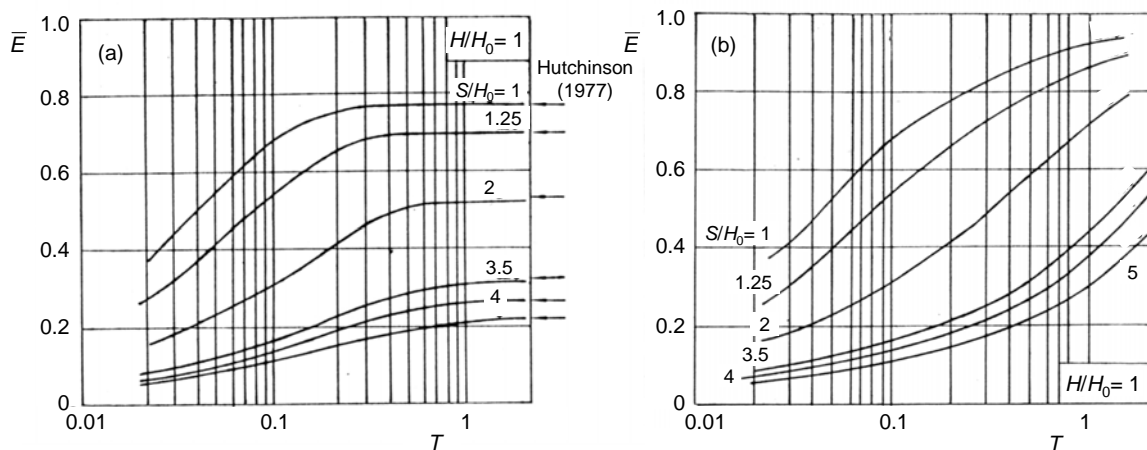


Figura 15. Evoluzione temporale di  $\bar{E}$ : (a) lama d'acqua al piano campagna; (b) superficie impermeabile (Di Maio *et al.*, 1986)

impermeabile ( $H/H_0$ ). Gli andamenti sono del tutto analoghi a quelli proposti da Desideri *et al.* (1997), presentati in Figura 12. I valori di  $\bar{E}$  sono riportati in funzione del fattore tempo  $T$  nell'ipotesi di lama d'acqua in Figura 15a e di superficie impermeabile in Figura 15b, per trincee che si estendono sino al piano di base ( $H/H_0 = 1$ ). In entrambi i casi, l'efficienza cresce al crescere del fattore tempo ed assume, a parità di fattore tempo, valori maggiori per i minori interassi tra le trincee. Nelle condizioni di lama d'acqua in superficie, l'efficienza idraulica a regime raggiunge un valore massimo inferiore all'unità, dipendente dalla geometria del sistema drenante; viceversa, per la condizione di superficie impermeabile, il valore massimo dell'efficienza nelle condizioni stazionarie è unitario a prescindere dalla geometria del sistema drenante.

Alcune soluzioni per la condizione di superficie libera sono state presentate da Burghignoli e Desideri (1983), nell'ipotesi di apporto nullo in superficie, e da Di Maio e Viggiani (1987) per il caso di apporto intermittente. In entrambi i casi, il dominio di integrazione entro il quale si svolge il processo varia nel tempo e all'equazione della consolidazione bisogna aggiungere le equazioni che esprimono la velocità di spostamento della superficie libera. Questa velocità dipende dalla geometria del sistema drenante, dalla permeabilità, dalla porosità efficace e



dalla deformabilità del mezzo, e, quando presenti, dal regime delle piogge. Le soluzioni ottenute da Burghignoli e Desideri (1983) si riferiscono a trincee che si estendono parzialmente entro lo strato di terreno sede del processo ( $H/H_0 = 1.5$ ); in esse, l'efficienza idraulica è ancora riferita al piano passante per la base delle trincee ( $D/H_0 = 1$ ) e definita in termini di quote piezometriche (eq. 14). Le grandezze adimensionali utilizzate per descrivere i risultati delle analisi si riferiscono alla geometria del sistema, alle proprietà meccaniche del terreno e all'evoluzione temporale del processo. Specificamente, in aggiunta all'interasse tra le trincee ( $S/H_0$ ) si introducono i parametri adimensionali:

$$I_m = \frac{\gamma_w \cdot S}{n_e} \cdot \frac{2(1+\nu') \cdot (1-2\nu')}{E'} \quad (16)$$

$$T = \frac{k_v}{n_e \cdot S} \cdot t \quad (17)$$

Per un interasse tra le trincee  $S = 2H_0$ , in Figura 16 è riportata l'evoluzione temporale dell'efficienza in funzione del fattore tempo  $T$  e del parametro  $I_m$ . Questo parametro ha una influenza sulla soluzione solo quando assume i valori più elevati (a parità di geometria dell'intervento, si ha un'influenza apprezzabile sulla soluzione solo se la deformabilità del mezzo è elevata). La Figura 17 fornisce i valori del fattore tempo  $T_{50}$  e  $T_{90}$  corrispondenti al raggiungimento del 50 % e del 90 % del valore massimo dell'efficienza che, nelle condizioni considerate di apporto nullo è pari all'unità. I risultati mostrano che nei moti di filtrazione a superficie libera viene notevolmente esaltato il ruolo del coefficiente di permeabilità e della porosità efficace rispetto alla deformabilità del terreno.

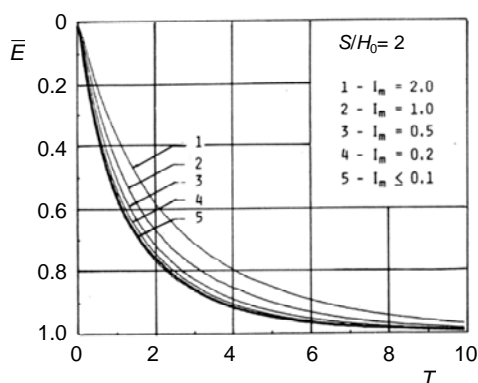


Figura 16. Evoluzione temporale di  $\bar{E}$  nell'ipotesi di superficie libera (Burghignoli e Desideri, 1983)

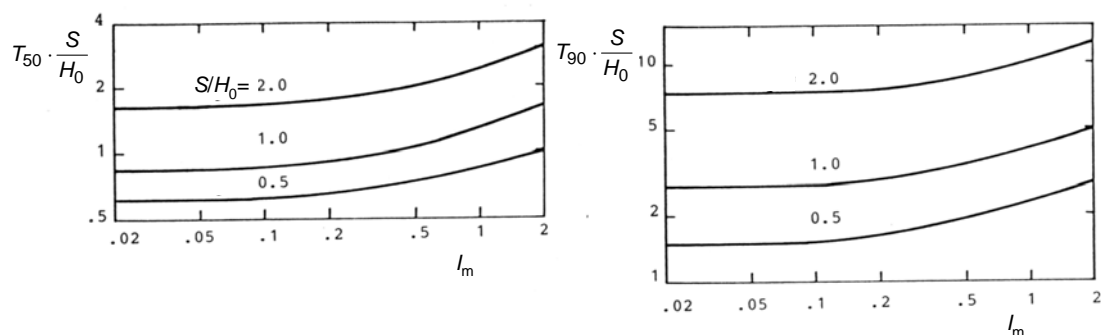


Figura 17. Valori del fattore tempo  $T_{50}$  e  $T_{90}$  in funzione dei parametri geometrici (Burghignoli e Desideri, 1983)

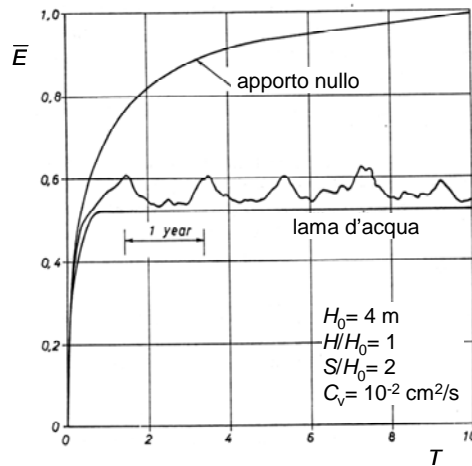


Figura 18. Evoluzione temporale dell'efficienza per apporto in superficie registrata in una stazione pluviometrica di Napoli (Di Maio e Viggiani, 1987)

Il caso di apporto intermittente con terreno saturo ( $S_r = 1$ ,  $n_e = 0$ ) è stato trattato da Di Maio e Viggiani (1987). In questo caso durante la fase transitoria del processo di drenaggio, si susseguono fenomeni di consolidazione, nelle fasi di apporto nullo, e fenomeni di rigonfiamento, nelle fasi di apporto continuo. Gli Autori hanno mostrato che, per regimi di pioggia tipici dell'Italia centrale, la soluzione tende a quella ottenuta per il caso di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie se nelle analisi si assume che il coefficiente di consolidazione  $C_v$  coincida con il coefficiente di rigonfiamento  $C_{vs}$  (Fig. 18)

Dalle considerazioni sin qui esposte, emerge che l'ottimizzazione del progetto di una sistema di trincee drenanti richiede, se possibile, l'impiego di trincee di profondità  $H_0$  sufficiente a raggiungere le zone nelle quali si intende ridurre le pressioni interstiziali ( $H/H_0 = 1$ ), mentre l'interasse  $S$  può essere fissato in relazione al valore finale dell'efficienza che si vuole ottenere e ai tempi necessari per un efficace funzionamento del sistema. Le trincee possono comunque essere utilmente impiegate anche quando la superficie di scorrimento non è raggiungibile con gli elementi drenanti ( $H/H_0 > 1$ ); in questo caso le efficienze massime raggiungibili sono relativamente più basse e si ottengono in tempi più lunghi.

### 5.1.2 Condizioni di flusso tridimensionali

Nel seguito si riportano alcune soluzioni di letteratura in cui si tiene conto della natura tridimensionale del processo di drenaggio.

La soluzione proposta da Stanić (1984), si riferisce alle sole condizioni stazionarie e al caso di trincee drenanti in un pendio indefinito. Le trincee sono estese fino alla superficie di scorrimento ( $H/H_0 = 1$ ), assimilata ad un contorno impermeabile, e sono disposte secondo le linee di massima pendenza. Il terreno è assimilato ad un mezzo isotropo nei riguardi della permeabilità e la condizione in superficie è quella di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua. Nelle analisi si tiene conto della componente del flusso in direzione longitudinale, di modo che le pressioni interstiziali dipendono dall'interasse tra le trincee e dall'inclinazione del pendio. Su una generica sezione trasversale del pendio si considerano le stesse condizioni iniziali e al contorno assunte in precedenza. In direzione longitudinale, si assume flusso nullo sui due piani trasversali che delimitano la porzione di pendio considerata; tale ipotesi è accettabile se la lunghezza di tale porzione è circa 4 volte maggiore della profondità della superficie di scorrimento. Le quote piezometriche sono riferite alla base delle

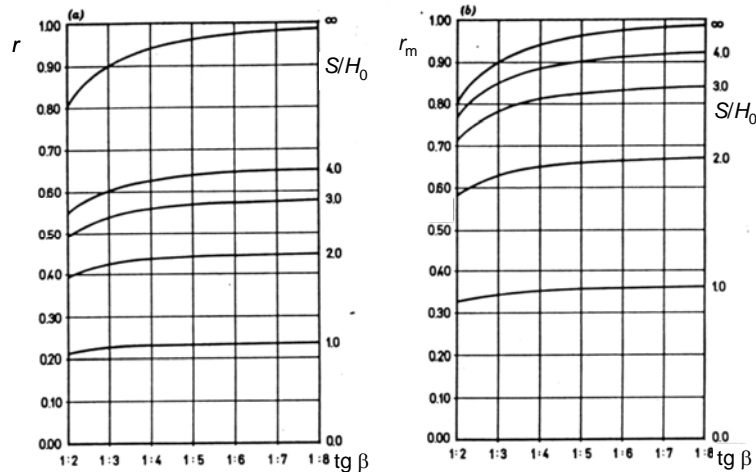


Figura 19. Quota piezometrica adimensionalizzata  $r = h/z_w$  in funzione dei parametri geometrici: (a) valore medio tra le trincee; (b) valore massimo tra le trincee (Stanić, 1984)

trincee e sono adimensionalizzate rispetto alla profondità  $z_w$  della superficie di scorrimento rispetto alla superficie libera: la grandezza adimensionale che rappresenta la quota piezometrica media tra le trincee è pari a  $r = \bar{h}/z_w$ , mentre quella relativa alla quota piezometrica massima è  $r_m = h_m/z_w$ . Il valor medio della pressione interstiziale agente sulla superficie di scorrimento è quindi  $u = \gamma_w \cdot \bar{h} = \gamma_w \cdot r \cdot z_w$ . I valori di  $r$  ed  $r_m$  sono forniti da Stanić in funzione dell'interasse tra le trincee  $S/z_w$  e dell'inclinazione  $\beta$  del pendio (Fig. 19).

Per l'applicazione del metodo, si esprime il coefficiente di sicurezza del pendio indefinito nella forma:

$$F = n - r \cdot m \quad (18)$$

dove:

$$n = \frac{N}{\text{sen}\beta \cos\beta} + \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} = \text{coefficiente di sicurezza del pendio in assenza di falda}$$

$$m = \frac{M \tan\phi'}{\text{sen}\beta \cos\beta}$$

$$N = c'/\gamma z$$

$$M = \gamma_w z_w / \gamma z$$

con i valori dei coefficienti  $n$  ed  $m$  forniti dall'Autore in funzione di  $\beta$  e  $\phi'$  per diversi valori di  $N$  ed  $M$ .

Il termine  $r \cdot m$  nell'equazione (18) rappresenta il decremento del coefficiente di sicurezza prodotto dalla pressione interstiziale agente sulla superficie di scorrimento. Per ottenere un fissato valore di  $F$  deve risultare:

$$r \leq \frac{n - F}{m} \quad (19)$$

Una volta calcolato il valore di  $r$  che soddisfa l'equazione (19) si determina l'interasse  $S$  tra le trincee utilizzando i diagrammi di Figura 19.

Per valutare l'influenza della componente di flusso in direzione longitudinale, si possono confrontare i valori di  $S$  forniti dal metodo di Stanic (1984) con quelli ottenuti da soluzioni in cui tale componente non è portata in conto. Si consideri un pendio indefinito di inclinazione  $\beta = 14^\circ$ , con superficie di scorrimento a profondità  $z = 5.0$  m dal piano campagna e profondità  $z_w = 4.0$  m dalla superficie libera, coesione efficace  $c' = 10$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 15^\circ$  e peso dell'unità di volume  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, per il quale il coefficiente di sicurezza iniziale è  $F_0 = 1.07$ . Si vuole dimensionare un sistema di trincee drenanti di profondità  $H_0 = H$  che assicuri a regime un incremento del coefficiente di sicurezza pari al 20 % ( $F_\infty = 1.28$ ). La soluzione di Stanic (1984) fornisce per questo caso un interasse  $S = 10$  m. Utilizzando per confronto la soluzione di Desideri et al. (1997), in cui si trascura la componente di flusso in direzione longitudinale, in corrispondenza del valore richiesto per l'efficienza idraulica a regime  $\bar{E}_\infty = \Delta F_\infty / \Delta F_{\max} = 0.46$  si ottiene un interasse  $S = 12$  m di poco superiore a quello fornito da Stanic.

Più recentemente, Pun e Urciuoli (2008) hanno studiato il processo di drenaggio indotto da un sistema di trincee drenanti parallele, costituite da rami principali disposti secondo le linee di massima pendenza e rami secondari perpendicolari ai primi (Fig. 20).

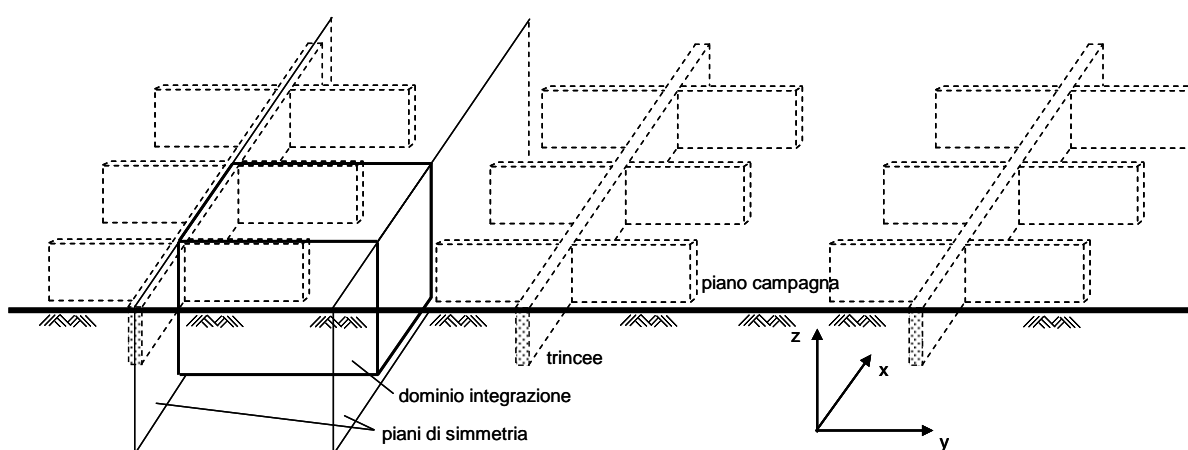


Figura 20. Schema di calcolo di trincee drenanti con rami secondari (Pun e Urciuoli, 2008)

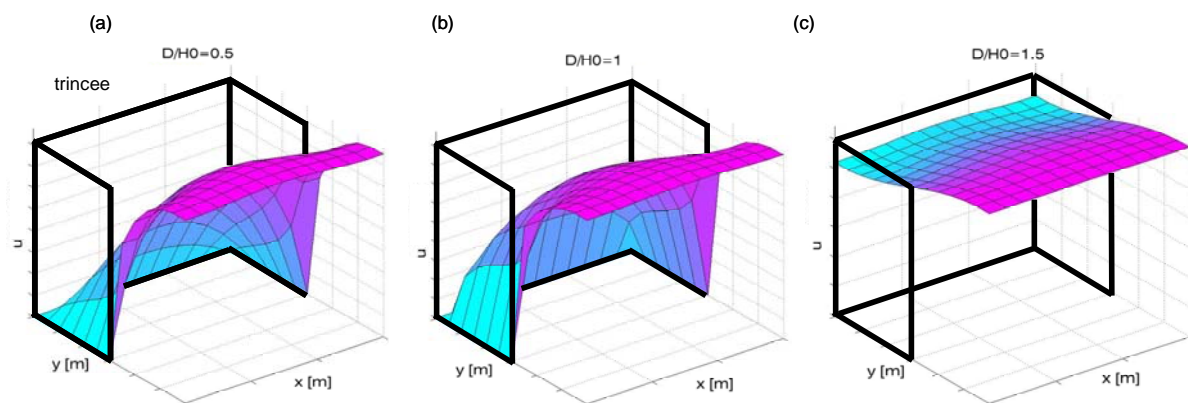


Figura 21. Andamento delle pressioni interstiziali nel dominio di integrazione a diverse profondità relative: (a)  $D/H_0 = 0.5$ ; (b)  $D/H_0 = 1$ ; (c)  $D/H_0 = 1.5$  (Pun e Urciuoli, 2008)

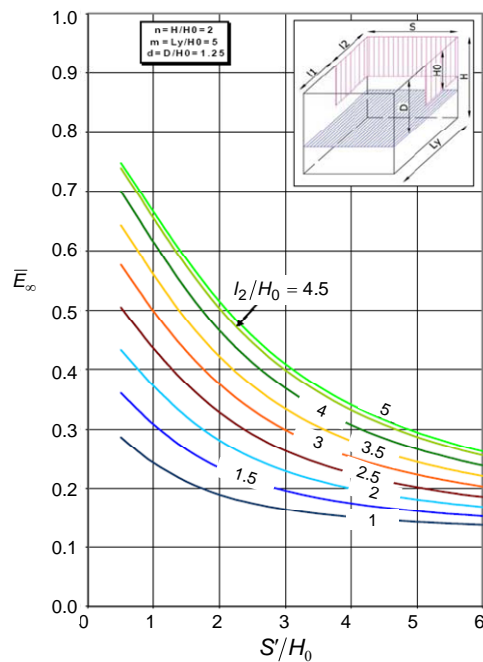


Figura 22. Efficienza idraulica media in funzione dei parametri geometrici per un sistema di trincee drenanti con rami secondari

Il piano campagna è orizzontale, il terreno è omogeneo nei riguardi della permeabilità e la condizione al piano campagna è di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua. Le analisi sono state svolte considerando la cella elementare evidenziata in figura, utilizzando condizioni al contorno analoghe a quelle adottate nelle analisi piane ( $h = \zeta$  al piano campagna;  $\partial h / \partial n = 0$  sui piani di simmetria e sul piano impermeabile di base). La Figura 21 mostra l'andamento delle altezze piezometriche su piani posti a diverse profondità ( $D/H_0 = 0.5, 1.0, 1.5$ ), evidenziando nuovamente come si ottenga una maggiore riduzione sui piani attraversati dal sistema drenante. Gli Autori forniscono l'andamento dell'efficienza idraulica media a regime  $\bar{E}_\infty$ , valutata su diversi piani di riferimento ( $D/H_0$ ), in funzione dell'interasse tra i rami secondari delle trincee ( $S'/H_0$ ) e della loro lunghezza ( $l_2/H_0$ ), avendo fissato l'interasse tra i rami principali ( $S = 2L_y = 10H_0$ ), e la profondità del piano impermeabile di base ( $H/H_0 = 2$ ). La Figura 22, mostra ad esempio l'incremento di  $\bar{E}_\infty$  ottenibile a profondità  $D/H_0=1.25$  incrementando la lunghezza dei rami secondari del sistema.

## 5.2 Dreni tubolari

### 5.2.1 Condizioni di flusso piane in una sezione trasversale del pendio

I dreni tubolari possono essere installati parallelamente al piano campagna, a partire da una parete trasversale al pendio. In queste condizioni, essi funzionano essenzialmente come un sistema di trincee drenanti, con le ovvie modifiche delle condizioni al contorno, e il processo di drenaggio può essere studiato in condizioni piane, in una sezione trasversale del pendio, assumendo che la lunghezza  $l$  dei dreni sia molto maggiore del loro interasse  $i$ .

Pun e Urciuoli (2008) valutano ad esempio la modifica del regime delle pressioni interstiziali per un sistema di dreni installati a 5 m di profondità con interasse di 2 m. Le analisi sono state svolte nelle ipotesi di terreno omogeneo nei riguardi della permeabilità, condizione di lama

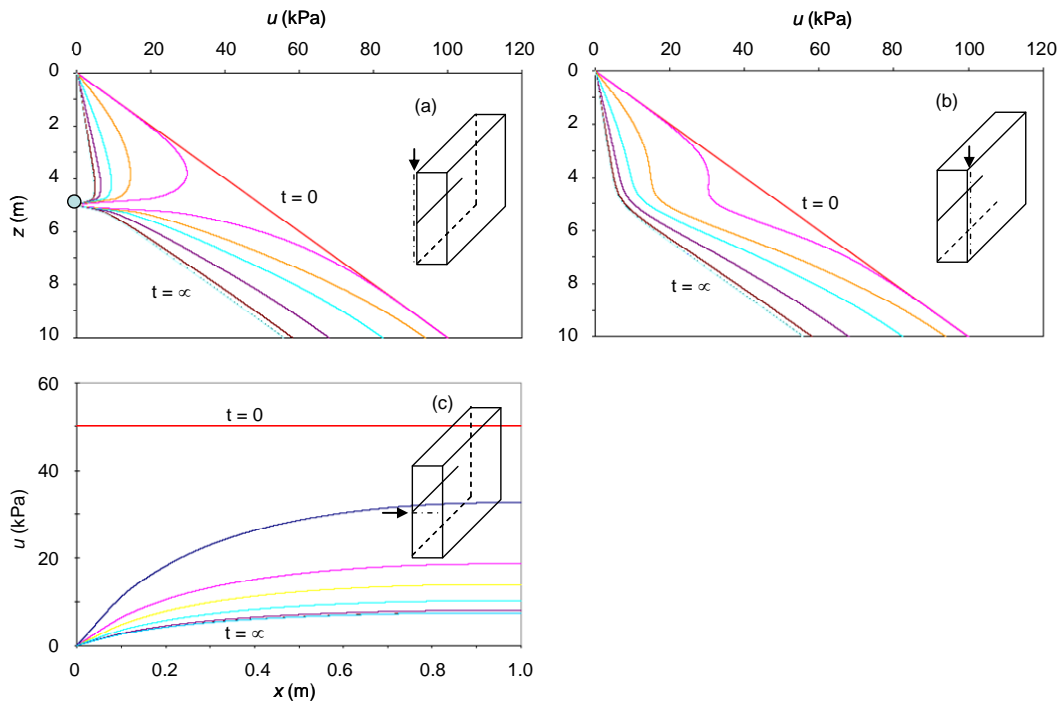


Figura 23. Modifica delle pressioni interstiziali indotta da dreni tubolari paralleli al piano campagna (adattata da Pun e Urciuoli, 2008)

d'acqua in superficie e piano impermeabile a 10 m ( $H/H_d = 2$ ). La Figura 23 a-b mostra le isocrone di pressione interstiziale sul piano verticale passante per il dreno e sul piano mediano tra i dreni, mentre la Figura 23c mostra l'andamento delle pressioni interstiziali sul piano orizzontale passante per i dreni. Il modesto interasse tra i dreni assunto nelle analisi produce una forte riduzione delle pressioni interstiziale sul piano passante per i dreni, con valori dell'efficienza idraulica media a regime  $\bar{E}_\infty = 0.88$ .

Uno studio parametrico sull'efficienza idraulica di un sistema di dreni tubolari infinitamente lunghi e installati parallelamente al piano campagna è stato eseguito da Burghignoli e Desideri (1987) per un mezzo anisotropo nei riguardi della permeabilità, nell'ipotesi più generale di superficie libera. Nelle analisi, gli Autori esprimono lo spostamento della superficie libera in funzione di due parametri adimensionali che dipendono dalla porosità efficace  $n_e$  e dalla portata unitaria delle piogge a piano campagna  $q$ :

$$m = \frac{\gamma_w \cdot H_d}{n_e} \frac{2(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{E'} \quad (21)$$

$$r = \frac{q}{k_v}$$

Le condizioni limite di superficie impermeabile ( $r = 0, n_e = 0$ ) e di lama d'acqua ( $r = \infty$ ) si ottengono come casi particolari della soluzione generale.

I risultati sono mostrati per una profondità del piano impermeabile di base  $H = 1.5H_d$ , dal momento che le soluzioni non differiscono sostanzialmente per profondità maggiori.

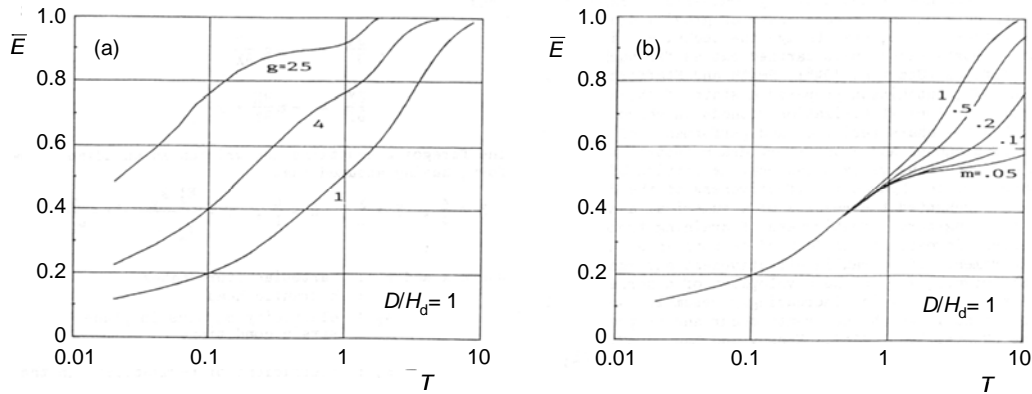


Figura 24. Evoluzione temporale di  $\bar{E}$ : (a) influenza del rapporto di anisotropia e del rapporto  $H_d/i$ ; (b) influenza della porosità efficace (Burghignoli e Desideri, 1987)

L'andamento di  $\bar{E}(t)$  riferita al livello dei dreni ( $D/H_d = 1$ ) e alla condizione di apporto nullo in superficie è mostrato in Figura 24a in funzione del fattore tempo  $T$ , definito utilizzando la profondità del livello drenante come grandezza geometrica. L'evoluzione del processo dipende dal rapporto di anisotropia  $k_h/k_v$  e dal rapporto tra profondità dei dreni e loro interasse  $H_d/i$ , rispettivamente portati in conto attraverso il parametro adimensionale:

$$g = \left( \frac{2H_d}{i} \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \right)^2 \quad (22)$$

A parità di  $T$ , l'efficienza idraulica cresce al crescere del rapporto di anisotropia e del rapporto  $H_d/i$ . L'influenza della porosità efficace è invece mostrata a parità di  $g$  nella Figura 24b: in questo caso l'efficienza aumenta al diminuire di  $n_e$ , tendendo alla condizione limite di superficie impermeabile per  $n_e$  che tende a zero, ma soltanto in una fase avanzata del processo, per valori di  $T$  maggiori di un valore caratteristico  $T^*$  già definito nel § 4. Congruentemente con quanto osservato per le trincee drenanti, gli Autori mostrano che tutte le soluzioni ottenute per diversi valori di  $n_e$  e di  $r$  risultano comprese entro le due situazioni limite di superficie impermeabile e di lama d'acqua in superficie. Quindi un dimensionamento cautelativo di un sistema di dreni tubolari è convenientemente ottenuto nell'ipotesi di lama d'acqua, facendo riferimento a valori caratteristici dell'efficienza e del fattore tempo che vengono raggiunti sicuramente, indipendentemente dai valori della porosità efficace e di intensità e durata delle piogge, non sempre di facile determinazione.

### 5.2.2 Condizioni di flusso tridimensionale

Nelle configurazioni geometriche adottate più frequentemente nelle applicazioni, i dreni tubolari sono sub-orizzontali e vengono installati su uno o più livelli lungo sezioni trasversali del pendio, per ridurre le pressioni interstiziali a profondità elevate, non facilmente raggiungibili dai sistemi di trincee drenanti. In queste condizioni il processo di drenaggio è caratterizzato da variazioni significative delle condizioni di flusso sia in direzione longitudinale, sia in direzione trasversale e deve, in linea di principio, essere studiato in condizioni tridimensionali. A parità di altri fattori, l'efficacia del sistema drenante dipende da lunghezza e interasse dei dreni, posizione del livello di dreni nel pendio e numero di livelli

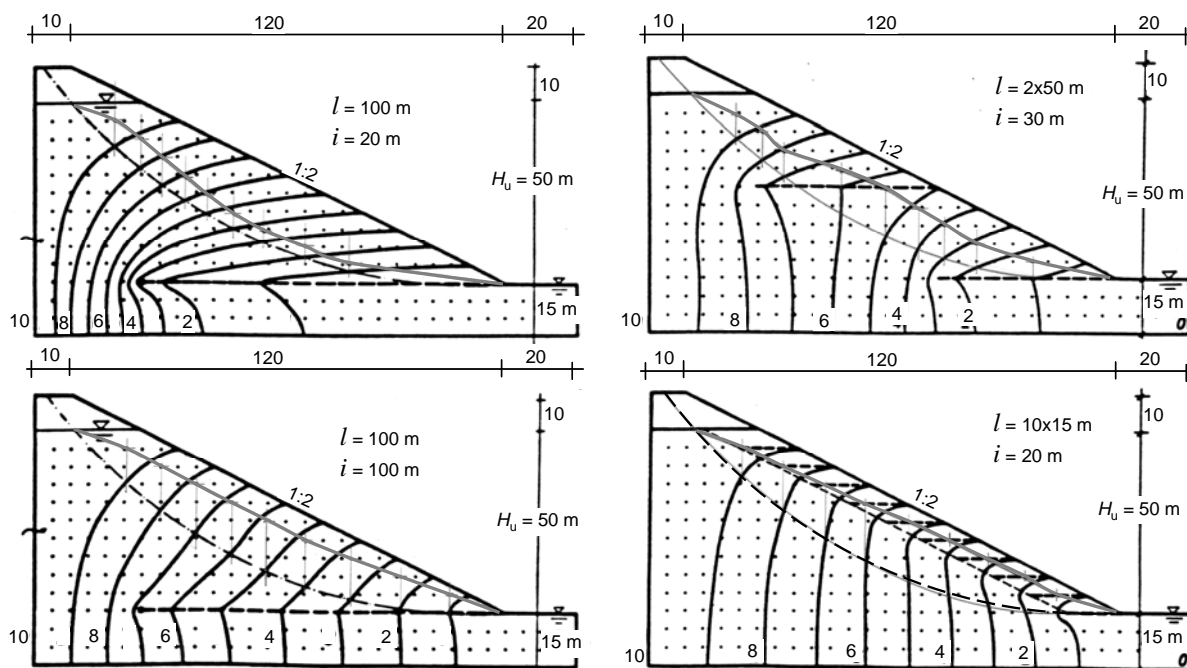


Figura 25. Superficie piezometrica indotta da diversi sistemi di dreni tubolari su una stessa superficie di scorrimento (adattata da Nonveiller, 1981)

drenanti. Preliminarmente alle analisi, bisogna quindi definire opportunamente la geometria del sistema drenante.

Uno studio parametrico dell'influenza della geometria del sistema di dreni sull'efficacia dell'intervento è stato svolto da Nonveiller (1981) mediante analisi di filtrazione effettuate in condizioni tridimensionali per pendii omogenei e isotropi nei riguardi della permeabilità, nelle ipotesi di lama d'acqua in superficie. I risultati ottenuti forniscono utili indicazioni per la scelta di una configurazione efficace del sistema di dreni. Ad esempio, la Figura 25 mostra le superfici piezometriche, riferite ad una stessa superficie di scorrimento, ottenute per quattro diverse configurazioni del sistema drenante. I maggiori abbassamenti dell'altezza piezometrica si ottengono con dreni lunghi posti al piede del pendio e per i più bassi valori dell'interasse tra i dreni (Fig. 25 a-b). Al contrario, dreni corti installati su più livelli risultano equivalenti ad una trincea drenante e inducono modeste riduzioni delle pressioni interstiziali sulla superficie di scorrimento.

Le soluzioni fornite in letteratura per il dimensionamento di sistemi di dreni tubolari sub-orizzontali sono generalmente riferite a pendii di assegnate dimensioni e caratteristiche meccaniche, con assegnate condizioni al contorno in testa e al piede del pendio. Inoltre, l'effetto dei dreni viene in genere espresso mediante il rapporto tra i coefficienti di sicurezza ottenuti in presenza o in assenza dei dreni  $F_d/F_0$ , o in termini di incremento del coefficiente di sicurezza rispetto al suo valore iniziale  $\Delta F/F_0$ ; esse sono quindi legate al metodo utilizzato nelle analisi di stabilità. Per questi motivi, il campo di applicazione di queste soluzioni è in genere limitato ad un numero ristretto di casi.

Nelle soluzioni di Nonveiller (1981), fornite per le condizioni transitorie e stazionarie, si studia il processo di drenaggio indotto da un sistema di dreni installati al piede di due pendii di altezza  $H = 60$  m, caratterizzati da diversa inclinazione e parametri di resistenza ( $\beta = 18.4^\circ$ ,  $c' = 2.02$  kPa,  $\varphi' = 22^\circ$  e  $\beta = 26.5$ ,  $c' = 2.6$  kPa,  $\varphi' = 29^\circ$ ) e da una differenza di carico



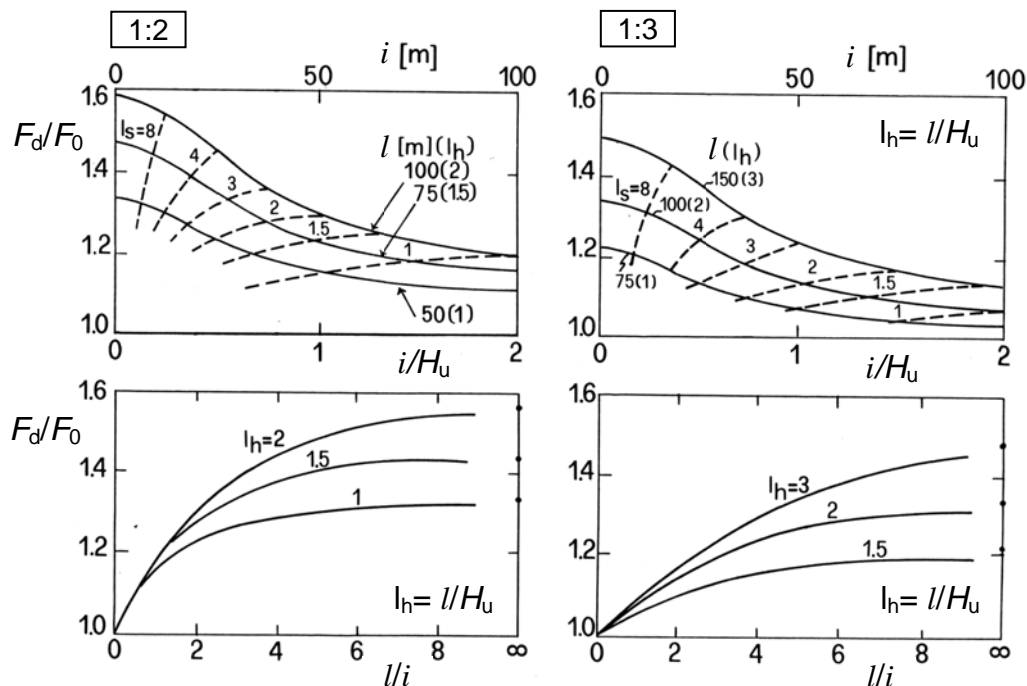


Figura 26. Soluzioni di Nonveiller (1981) per un singolo livello di dreni orizzontali installati al piede

idraulico tra testa e piede del pendio  $H_u$  pari all'80% di  $H$ . A regime, il coefficiente di sicurezza iniziale del pendio  $F_0$ , in assenza di dreni, e quello finale  $F_d$ , ottenuto in presenza dei dreni, sono calcolati con il metodo di Bishop semplificato e l'efficacia del sistema è espressa in termini del rapporto  $F_d/F_0$ . Nei diagrammi di Figura 26 l'efficacia del sistema è messa in relazione con le principali grandezze geometriche del problema; le curve rappresentate permettono di valutare l'incremento del rapporto  $F_d/F_0$  al crescere della lunghezza dei dreni e al decrescere del loro interasse. In un pendio meno acclive sono necessari dreni più lunghi per raggiungere lo stesso incremento del coefficiente di sicurezza.

Gli abachi proposti da Kenney et al. (1977) sono stati ottenuti a partire da una sperimentazione condotta in laboratorio su modelli fisici in scala ridotta di pendii costituiti da farina di vetro e caratterizzati da un'inclinazione  $\beta = 18.4^\circ$ . Nei modelli, la formazione stabile di base è posta a profondità tale da non influenzare le condizioni di stabilità, o è coincidente con il piede del pendio. Nelle prove è stata misurata la pressione interstiziale indotta a regime da un livello di dreni installato alla base del pendio e successivamente sono state eseguite le analisi di stabilità per valutare l'incremento del coefficiente di sicurezza rispetto al suo valore iniziale  $\Delta F/F_0$ . Le analisi di stabilità sono state eseguite con il metodo di Bishop semplificato nell'ipotesi di assenza di coesione; in tali condizioni, i risultati sono indipendenti dall'altezza del pendio, le variazioni di  $F$  sono correlate alla sola variazione delle pressioni interstiziali e l'incremento relativo del coefficiente di sicurezza  $\Delta F/F_0$  non dipende dall'angolo di resistenza al taglio.

I risultati si riferiscono alla condizione di lama d'acqua in superficie e sono applicabili a pendii omogenei e isotropi nei riguardi della permeabilità, con inclinazione compresa tra  $16^\circ$  e  $21^\circ$  e con una differenza di carico idraulico tra testa e piede del pendio  $H_u = 0.5-0.7 H$ . Nella Figura 27, in dipendenza della larghezza del pendio, l'incremento relativo del coefficiente di sicurezza è diagrammato in funzione dell'interasse  $i$  e della lunghezza  $l$  dei dreni, del numero  $n$  complessivo dei dreni, della loro lunghezza totale  $n \cdot l$  e della lunghezza dei dreni per unità di larghezza del pendio:

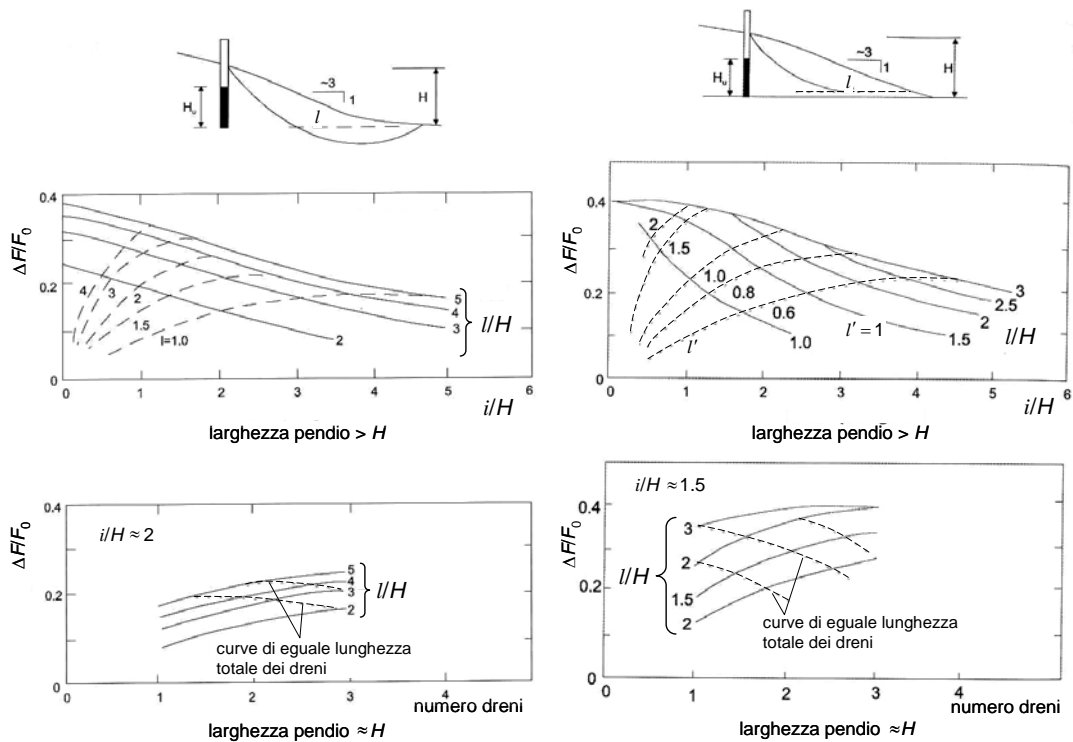


Figura 27. Soluzioni di Kenney (1977) per un singolo livello di dreni orizzontali installati al piede: abachi di progetto per due posizioni della formazione stabile e due larghezze del pendio

$$l' = \frac{\sum l}{\sum i} = \frac{n \cdot l}{\sum i} \quad (23)$$

La retta orizzontale relativa al valore di progetto di  $\Delta F/F_0$  interseca le curve  $l' = \text{cost}$  e le curve  $l/H = \text{cost}$ ; il punto di massimo di ciascuna curva  $l' = \text{cost}$  individua il maggiore effetto stabilizzante che può essere ottenuto per quel valore di  $l'$  e rappresenta quindi un valore ottimale di progetto. Gli abachi di Kenney et al. (1977) indicano che se la formazione stabile di base è a profondità tale da non influenzare le condizioni di stabilità del pendio, un incremento relativo del coefficiente di sicurezza  $\Delta F/F_0 = 0.25$  può essere ottenuto utilizzando dreni di lunghezza  $l$  pari alla distanza orizzontale tra la cresta e il piede del pendio, con un interasse pari a circa  $2H$ . Se invece la formazione stabile di base passa per il piede del pendio, lo stesso incremento di sicurezza può essere ottenuto con dreni di lunghezza  $l$  pari alla metà della distanza orizzontale tra cresta e piede del pendio e con interassi pari a  $1.5H$ .

### 5.2.3 Condizioni di flusso piane in una sezione longitudinale del pendio

Per superare i limiti di applicabilità delle soluzioni di letteratura, Desideri et al. (1997) hanno proposto di studiare il processo di drenaggio indotto da un sistema di dreni tubolari separatamente dal problema dell'equilibrio, riferendosi al semplice schema di pendio indefinito. Quando si studiano cinematici di collasso di tipo rotazionale, per i quali è in genere conveniente il ricorso a dreni tubolari, lo schema proposto è poco aderente alla realtà. Tuttavia, l'utilizzazione di questa forte schematizzazione geometrica consente di svincolarsi da un gran numero di fattori legati alla specificità del singolo caso (differenza di carico idraulico tra testa e piede del pendio, lunghezza e inclinazione del pendio, caratteristiche meccaniche del terreno) e fornisce utili elementi per la progettazione del sistema di drenaggio.

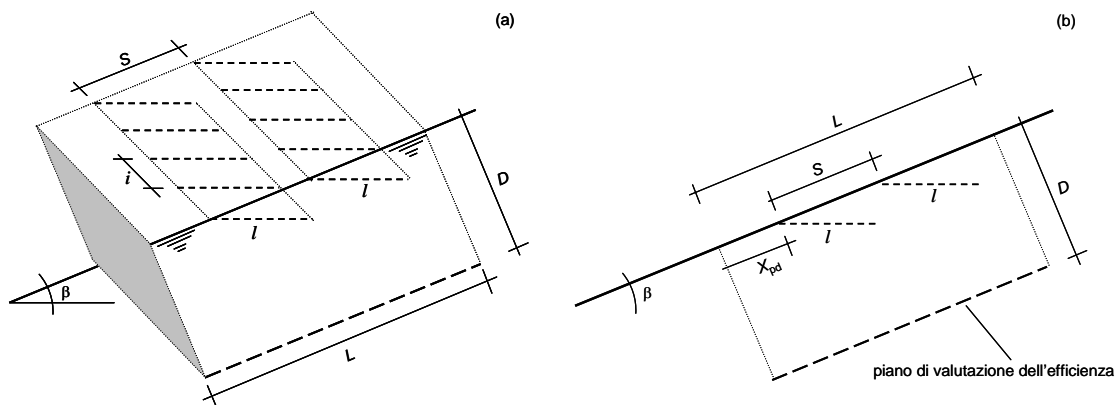


Figura 28. Schema di installazione dei dreni: (a) vista assonometrica; (b) sezione longitudinale

La procedura permette infatti di ottenere una valutazione quantitativa dell'efficienza idraulica media e di valutare l'incremento del coefficiente di sicurezza indotto dal sistema dei dreni.

Lo schema geometrico di riferimento utilizzato per lo studio del problema idraulico è analogo a quello utilizzato da Di Maio et al. (1988) ed è illustrato nella Figura 28: i dreni tubolari di lunghezza  $l$ , diametro  $d$  ed interasse  $i$  sono installati a partire dal piano campagna su uno o due livelli posti ad una distanza  $S$  nella direzione di massima pendenza. Le analisi di filtrazione sono state condotte in condizioni di flusso piane, nella sezione longitudinale del pendio. Si è così assunto che l'interasse  $i$  tra i dreni sia sufficientemente piccolo da potere assimilare il livello dei dreni ad un piano drenante; Di Maio et al. (1988) hanno mostrato che tale ipotesi può essere adottata per valori di  $i \leq 0.2 l$ . Nelle analisi si è assunto un valore costante del rapporto  $d/l = 0.002$ . I risultati forniti dagli Autori si riferiscono ad uno o due livelli di dreni installati a partire dal piano campagna su pendii di inclinazione  $\beta = 20^\circ$  e  $30^\circ$ .

La falda idrica è inizialmente in condizioni di moto uniforme, con superficie libera coincidente con il piano del pendio. Nelle analisi, il terreno viene assimilato ad un mezzo omogeneo e isotropo nei riguardi della permeabilità e la condizione al contorno al piano campagna è quella di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua. Il dominio di integrazione è delimitato da piani paralleli e ortogonali alla superficie del pendio posti a sufficiente distanza dai dreni da potersi assumere che lungo di essi il regime idraulico non sia significativamente influenzato dalla presenza del sistema drenante. Sui piani ortogonali al pendio si è assunto un valore costante del carico idraulico corrispondente alle condizioni di moto uniforme preesistente; sul piano di contorno inferiore, parallelo al piano campagna si è invece imposta la condizione di flusso nullo.

Indicando con  $L$  la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare, l'efficienza idraulica è stata valutata, limitatamente al tratto  $L$ , su piani paralleli al pendio posti a diverse profondità  $D$ . La posizione relativa del piano drenante rispetto al tratto  $L$  è individuata dalla distanza  $X_{pd}$  rappresentata in Figura 28b. L'efficienza idraulica è stata espressa in funzione della lunghezza relativa dei dreni  $l/L = 0.33 \div 2$ , della posizione relativa del piano drenante  $X_{pd}/L = -2 \div 2$  e della distanza relativa tra i livelli dei dreni  $S/L = 0.1 \div 3$ . I valori di  $\bar{E}$  forniti dagli Autori sono riferiti alla posizione ottimale (massima efficienza) del piano drenante  $X_{pd}$  e alla spaziatura ottimale  $S$  tra i due livelli dei dreni.

L'evoluzione temporale del processo è rappresentata in funzione del fattore tempo  $T$ :

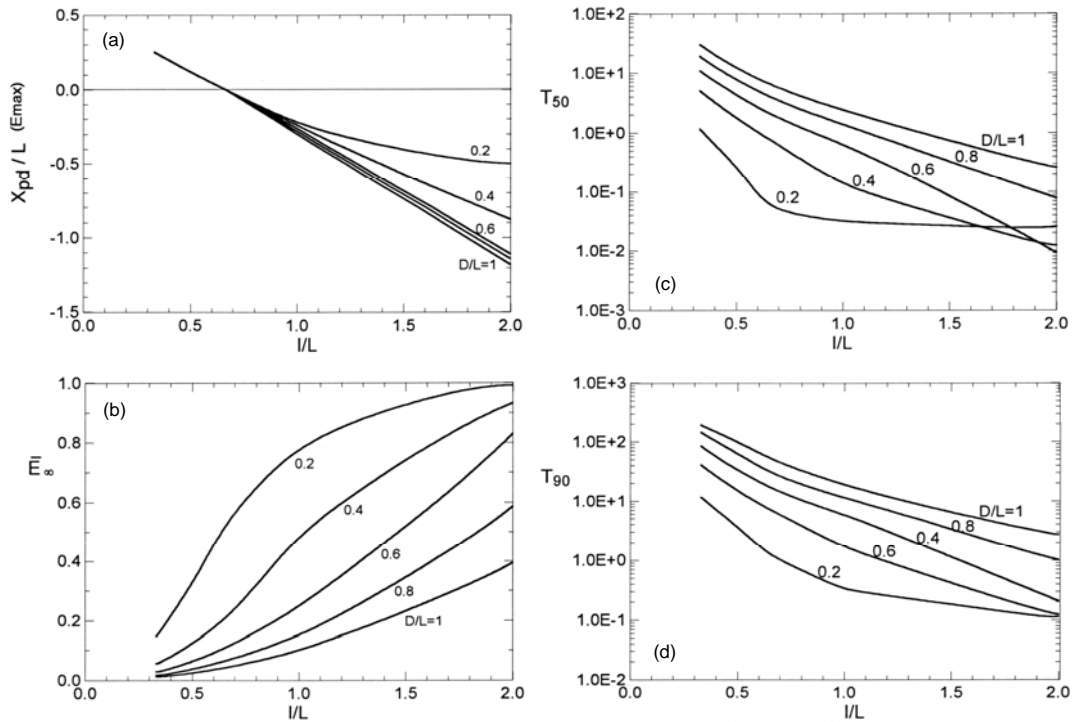


Figura 29. Dimensionamento di un singolo livello di dreni –  $\beta = 20^\circ$  (Desideri *et al.*, 1997)

$$T = \frac{k_y}{\gamma_w (l \sin \beta)^2} \frac{E'}{2(1+v') \cdot (1-2v')} \cdot t \quad (24)$$

Nella Figura 29 sono mostrati i risultati ottenuti per un singolo livello di dreni in un pendio inclinato di  $20^\circ$  sull'orizzontale. La Figura 29a mostra i valori del rapporto  $X_{pd}/L$  per i quali si ottengono i massimi valori dell'efficienza; nella Figura 29b i valori massimi dell'efficienza idraulica media a regime  $\bar{E}_{\infty}$  sono diagrammati in funzione della lunghezza relativa dei dreni ( $l/L$ ) e per diversi valori della profondità relativa ( $D/L$ ). Una valutazione dei tempi necessari perché si raggiunga il 50% e il 90% dell'efficienza idraulica a regime sono invece diagrammati in Figura 29c-d in funzione delle stesse grandezze geometriche.

Ad eccezione di dreni particolarmente corti ( $l < 0.7L$ ), i valori massimi dell'efficienza si ottengono per posizioni relative del piano drenante  $X_{pd}/L$  ubicate a valle del tratto da stabilizzare, a distanze da esso crescenti con  $l/L$  e  $D/L$ .

I risultati mostrano che l'incremento di efficienza con la lunghezza dei dreni è particolarmente significativo se la zona di interesse è superficiale ( $D/L = 0.2-0.4$ ) quando la lunghezza dei dreni è minore di  $L$ ; per valori di  $l > L$ , invece, gli incrementi di efficienza con la lunghezza dei dreni sono meno significativi. Al contrario, per zone di interesse profonde ( $D/L = 0.8-1$ ), gli incrementi di  $\bar{E}_{\infty}$  con la lunghezza dei dreni sono più significativi per valori di  $l > L$ . L'efficienza decresce al crescere della profondità della zona di interesse e ciò è particolarmente evidente per lunghezze dei dreni all'incirca pari alla lunghezza  $L$  del tratto da stabilizzare. L'evoluzione temporale di  $\bar{E}(t)$  è tanto più rapida quanto maggiore è la lunghezza dei dreni  $l/L$ , specialmente per elevati valori della profondità relativa  $D/L$ . La velocità del processo si riduce con la profondità con una riduzione più significativa per bassi valori della lunghezza relativa dei dreni.

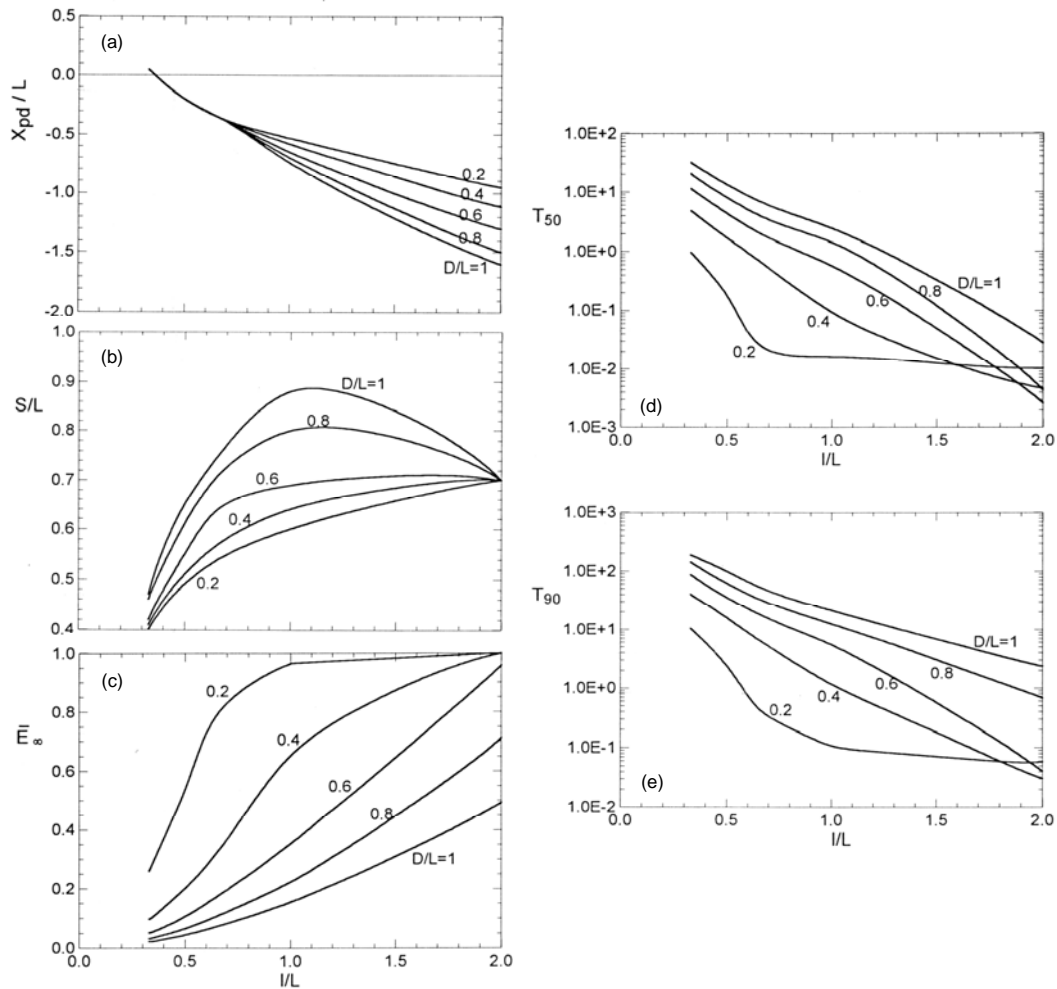


Figura 30. Dimensionamento di un doppio livello di dreni –  $\beta = 20^\circ$  (Desideri *et al.*, 1997)

I risultati ottenuti per il caso di due livelli di dreni, installati in un pendio inclinato di  $20^\circ$  sono mostrati nella Figura 30. In questo caso, in aggiunta alla posizione ottimale del primo livello dei dreni (Fig. 30a), bisogna definire la distanza ottimale tra i livelli dei dreni (Fig. 30b). Nella generalità dei casi, la distanza relativa tra livelli drenanti  $S/L$  alla quale corrisponde la massima efficienza aumenta al crescere della lunghezza relativa sebbene, per zone poste a profondità elevata ( $D/L = 0.8-1$ ) e per valori di  $l > L$  si osservi una leggera inversione di tendenza. Per il resto, i risultati ottenuti per due livelli di dreni confermano le considerazioni già espresse per un singolo livello drenante.

Il confronto tra i valori dell'efficienza raggiungibile con uno o due livelli di dreni mostra, ovviamente, che a parità di lunghezza dei dreni il sistema a due livelli drenanti ha una maggiore efficacia ed è caratterizzato da una più rapida evoluzione temporale del processo. A parità di geometria del sistema drenante, la sua efficacia aumenta inoltre con l'inclinazione del pendio (Desideri *et al.*, 1997), congruentemente con l'osservazione che al crescere di  $\beta$  cresce, a parità di  $l/L$ , il livello di approfondimento dei dreni.

L'ottimizzazione del progetto di un sistema drenante prevede ovviamente che i dreni abbiano una lunghezza e una posizione tale da raggiungere le zone nelle quali si intende ridurre le pressioni interstiziali.

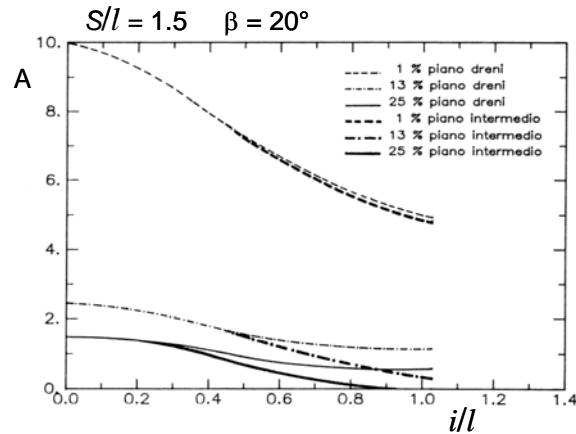


Figura 31. Valori di  $A$  a regime in funzione dell'interasse relativo: dreni installati dal piano campagna – analisi tridimensionale (Di Maio et al., 1988)

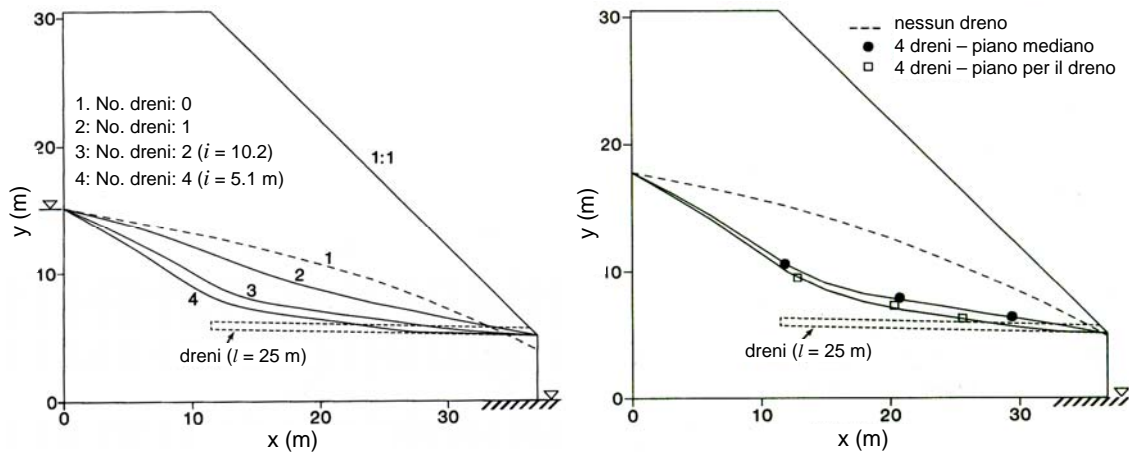


Figura 32. Misure di altezza piezometrica sul piano dei dreni in prove in centrifuga (Resnick e Znidarčić)

È bene precisare che nel ricavare lo schema di pendio da utilizzare per la soluzione del problema idraulico, l'inclinazione  $\beta$  con cui entrare nei diagrammi è quella media del pelo libero della falda nel problema reale, e la profondità  $D$  del tratto da stabilizzare deve essere valutata a partire da esso; per cinematismi circolari si può assumere  $D = 2/3 y_{\max}$  avendo indicato con  $y_{\max}$  la massima profondità della superficie di scorrimento misurata perpendicolarmente al piano campagna a partire dal pelo libero della falda. La lunghezza del tratto da stabilizzare deve invece interessare tutta la porzione sommersa del corpo di frana, effettivo o potenziale.

Nel lavoro di Di Maio et al. (1988) le analisi sono state condotte in condizioni di flusso tridimensionali, utilizzando uno schema analogo a quello di Figura 28. L'efficienza del sistema è in questo caso valutata su una sezione longitudinale del pendio, considerando le dimensioni e le aree delle regioni nelle quali si ottengono assegnate riduzioni delle pressioni interstiziali ( $\Delta u/u_0 > 0.25, 0.13, 0.01$ ), e definendo un parametro adimensionale  $A$  rappresentato dal rapporto tra la superficie di queste aree e il quadrato della lunghezza dei dreni. Nella Figura 31 tale parametro è diagrammato in funzione dell'interasse relativo tra i dreni  $i/l$ , per il caso di due livelli di dreni installati a distanza  $S/l = 1.5$ . Le curve in diagramma sono riferite ad un piano verticale passante per i dreni e un piano mediano tra i dreni. Le curve

mostrano che fino a valori di  $i < 0.2$  i valori di  $A$  non hanno significative variazioni e le curve relative ai due piani verticali, ai quali corrisponde rispettivamente la massima e la minima efficienza del sistema, sono praticamente coincidenti.

Questi risultati trovano una conferma sperimentale nel lavoro di Resnick e Znidarčić (1990) che, attraverso una serie di prove in centrifuga su pendii in terreni coesivi, hanno valutato l'efficacia di diversi sistemi di dreni tubolari di eguale lunghezza, ma installati con interassi diversi al piede del pendio (Fig. 32). I valori di pressione interstiziale misurati per le diverse configurazioni del sistema drenante, hanno mostrato che per valori del rapporto  $i/l = 0.2$  si può accettare l'ipotesi di piano drenante, come già proposto da Di Maio et al. (1988). Queste osservazioni giustificano l'ipotesi di piano drenante utilizzata da Desideri et al. (1997).

## 6 CASI REALI

Le soluzioni di letteratura sin qui considerate si riferiscono a depositi omogenei di terreno assimilati a mezzi isotropi o anisotropi nei riguardi della permeabilità.

Queste assunzioni sono in genere sufficientemente rappresentative della realtà nei pendii instabili nei quali, per il miglioramento delle condizioni di stabilità, è conveniente utilizzare sistemi di trincee drenanti. Si tratta in questi casi di movimenti superficiali nei quali la coltre di frana è attraversata, interamente o parzialmente, da trincee disposte lungo le linee di massima pendenza e il moto di filtrazione viene studiato in condizioni piane, su una sezione trasversale del pendio. Un dimensionamento cautelativo del sistema di trincee drenanti può essere ottenuto nell'ipotesi di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie, assimilando la superficie di scorrimento ad un piano impermeabile e la coltre di frana, alterata e rimaneggiata dai movimenti franosi, ad un mezzo isotropo nei riguardi della permeabilità. Per questi motivi, per cinematismi traslativi con superficie di scorrimento all'incirca parallela al piano campagna, le soluzioni disponibili in letteratura per sistemi di trincee drenanti possono essere utilizzate per il dimensionamento dell'intervento.

Viceversa, l'ipotesi di terreno omogeneo, isotropo o anisotropo nei riguardi della permeabilità, può essere poco aderente alla realtà in movimenti profondi per i quali si ricorre in genere ad interventi di stabilizzazione con dreni tubolari. In questi casi, infatti, il sistema drenante interessa maggiori volumi di terreno spesso costituiti da formazioni di diversa natura. L'analisi dei sistemi di dreni tubolari, condotta spesso in condizioni piane in una sezione longitudinale del pendio, richiede inoltre di specificare le condizioni al contorno sui piani verticali che delimitano il dominio di filtrazione a monte e a valle; ciò vincola la soluzione al caso specifico, a meno di non adottare ipotesi semplici per le condizioni iniziali (Desideri et al., 1997). Per questi motivi, le soluzioni proposte in letteratura per i sistemi di dreni tubolari possono essere in genere impiegate solamente per un predimensionamento dell'intervento valutando i differenti effetti di diverse configurazioni geometriche del sistema. Il dimensionamento finale richiede quindi una successiva analisi di verifica in cui si consideri la reale successione stratigrafica dei terreni contenuti nel dominio di filtrazione e in cui si impongano condizioni al contorno adeguate al caso in esame.

Casi reali di pendii stabilizzati con interventi di trincee drenanti o dreni tubolari sono numerosi, anche se frequentemente i dati di monitoraggio si riferiscono soltanto al periodo antecedente la realizzazione del sistema drenante. In queste condizioni ci si può riferire alle valutazioni di progetto o a verifiche indirette della riuscita dell'intervento.

Con questa limitazione, nel seguito si riportano alcuni casi reali di pendii nei quali si è ritenuto opportuno utilizzare sistemi di drenaggio a gravità per migliorarne le condizioni di stabilità.

## 6.1 Movimenti franosi stabilizzati con trincee drenanti

Il comportamento di alcuni sistemi di trincee drenanti realizzati per la stabilizzazione di pendii in terreni argillosi sovraconsolidati è stato mostrato da Hutchinson (1977) ed è riassunto nella Tabella 1. Per tutti i casi considerati, le misure di pressione interstiziale sono state eseguite alla profondità di base delle trincee. Le profondità  $H_0$  delle trincee sono comprese tra 3 e 5.5 m, i loro interassi variano da un minimo di  $1.2H_0$  ad un massimo di  $4H_0$ , e i valori di  $\bar{E}$ , misurati dopo periodi di tempo di 0.5-10.5 anni dalla realizzazione del sistema, risultano compresi nell'intervallo 0.35-0.74.

Una valutazione dell'efficienza idraulica media a regime, sul piano passante per la base delle trincee, può essere effettuata nell'ipotesi di lama d'acqua, utilizzando gli abachi proposti da Desideri et al. (1997). Nella Tabella 1 sono riportati i valori stimati di  $\bar{E}_\infty$  per valori di  $H/H_0 = 1$  e 1.5 e valori di  $S/H_0$  corrispondenti al singolo caso; i valori di  $\bar{E}_\infty$  così ottenuti sono inferiori a quelli misurati, confermando il carattere cautelativo delle ipotesi assunte; l'unica eccezione è costituita dal caso No. 11, per il quale la misura delle pressioni interstiziali è avvenuta poco tempo dopo l'installazione del sistema, in condizioni non ancora stazionarie.

Tabella 1. Comportamento osservato per alcuni sistemi di trincee drenanti. Efficienza media riferita alla base delle trincee (adattata da Hutchinson, 1977)

Sito	Geometria dell'intervento					Valori osservati di $\bar{E}$		Valori calcolati di $\bar{E}_\infty$	
	$\beta$ (°)	$B$ (m)	$S$ (m)	$H_0$ (m)	$S/H_0$	Tempo (anni)	$\bar{E}$	$H/H_0 = 1$	$H/H_0 = 1.5$
Bredon Hill	14	0.8	12.1	3.0	4.03	1.2	0.74	0.31	0.40
Sevenoaks	7	0.9	18.3	4.6	3.98	2.2	0.71	0.31	0.40
Guildford	7	0.8	16.1	5.0	3.22	10.5	0.55	0.38	0.49
Hodson	5	0.6	9.10	3.7	2.46	1.5	0.57	0.48	0.58
Hodson	5	0.6	9.10	3.7	2.46	1.5	0.70	0.48	0.58
Burderop Wood	6	0.6	12.2	3.7	3.30	1.6	0.55	0.38	0.49
Burderop Wood	6	0.6	25.6	3.7	6.92	1.6	0.35	0.20	0.28
Boulby	14	0.5	11.5	5.2	2.21	5.8	0.60	0.52	0.63
Boulby	15	0.5	6.50	5.5	1.18	5.9	0.74	0.74	0.83
Barnsdale	11	0.7	12.0	3.5	3.43	0.7	0.70	0.37	0.48
Barnsdale	7	0.7	12.0	5.0	2.40	0.4	0.34	0.49	0.61

Per uno dei casi riportati da Hutchinson (1977), le misure di pressione interstiziale eseguite in direzione monte-valle, alla profondità di base delle trincee e sul piano mediano tra esse, hanno messo in evidenza che la piena efficacia delle trincee si sviluppa ad una distanza di circa  $3.5S$  a partire dalla loro sezione iniziale e che, per il carattere puntuale delle misure piezometriche, si ha una significativa variabilità delle misure lungo la sezione (Fig. 33). Ciò suggerisce, da un lato, l'opportunità di estendere le trincee a monte del tratto da stabilizzare e, dall'altro, di strumentare più sezioni trasversali del pendio, per giungere ad una valutazione più affidabile dell'efficienza del sistema drenante.



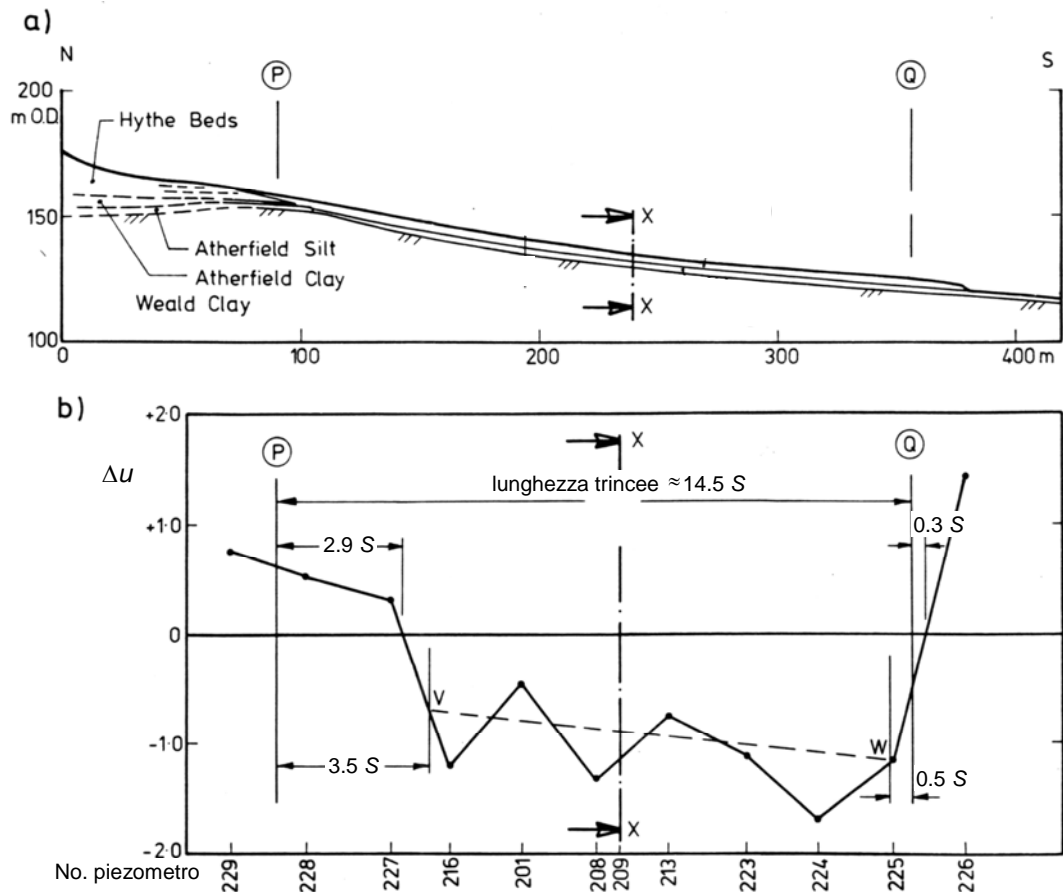


Figura 33. Sezione longitudinale strumentata in corrispondenza del piano mediano tra le trincee – frana di Sevenoaks, UK (Hutchinson, 1977)

La riduzione di altezza piezometrica prodotta in una sezione trasversale dall'intervento di drenaggio è mostrata nella Figura 34 per tre dei casi riportati da Hutchinson (1977); le misure di Figura 34b si riferiscono ad un periodo di 1.6 anni dalla realizzazione delle trincee, mentre quelle di Figura 34c ad un intervallo di 10.5 anni dall'installazione del sistema. Le misure piezometriche confermano che l'efficienza idraulica aumenta progressivamente nel tempo raggiungendo il suo valore massimo al termine della fase transitoria, con tempi di raggiungimento delle condizioni stazionarie che possono essere molto lunghi.

Spesso la misura delle pressioni interstiziali lungo una sezione trasversale viene effettuata in corrispondenza del piano mediano tra le trincee ad una profondità corrispondente alla loro base; le misure forniscono una valutazione sperimentale dell'altezza piezometrica massima  $h_m$  riferita alla base delle trincee. Per valutare l'altezza piezometrica media sul piano di base delle trincee  $\bar{h}$  si può utilizzare la relazione empirica:

$$\bar{h} = f_s \cdot h_m \quad (20)$$

dove  $f_s$  è un coefficiente di forma. Le osservazioni sperimentali, unitamente alle analisi del processo di filtrazione tra le trincee hanno mostrato che si può assumere  $f_s = 0.76-0.8$  (Hutchinson, 1977).

Infine, per il caso di lama d'acqua in superficie e nelle condizioni di regime, la Figura 35

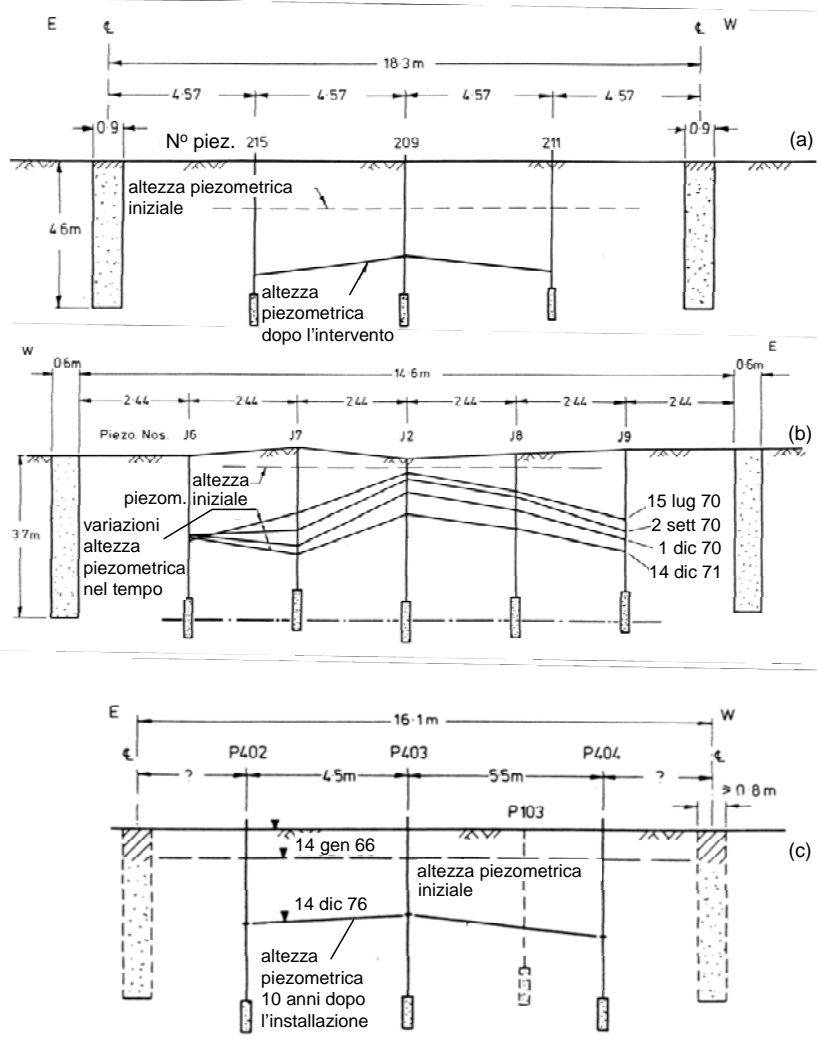


Figura 34. Sezioni trasversali di pendii stabilizzati con trincee drenanti: (a) Sevenoaks, UK ; (b) Burderop Wood, UK; (c) Guildford, UK (adattata da Hutchinson, 1977)

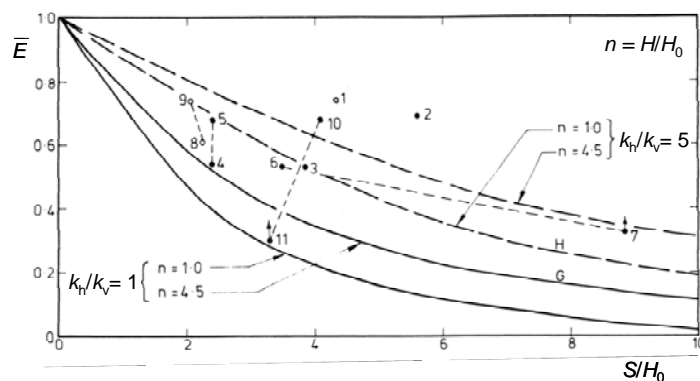


Figura 35. Valori calcolati e misurati dell'efficienza idraulica media (Hutchinson, 1977)

mostra l'andamento di  $\bar{E}_\infty$ , riferita al piano di base delle trincee, in funzione dell'interasse normalizzato  $S/H_0$ ; le curve in figura si riferiscono a valori di  $H/H_0 = 1$  e  $4.5$  e rapporti di permeabilità  $k_h/k_v = 1$  e  $5$ . La maggior parte dei dati sperimentali riportati da Hutchinson (1977) risulta compresa tra la curva G, caratterizzata da  $H/H_0 = 4.5$  e  $k_h/k_v = 1$ , e la curva H,

riferita a valori di  $H/H_0 = 1$  e  $k_h/k_v = 5$ . In mancanza di dati, queste due curve possono essere utilizzate come curve limite per il progetto di trincee drenanti in pendii naturali in argille consistenti e in climi temperati (condizione di lama d'acqua), sino a valori di  $S/H_0 = 5-6$ . Specificamente, la curva G costituisce un limite inferiore e conduce ad un dimensionamento cautelativo del sistema di trincee drenanti.

## 6.2 Frana di un pendio in località Contursi (SA)

Un esempio ben documentato di stabilizzazione di un pendio mediante drenaggi profondi è riportato da Pellegrino et al. (2004) e da D'Acunto e Urcioli (2005). L'area studiata è ubicata nella valle del fiume Sele (SA), in prossimità dello svincolo autostradale di Contursi, dove la realizzazione di una trincea stradale ha prodotto la riattivazione di movimenti franosi. Il versante è caratterizzato da ampi affioramenti delle Argille Varicolori, costituite da argille e marne sovraconsolidate con frequenti inclusi lapidei. La coltre di frana, che nella zona in esame raggiunge uno spessore di 9 m, deriva dai processi di alterazione fisico-chimica subiti dalla formazione su scala geologica.

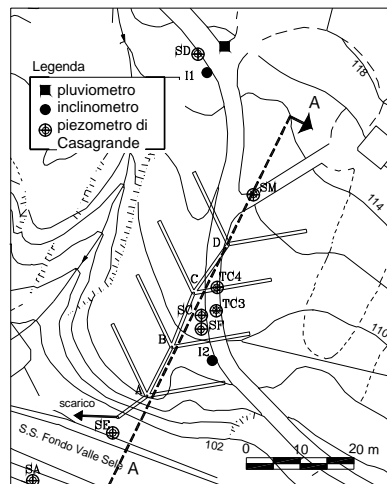


Figura 36. Valle del fiume Sele: stabilizzazione con trincee drenanti e ubicazione strumenti (Pellegrino et al., 2004)

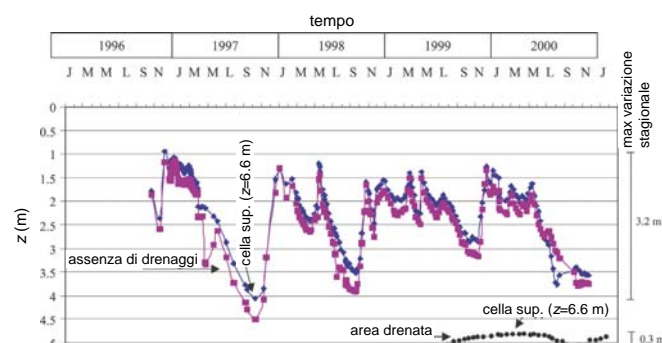


Figura 37. Valle del fiume Sele: misure piezometriche eseguite in zone non interessate dall'intervento e in adiacenza alle trincee drenanti (D'Acunto e Urcioli, 2006)

Il sistema di drenaggi consiste in 45 pozzi di diametro interno di 5.3 m e profondità di 6-7 m, ciascuno attrezzato con una batteria di 5 o 7 dreni tubolari di lunghezza  $l = 50$  m, e due trincee

drenanti di larghezza  $B = 0.8$  m. Le trincee sono costituite da un ramo principale, profondo 12 m, e diversi rami secondari, profondi 8 m, posti a interasse di 20-22 m. La Figura 36 mostra una porzione della pianta del pendio, dove è stata realizzata una delle trincee drenanti. Le misure di pressione interstiziale sono state eseguite con frequenza settimanale sia prima, sia dopo la realizzazione del sistema drenante, utilizzando in prevalenza celle di Casagrande.

L'efficacia del sistema drenante può essere valutata attraverso il confronto tra le misure piezometriche eseguite in zone non interessate dagli interventi di drenaggio e quelle eseguite in prossimità di essi. Gli andamenti temporali mostrati in Figura 37 mostrano, ad esempio, che in assenza di drenaggi l'andamento delle pressioni interstiziali è caratterizzato da fluttuazioni stagionali massime di 3.2 m, con altezze piezometriche comprese tra 1 e 4.5 m dal piano campagna; al contrario, in presenza di drenaggi si osserva una drastica riduzione delle oscillazioni stagionali, con altezze piezometriche a circa 5 m di profondità dal piano campagna.

Partendo da queste osservazioni sperimentali, D'Acunto e Urciuoli (2005) hanno studiato il processo di filtrazione in regime vario considerando una condizione al piano campagna variabile nel tempo, per verificare che i drenaggi abbiano la capacità di intervenire con sufficiente rapidità per contenere gli incrementi di pressione interstiziale entro i limiti prestabiliti. Le analisi sono state condotte in condizioni piane, in una sezione longitudinale del pendio di inclinazione  $\beta = 7^\circ$ , assimilando il terreno ad un mezzo elastico lineare omogeneo e isotropo nei riguardi della permeabilità (Fig. 38a). La condizione al contorno sul piano verticale, che delimita il pendio a monte, è di flusso imposto corrispondente alle condizioni di moto uniforme di un pendio indefinito; quella sul piano verticale di valle è invece di flusso imposto con valore tale da soddisfare il principio di conservazione del volume di fluido che attraversa il dominio di filtrazione nelle condizioni stazionarie. Alla base del dominio si è specificata una variazione lineare del carico idraulico a partire dalla quota del fiume Sele, a valle. Sul piano di campagna si è considerato il regime di apporto rappresentato in Figura 38b: si distingue una fase di ricarica della falda con andamento decrescente nei primi 6 mesi dell'anno, seguita da una condizione di superficie impermeabile nei due mesi estivi, e da una fase di ricarica con andamento crescente negli ultimi 4 mesi.

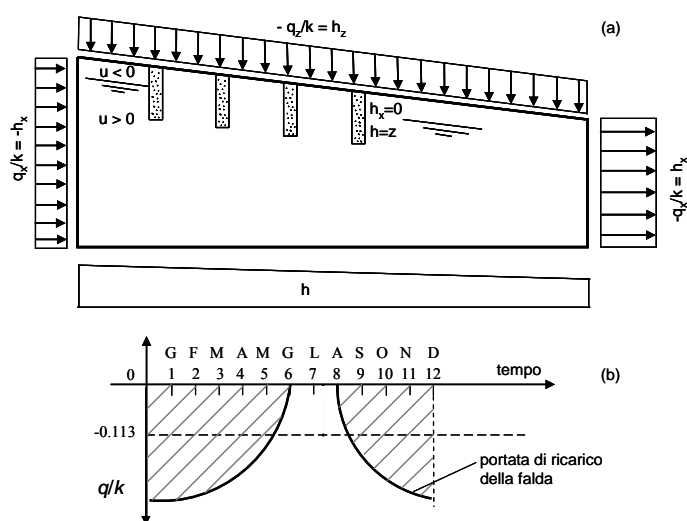


Figura 38. Valle del fiume Sele: dominio di integrazione delle analisi e condizioni di apporto in superficie (D'Acunto e Urciuoli, 2006)

La Figura 39a mostra il buon accordo ottenuto per la fase transitoria tra i valori calcolati e quelli misurati delle altezze piezometriche in assenza di drenaggi, mentre la Figura 39b mostra il confronto tra i valori calcolati delle altezze piezometriche in assenza e in presenza dei drenaggi. La presenza dei rami secondari delle trincee drenanti produce una forte riduzione delle pressioni interstiziali eliminando le oscillazioni stagionali. Nella Figura 40 è infine mostrato il confronto tra il profilo delle altezze piezometriche ottenuto dalle analisi (minimo e massimo involuppo della soluzione in regime transitorio), i valori misurati da piezometri installati tra le trincee e il profilo ottenuto nell'ipotesi di lama d'acqua in superficie. I valori delle altezze piezometriche calcolati nelle ipotesi di apporto intermittente in superficie sono in ottimo accordo con le misure e risultano più basse di quelle ottenute nell'ipotesi cautelativa di lama d'acqua.

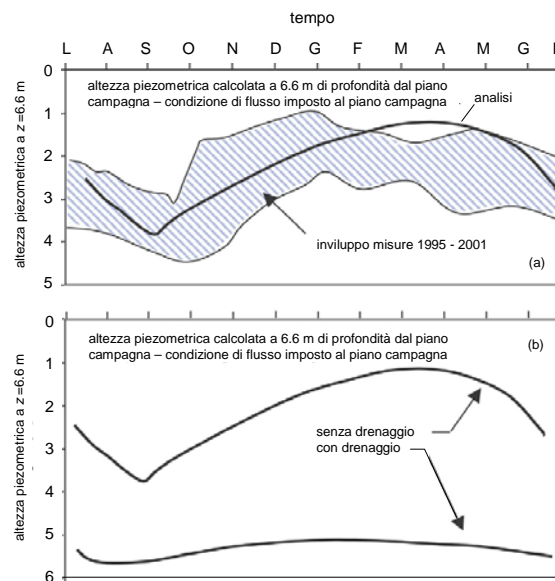


Figura 39. Valle del fiume Sele: confronto tra (a) valori calcolati e misurati delle altezze piezometriche e (b) valori calcolati in assenza e in presenza delle trincee drenanti (D'Acunto e Urciuoli, 2006)

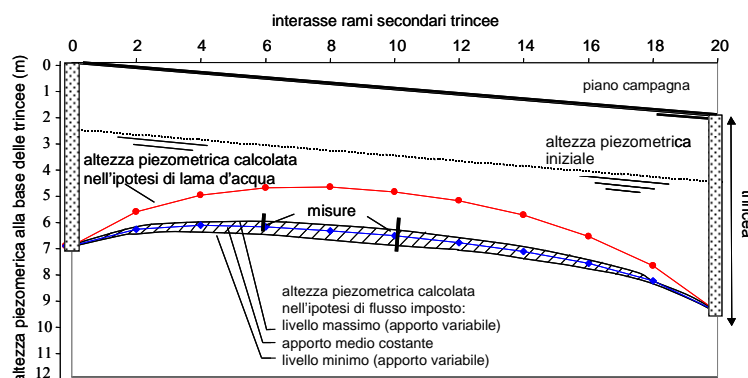


Figura 40. Valle del fiume Sele: confronto tra i valori misurati delle altezze piezometriche alla base delle trincee e quelli calcolati per diverse ipotesi di apporto al piano campagna (D'Acunto e Urciuoli, 2006)

### 6.3 Frana di un pendio in località Zula (BO)

I fenomeni di instabilità osservati per questo pendio costituiscono un esempio di meccanismi di collasso che risentono in modo significativo delle variazioni stagionali delle pressioni interstiziali indotte dalle precipitazioni atmosferiche. In questi casi, il margine di sicurezza varia nel tempo in dipendenza delle variazioni di pressione interstiziale e i fenomeni di instabilità si riattivano periodicamente, durante le stagioni invernali, quando queste attingono il loro valore massimo.

Il pendio è caratterizzato da un'inclinazione massima di  $9^{\circ}$ - $10^{\circ}$  nella parte alta e un'inclinazione minima di  $5^{\circ}$  nella parte bassa, con un'inclinazione media di  $6^{\circ}$ - $7^{\circ}$ ; è compreso tra le quote di 320 m s.l.m. e 210 m s.l.m ed è delimitato inferiormente da un torrente. Il corpo di frana ha una larghezza di circa 280 m e ha interessato l'intero versante per una lunghezza di circa 780 m. Il fenomeno franoso è di tipo traslativo con superficie di scorrimento sub-parallela al piano campagna a 15-16 m di profondità. Essa si sviluppa prevalentemente nei sottili e numerosi livelli limo-argillosi compresi nella formazione arenacea che costituisce il corpo del versante. L'alternanza di arenaria e dei livelli pelitici definisce un sistema di stratificazione pressoché parallela alla superficie topografica.

Le Figure 41 e 42 mostrano una porzione della pianta del pendio con l'ubicazione delle verticali di indagine, e la sezione longitudinale di studio con la superficie di scorrimento desunta dai profili inclinometrici.

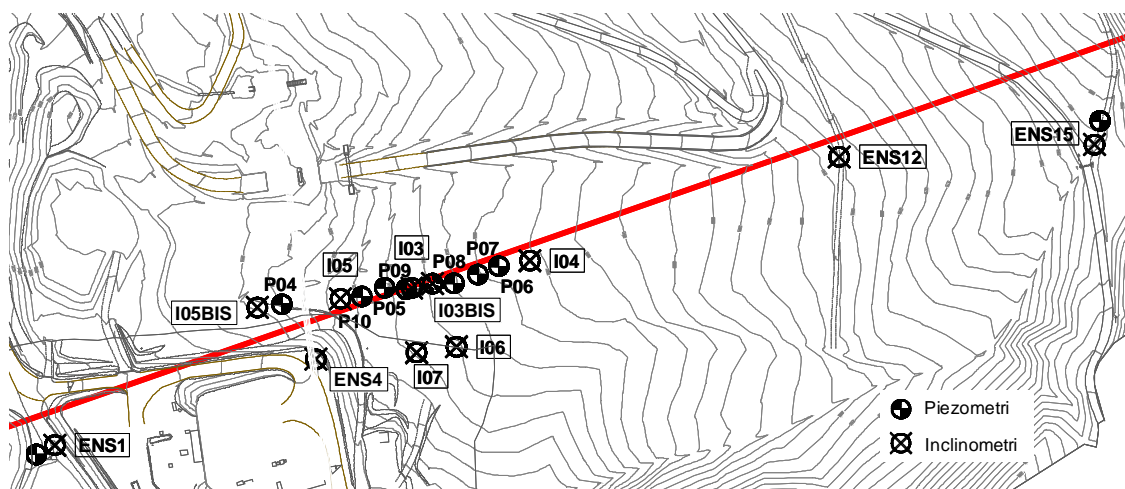


Figura 41. Pianoro: planimetria dell'area in frana e ubicazione delle indagini (Olmedo 2007)

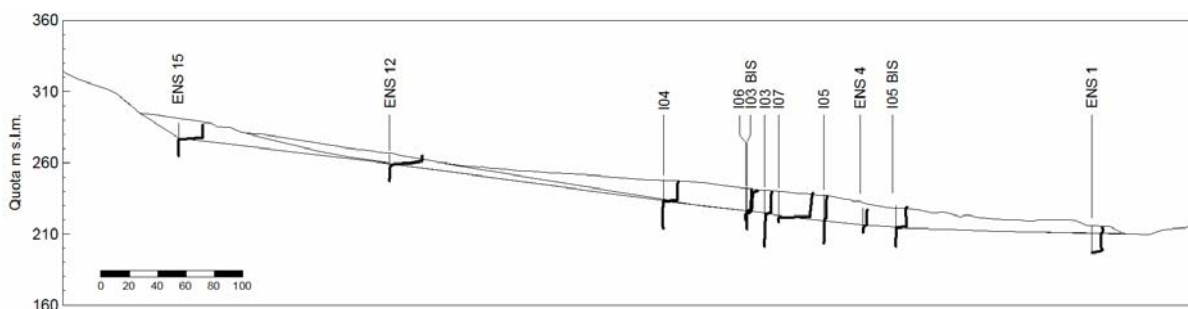


Figura 42. Pianoro: sezione longitudinale del pendio e ricostruzione del meccanismo di collasso (Olmedo, 2007)

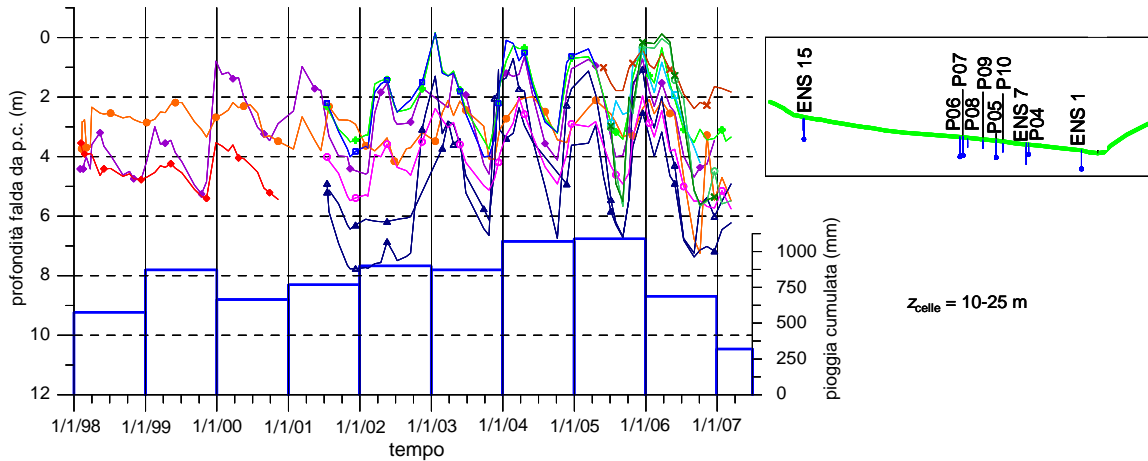


Figura 43. Pianoro: andamento del pelo libero della falda lungo la sezione monitorata (Olmedo, 2007)

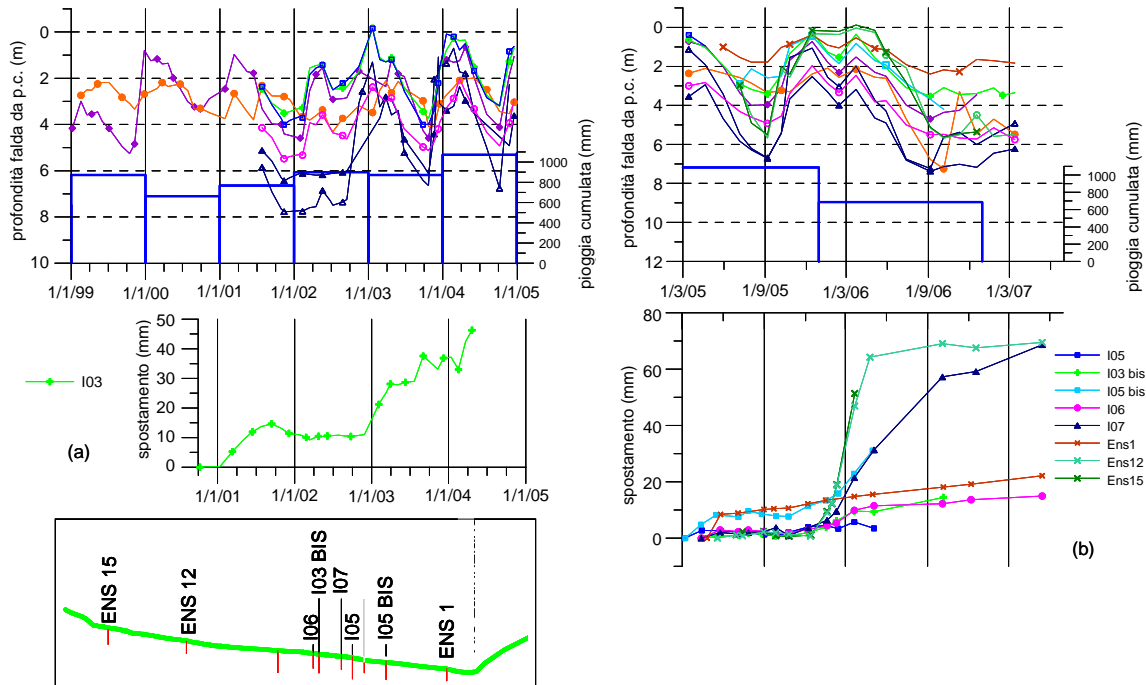


Figura 44. Pianoro: confronto tra andamenti temporali di misure piezometriche e spostamenti della coltre (Olmedo, 2007): (a) periodo di osservazione 2001-2005; (b) periodo di osservazione 2005-2007

L'andamento temporale delle misure piezometriche effettuate lungo la sezione, diagrammato in Figura 43 in termini di profondità del pelo libero della falda dal piano campagna, mostra la variazione stagionale delle pressioni interstiziali in dipendenza delle precipitazioni annuali cumulate. Il confronto tra gli andamenti temporali delle pressioni interstiziali e gli spostamenti della coltre di frana, mostrato in Figura 44 a,b per due diversi periodi di osservazione, mette in evidenza lo stretto legame esistente tra gli incrementi di pressione interstiziale e i movimenti del pendio. Questi ultimi interessano diverse porzioni del pendio in dipendenza dell'evoluzione del fenomeno, che si è innescato nella porzione centrale del versante a seguito di alcuni lavori di sbancamento, e si è successivamente propagato verso monte fino ad interessare tutto il pendio; i movimenti sono attivati ciclicamente dagli incrementi di pressione interstiziale indotti da eventi pluviometrici importanti.

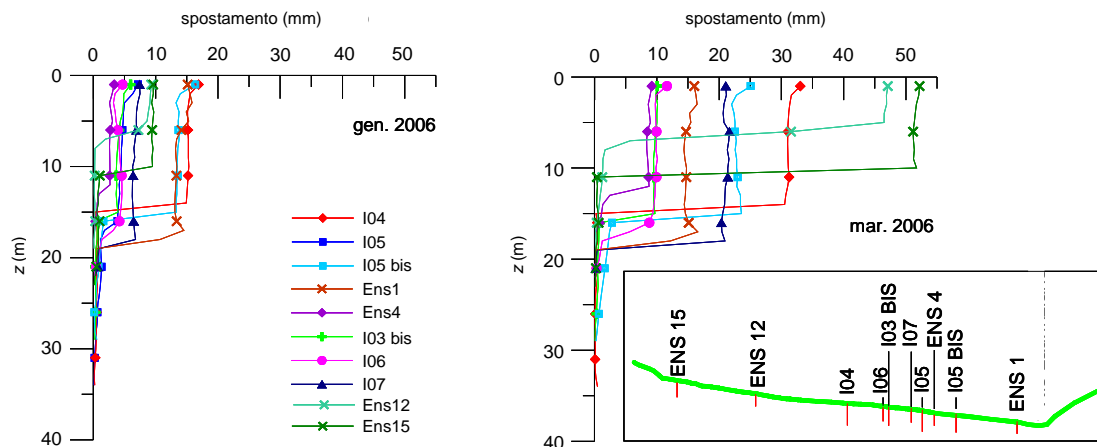


Figura 45. Pianoro: profili inclinometrici misurati in un trimestre invernale (Olmedo, 2007)

I valori elevati delle pressioni sembrano produrre spostamenti di entità decrescente nella direzione monte valle; la Figura 45 mostra ad esempio i maggiori spostamenti registrati a monte in un periodo di osservazione di circa 3 mesi.

L'insieme delle osservazioni ha permesso di riconoscere che il versante è caratterizzato da modesti margini di sicurezza. I fenomeni di instabilità sono caratterizzati da un lento accumulo delle deformazioni sino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio. Ciò è congruente con i risultati delle analisi di stabilità nelle quali, a partire dai massimi valori delle misure piezometriche, la condizione di equilibrio limite è stata riprodotta facendo riferimento alle condizioni di taglio residuo.

Per la stabilizzazione del pendio, si è studiata la possibilità di impiegare drenaggi a gravità per ridurre la pressione interstiziale agente sulla superficie di scorrimento e aumentare la resistenza al taglio. Nell'ipotesi di trincee drenanti, assumendo una profondità massima delle trincee  $H_0 = 5$  m, normalmente raggiunta con le tecniche di scavo convenzionali, e ipotizzando un interasse relativo tra le trincee  $S/H_0 = 3$ , si possono utilizzare i diagrammi di Desideri et al. (1997) per  $n = H/H_0 = 2.5$  ed estrapolare i valori  $\bar{E}_\infty$  sul piano di scorrimento ( $D/H_0 = 3$ ) a partire dai valori di efficienza calcolati sulle altre curve dell'abaco. Per le condizioni considerate si ottiene un valore di  $\bar{E}_\infty = 0.15$ ; poiché, in assenza di pressioni interstiziali  $\Delta F_{\max} = 1.01$ , l'incremento del coefficiente di sicurezza ottenibile con un sistema di trincee,  $\Delta F = 0.15$ , non è ritenuto adeguato per la stabilità del pendio.

Per ridurre le pressioni interstiziali in prossimità della superficie di scorrimento è quindi conveniente il ricorso ad un sistema di dreni tubolari. Nella parte bassa del pendio, la presenza di un fronte di scavo rende possibile l'installazione di un livello di dreni pressochè paralleli al piano campagna. Una valutazione preliminare dell'efficacia del sistema, può essere ottenuta utilizzando gli abachi proposti da Burghignoli e Desideri (1987) per dreni di lunghezza infinita. Per un terreno isotropo nei riguardi della permeabilità ( $k_h = k_v$ ), assumendo per i dreni una profondità  $H_d = 11$  m e un interasse  $i \approx H_d = 10$  m, si otterrebbe sulla superficie di scorrimento, a profondità  $H = 1.5 H_d$ , un'efficienza idraulica media a regime  $\bar{E}_\infty = 0.5$ , cui corrisponde un incremento del coefficiente di sicurezza del 50%. Nelle restanti porzioni del pendio, i bassi valori dell'inclinazione escludono la possibilità di impiegare dreni installati a partire dal piano campagna, in quanto il raggiungimento della superficie di scorrimento richiederebbe lunghezze eccessive.



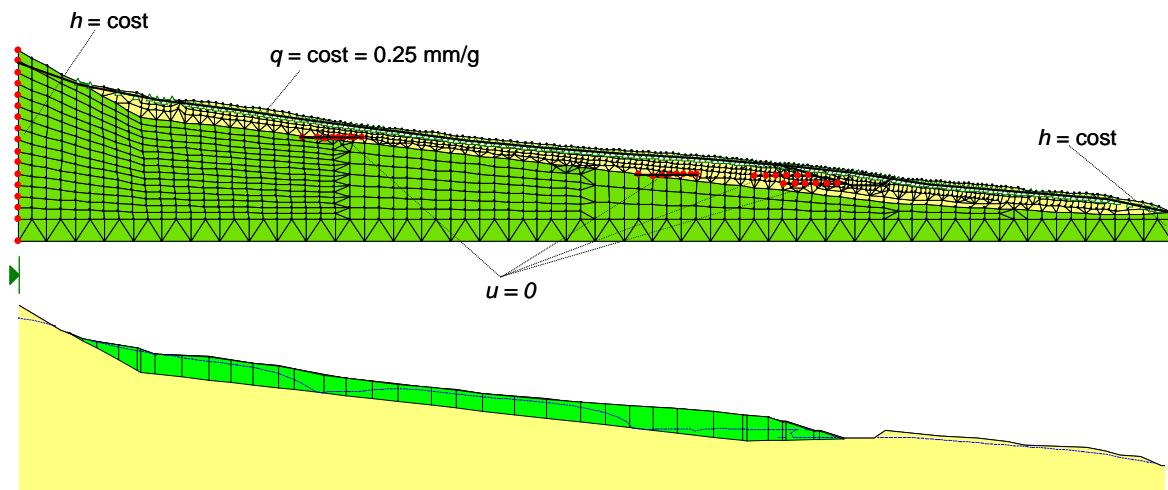


Figura 46. Pianoro: (Olmedo, 2007) analisi di filtrazione piana: condizioni al contorno e superficie piezometrica riferita alla superficie di scorrimento

Si è quindi ipotizzato il ricorso ad un sistema di dreni profondi installati a raggiera, a circa 15 m di profondità dal piano campagna, a partire da due file di pozzi disposti nella porzione centrale e di monte del pendio. Definita la configurazione geometrica del sistema drenante, si sono eseguite delle analisi di maggiore dettaglio, assumendo che i dreni abbiano una lunghezza  $l = 40$  m e che la permeabilità della formazione stabile di base sia inferiore di un ordine di grandezza rispetto alla permeabilità della coltre. La riduzione della pressione interstiziale indotta dal sistema drenante è stata valutata mediante analisi di filtrazione eseguite in condizioni piane, introducendo condizioni di carico idraulico imposto ai contorni verticali del dominio di filtrazione e condizioni di flusso imposto in corrispondenza del piano campagna. Specificamente sono stati considerati valori della portata unitaria  $q = 0.05$  e  $0.25$  mm/giorno ed è stata assunta, per confronto, la condizione limite di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie (Fig. 46). In tutti i casi considerati si è ottenuto un incremento del coefficiente di sicurezza non minore del 20 %, ritenuto soddisfacente per la stabilizzazione del pendio. Perché sia valida l'ipotesi di piano drenante, implicitamente assunta nelle analisi piane di filtrazione, i dreni devono essere opportunamente spaziati; nel caso di dreni paralleli, installati da una parete trasversale al pendio deve essere  $i \leq 0.2 l$ , mentre nel caso di dreni installati a raggiera a partire da file di pozzi è conveniente prevedere, per ciascun pozzo, l'installazione di due livelli drenanti, con dreni sfalsati di  $\alpha/2$  se  $\alpha (\leq 20^\circ)$  è la spaziatura angolare tra i dreni di un singolo livello; è inoltre opportuno che l'interasse tra i pozzi di una fila sia minore della lunghezza  $l$  dei dreni per garantire una sovrapposizione dei livelli drenanti. Le analisi preliminari descritte hanno permesso di individuare la configurazione geometrica più conveniente del sistema drenante che è stata alla fine adottata per la stabilizzazione del pendio.

#### 6.4 Frana di Alcara Li Fusi

Rampello e Sciotti (2004a-b) riportano lo studio del movimento franoso del pendio di Alcara Li Fusi, in provincia di Messina, interessato fin dal 1997 da ricorrenti fenomeni di instabilità, spesso innescati da piogge, che si sono sviluppati inizialmente nella parte alta del pendio e che sono aumentati nel tempo per estensione e frequenza. L'evento principale che ha prodotto il collasso della strada provinciale SP 161/A e della sottostante strada comunale, si è

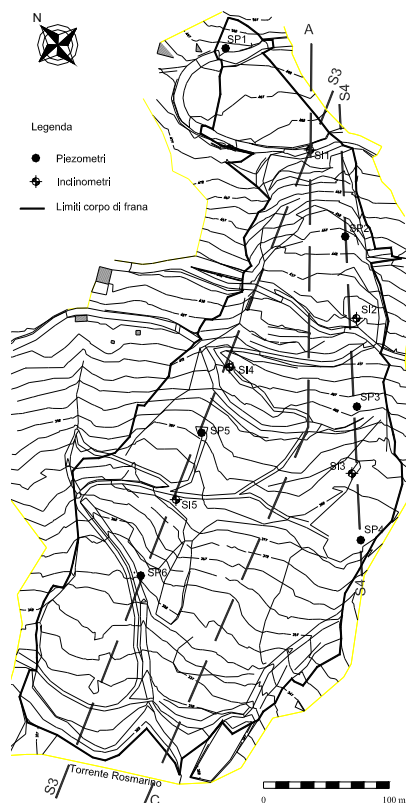


Figura 47. Alcara li Fusi: planimetria dell'area in frana e ubicazione delle indagini (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

verificato nel febbraio del 2001 coinvolgendo l'intero versante, dal piede della parete calcarea che lo delimita a monte (470 m s.l.m.), fino alla sponda destra del torrente Rosmarino che lo delimita a valle (320 m s.l.m.). Il corpo di frana ha forma allungata con larghezza variabile tra i 70 m nella parte superiore e 260 m nella parte inferiore (Fig. 47). Dalle prime osservazioni effettuate in sito la frana appariva di tipo rotazionale nella parte alta del versante (490-420 m s.l.m.), con una scarpata principale molto inclinata ( $\alpha = 60^\circ$ ) di 15-20 m di altezza, e di tipo traslativo nella parte sottostante. Il rilievo topografico ha permesso di stimare spostamenti orizzontali massimi di 40-50 m.

I terreni interessati dalla frana sono costituiti da argille scagliose molto consistenti, con struttura disordinata e caotica. Specificamente, le indagini geotecniche eseguite lungo due sezioni longitudinali contenute nel corpo di frana (Fig. 47) hanno permesso di riconoscere una coltre di materiale detritico, di circa 10 m di spessore, derivante dai processi di alterazione delle sottostante formazione delle argille scagliose, che risulta alterata nella sua porzione superiore, per uno spessore di 1-3 m.

L'insieme dei risultati e delle osservazioni ottenuti dalle indagini geotecniche e dalle misure inclinometriche effettuate dopo l'evento, hanno permesso di ricostruire un modello del meccanismo di collasso verificatosi nel 2001 (Fig. 48). Esso può essere descritto come una frana complessa caratterizzata, nella parte alta, da uno scivolamento rotazionale con profondità massima della superficie di scorrimento di circa 22 m, e, nella parte bassa, da uno scorrimento traslativo con superficie di scorrimento sub-parallela al piano campagna, a profondità comprese tra 10 e 14 m di profondità.

Le misure piezometriche effettuate nei due anni successivi all'evento franoso hanno mostrato

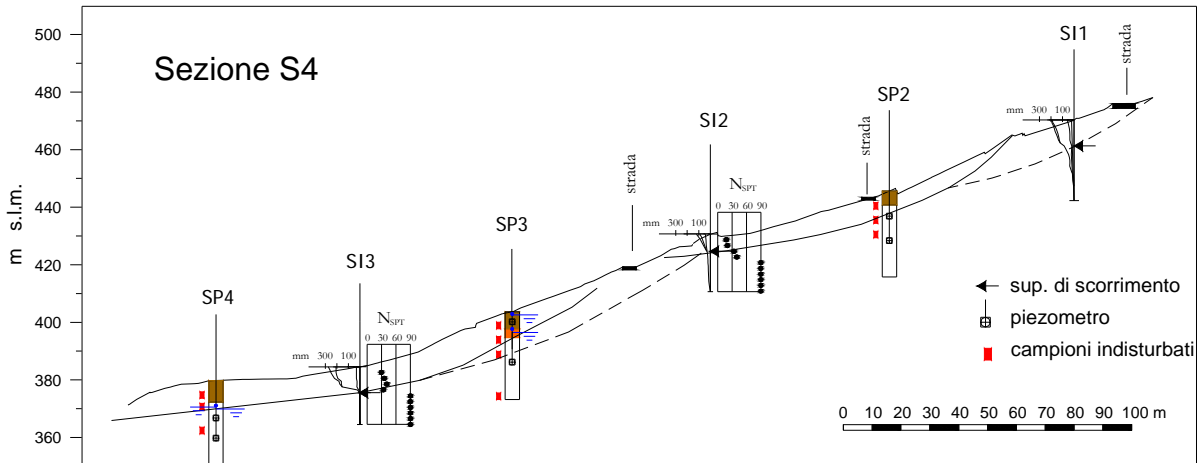


Figura 48. Alcara li Fusi: sezione longitudinale del pendio e ricostruzione del meccanismo di collasso (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

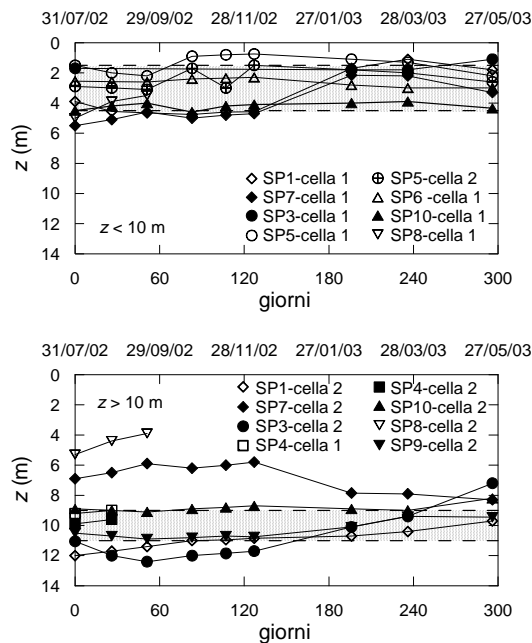


Figura 49. Alcara li Fusi: Andamento dei livelli piezometrici per celle superficiali ( $z < 10\text{m}$ ) e celle profonde ( $z > 10\text{m}$ ) (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

livelli piezometrici compresi tra 1.5 e 4.5 m di profondità dal piano campagna per i piezometri installati nella coltre, a profondità minori di 10 m, e livelli piezometrici a 9-10 m di profondità dal piano campagna, per le celle installate nel substrato, a profondità superiori ai 10 m (Fig. 49). Queste osservazioni hanno permesso di ipotizzare che lo scorrimento rotazionale sia stato innescato dalle elevate pressioni interstiziali prodotte nei terreni di coltre da eventi piovosi intensi e prolungati.

Il meccanismo di frana descritto è stato studiato riproducendo le condizioni di collasso incipiente ( $F=1$ ) mediante un'analisi a ritroso basata sui risultati provenienti dalla caratterizzazione geotecnica e dai dati di monitoraggio. Le analisi sono state condotte con riferimento alla sezione AC (Fig. 50) e alla configurazione post-frana. Il regime delle pressioni interstiziali nel pendio è stata valutato con analisi di filtrazione piana ottenendo un accordo soddisfacente con le misure piezometriche (Fig. 51).

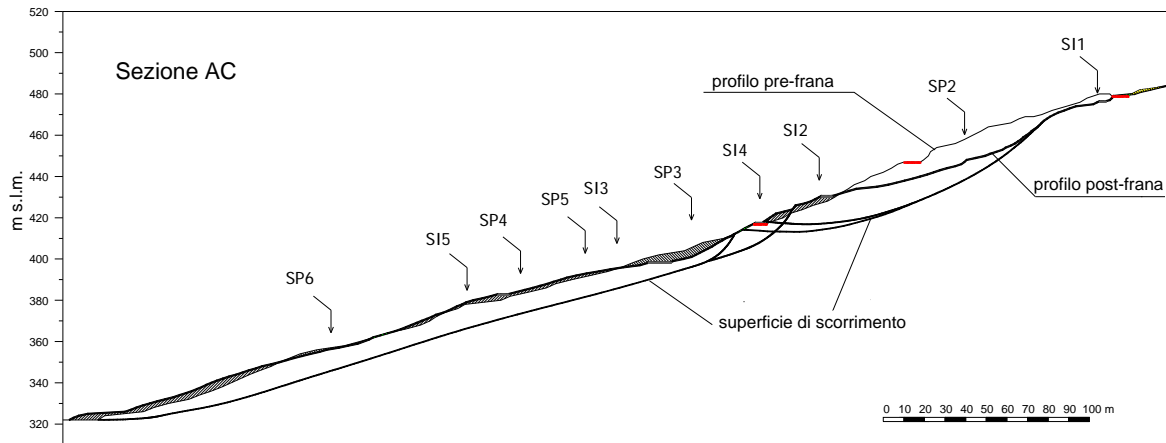


Figura 50. Alcara li Fusi: Sezione del pendio con indicazione delle superfici di scorrimento analizzate (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

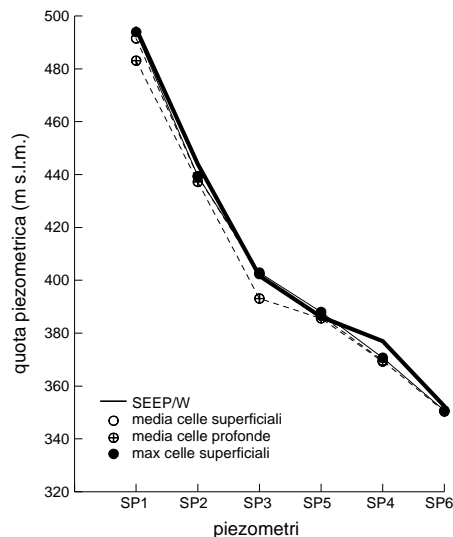


Figura 51. Alcara li Fusi: confronto tra valori calcolati e valori misurati delle quote piezometriche (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

Per la stabilizzazione del pendio si è quindi studiata la possibilità di ricorrere a interventi di drenaggio a gravità costituiti da trincee drenanti o da dreni tubolari.

Per la porzione di valle del pendio, caratterizzata da un cinematismo di tipo traslativo, Rampello e Sciotti (2004a-b) hanno inizialmente verificato la possibilità di impiego di un sistema di trincee drenanti in grado di produrre un incremento a regime del coefficiente di sicurezza  $\Delta F = 0.2$ . Posto che il massimo incremento ottenibile per il coefficiente di sicurezza in assenza di pressioni interstiziali è per il caso in esame pari a  $\Delta F_{\max} = 0.44$ , il valore di progetto della efficienza idraulica media a regime è  $\bar{E}_{\infty} = \Delta F / \Delta F_{\max} = 0.46$ . Il predimensionamento dell'intervento è stato eseguito utilizzando le soluzioni proposte da Desideri et al. (1997), assumendo una profondità delle trincee  $H_0 = 6$  m, una profondità media della superficie di scorrimento  $H = 12$  m ( $H/H_0 = 2$ ) e valutando  $\bar{E}_{\infty}$  alla profondità  $D = 12$  m ( $D/H_0 = 2$ ). In queste condizioni gli abachi forniscono un interasse tra le trincee eccessivamente ridotto,  $S = 4.2$  m; in alternativa, assumendo valori più frequentemente utilizzati per l'interasse tra le trincee,  $S = 12$  m ( $S/H_0 = 2$ ) si otterrebbe un incremento del

coefficiente di sicurezza a regime non superiore al 15 %. Queste valutazioni preliminari hanno permesso di escludere la possibilità di stabilizzare la porzione di valle del pendio con un sistema di trincee drenanti, a meno di ricorrere a trincee più profonde.

Per la parte alta del pendio, caratterizzata da un cinematiso rotazionale profondo si è studiata la possibilità di ricorrere ad un sistema di dreni tubolari installati a partire dal piano campagna. Il predimensionamento dell'intervento è stato nuovamente effettuato utilizzando gli abachi proposti da Desideri et al. (1997). Nelle analisi si è ipotizzato di stabilizzare un tratto di pendio di lunghezza  $L = 100$  m, valutando l'efficienza del sistema ad una profondità di 20 m ( $D/L = 0.2$ ). In questo caso si è assunto un incremento del coefficiente di sicurezza a regime pari al 30 %, con un valore di progetto di  $\bar{E}_\infty = 0.68$ . Entrando negli abachi con il valore richiesto di  $\bar{E}_\infty$  si è ottenuta, sulla curva  $D/L = 0.2$ , la posizione ottimale del livello drenante  $X_{pd} = -15$  m e una lunghezza dei dreni  $l = 85$  m; per riprodurre la condizione di piano drenante, i dreni devono essere installati ad interasse  $i \leq 0.2 l = 17$  m.

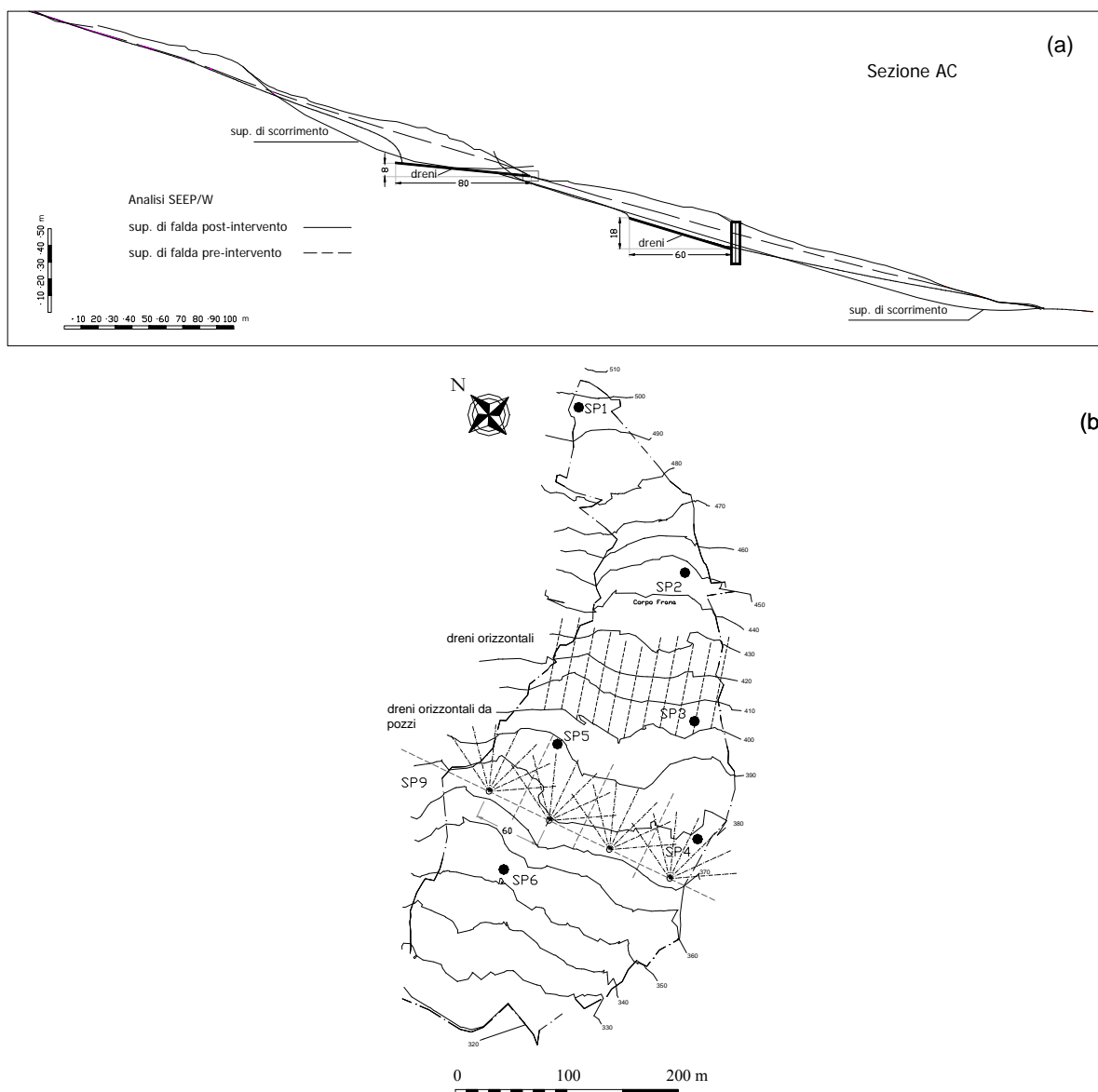


Figura 52. Alcara li Fusi: schema degli interventi di drenaggio (Rampello e Sciotti, 2004 a-b)

In definitiva, il ricorso agli abachi di stabilità ha permesso di individuare la tipologia di drenaggio più conveniente per la stabilizzazione del pendio, escludendo l'ipotesi di trincee drenanti. Ciò ha permesso di pervenire alla configurazione definitiva dell'intervento che nella parte alta prevede l'impiego di dreni tubolari installati dal piano campagna e, nella parte bassa, il ricorso a dreni tubolari di lunghezza  $l = 60$  m installati a raggiera da pozzi, a 16 m di profondità (Fig. 52 a-b). I modesti valori di inclinazione della parte bassa del pendio non rendono infatti conveniente l'installazione dei dreni a partire dal piano campagna.

Per questa configurazione, la riduzione della pressione interstiziale indotta dai drenaggi è stata valutata mediante analisi di filtrazione eseguite in condizioni piane, introducendo contorni a pressione interstiziale nulla in corrispondenza dei livelli drenanti e assumendo le stesse condizioni al contorno utilizzate nelle precedenti analisi. Le analisi di stabilità eseguite introducendo i risultati di questa analisi di filtrazione hanno fornito valori del coefficiente di sicurezza  $F = 1.3$  per entrambi le porzioni del pendio, permettendo di riconoscere che la sua stabilizzazione può essere efficacemente raggiunta mediante un sistema di drenaggio a gravità.

## 7 CONCLUSIONI

La stabilizzazione di un pendio in frana può essere raggiunta mediante la realizzazione di un sistema di drenaggio a gravità che permetta di ridurre le pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento, effettiva o potenziale, con conseguente aumento della resistenza al taglio disponibile. Questa tipologia di intervento è la più efficace quando i fenomeni di instabilità sono innescati da elevati valori delle pressioni interstiziali.

Il dimensionamento di un intervento di stabilizzazione non può prescindere da una ricostruzione attendibile del meccanismo di collasso. Una volta che sia nota la posizione della zona di taglio (o superficie di scorrimento), si potrà procedere al progetto di un sistema di drenaggio che incrementi la resistenza al taglio in questa zona.

Il progetto del sistema richiede anche la conoscenza del regime delle pressioni interstiziali esistente nel pendio, in particolare in prossimità della superficie di scorrimento. Una valutazione attendibile delle pressioni interstiziali richiede l'esecuzione di misure piezometriche e l'utilizzo di appropriati modelli per la loro interpretazione.

L'analisi accurata del moto di filtrazione indotto dall'installazione di un sistema di drenaggio è in genere caratterizzata da notevoli difficoltà e incertezze in quanto il processo di drenaggio è influenzato dal regime delle piogge, dai livelli di infiltrazione e di evapotraspirazione, dalla presenza di discontinuità, dalla anisotropia e disomogeneità dei terreni nei riguardi della permeabilità, dalla successione stratigrafica dei terreni e dalle difficoltà di definizione delle condizioni al contorno. Tuttavia, si può pervenire ad una progettazione razionale di un intervento di drenaggio, se si introducono alcune ipotesi semplificative sulle condizioni di flusso e sulla geometria del problema.

In questo lavoro si sono discussi gli interventi di drenaggio costituiti da trincee drenanti o dreni tubolari, più frequentemente utilizzati nelle applicazioni. Specificamente, sono state riproposte alcune soluzioni di letteratura che, pur nei limiti delle ipotesi introdotte, possono essere utilmente impiegate per un dimensionamento di massima di un sistema di drenaggio, valutando ad esempio i differenti effetti indotti da diverse configurazioni geometriche del

sistema drenante.

Nella parte finale del lavoro vengono presentati alcuni casi reali di pendii nei quali si è ritenuto opportuno utilizzare sistemi di drenaggio a gravità per migliorare le condizioni di stabilità. Per alcuni di essi, le misure di pressione interstiziale effettuate prima e dopo l'intervento consentono di valutarne l'efficienza e di stimare l'attendibilità delle soluzioni proposte per il loro dimensionamento. Per gli altri, le misure si riferiscono soltanto al periodo che precede l'intervento; questi casi consentono comunque di evidenziare le condizioni iniziali che rendono conveniente il ricorso a un intervento di drenaggio a gravità e permettono di utilizzare le soluzioni di letteratura per discutere l'efficacia di interventi diversi per tipologia e geometria del sistema.

## BIBLIOGRAFIA

- Burghignoli A., Desideri A. (1983). "Analisi dei moti di filtrazione indotti dall'esecuzione di scavi e trincee". *Atti XV Convegno Nazionale di Geotecnica*, Spoleto, **2**, 51-56.
- Burghignoli A., Desideri A. (1986). "Efficienza dei drenaggi". *Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica*, Bologna, **3**, 293-298.
- Burghignoli A., Desideri A. (1987). "On the effectiveness of tubular drains". *Proc. IX ECSMFE*, Dublin, **1**, 121-124.
- Bromhead E.N. (1984). "An analytical solution to the problem of seepage into counterfort drains". *Canadian Geotechnical Journal*, **21**, 657-662.
- D'Acunto B, Urciuoli G. (2005). "Groundwater regime in a slope stabilized by drain trenches". *Mathematical and Computer Modelling*, **43**, 754-765.
- Desideri A., Miliziano S., Rampello S. (1997). "Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii". Hevelius Edizioni srl, Benevento.
- Di Maio C., Evangelista A., Viggiani G. (1988). "Analisi dell'efficienza di sistemi di dreni tubolari". *Rivista Italiana di Geotecnica*, **12**, 4, 187-199.
- Di Maio C., Santagata P., Viggiani C. (1986). "Analisi del processo di consolidazione indotto da un sistema di trincee drenanti". *Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica*, Bologna, **3**, 283-289.
- Di Maio C., Viggiani C. (1987). "Influence of intermittent rainfall on effectiveness of trench drains". *Proc. IX ECSMFE*, Dublin, **1**, 149-152.
- Hutchinson J.N. (1977). "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movements". *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, **16**, 131-155, Krefeld.
- Kenney T.C., Pazin M., Choi W.S. (1977). "Design of horizontal drains for soil slopes". *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, **103**, GT11, 1311-1323.
- Nonveiller E. (1981). "Efficiency of horizontal drains on slope stability". *Proc. X ICSMFE*, Stockholm, **3**, 495-500.
- Olmedo L.M. (2007). "Monitoraggio di una frana e dimensionamento di un intervento di stabilizzazione mediante un'opera di sostegno" Tesi di Laurea, Università La Sapienza di Roma.
- Pellegrino A., Ramondini M., Urciuoli G. (2004). "Regime delle pressioni neutre in un pendio in argille varicolori stabilizzato con drenaggi profondi". *Proc. Int. Workshop: Living with landslides: effects on structures and urban settlements. Strategies for risk reduction*, 141-149. Anacapri.
- Pun W.K., Urciuoli G. (2008). "Soil nailing and subsurface drainage for slope stabilization". *Proc. X IX Int. Symp. on Landslides: Landslides and Engineering Slopes*, **2**, 85-125.

- Rampello S. e Sciotti A. (2004a). "Studio di una frana in argille scagliose e dimensionamento degli interventi di stabilizzazione". In *Valutazione delle Condizioni di Sicurezza e Adeguamento delle Opere Esistenti*, XXII Conv. Naz. di Geotecnica, AGI, Palermo, **1**, 157-166.
- Rampello S. e Sciotti A. (2004b). "Failure mechanism of a landslide in structurally complex clays". *Proc. IX Int. Symp. on Landslides*, Rio de Janeiro, Balkema. **2**, 1215-1220.
- Resnick G.S., Znidarčić D. (1990). "Centrifugal modelling of drains for slope stabilization". *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, **116**, 11, 1607-1624.
- Stanic B. (1984). "Influence of drainage trenches on slope stability". *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **110**, 11, 1624-1635.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. J. Wiley & Sons, New York.
- Walker B.F., Mohen F.J. (1987). "Ground water prediction and control, and negative pore water pressure". *Soil Slope Instability and Stabilisation*, Walker & Fell eds., Balkema, 121-181.