



Stabilità dei pendii: Normativa, metodi di calcolo ed interventi di stabilizzazione

Venerdì 18 marzo 2022 ore 16.00

Prof. Ing. Maurizio Ponte





Parte Prima: Analisi di stabilità dei pendii

Contenuti:

- 1) Inquadramento normativo*
- 2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii*
- 3) Metodi semplificati*
- 4) Cenni sui Metodi Numerici*



1) *Inquadramento normativo*
il D.M. 11 marzo 1988

D.M. 11-3-1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Publicato nel Suppl. Ord. Gazz. Uff. 1° giugno 1988, n. 127.



1) *Inquadramento normativo*
il D.M. 11 marzo 1988

G. Stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo

G.1. Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano allo studio della stabilità dei pendii naturali, al progetto delle opere di stabilizzazione di pendii e frane, nonché al progetto di scavi non armati che per le loro dimensioni (ampiezza e profondità), per le caratteristiche meccaniche dei terreni, rappresentino pericolo per la sicurezza.



*1) Inquadramento normativo
il D.M. 11 marzo 1988*

G.2.3. Calcoli di stabilità.

Il metodo di calcolo per la verifica della stabilità deve essere scelto tenendo conto della posizione e della forma delle possibili superfici di scorrimento, dell'assetto strutturale, delle caratteristiche meccaniche del terreno, nonché della distribuzione delle pressioni neutre.

Nel caso di pendii in frana si devono adottare quei metodi - in quanto applicabili - che permettono di eseguire la verifica lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella riconosciuta con le indagini.

Negli altri casi si esamineranno superfici di scorrimento cinematicamente possibili in numero sufficiente per ricercare la superficie alla quale corrisponda, nel caso considerato, il coefficiente di sicurezza più basso.



1) *Inquadramento normativo*
il D.M. 11 marzo 1988

G.2.3. Calcoli di stabilità.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni neutre i calcoli di verifica devono essere effettuati assumendo le più sfavorevoli condizioni che ragionevolmente si possono prevedere.

Per i pendii ricadenti in zona sismica, la verifica di stabilità deve essere eseguita tenendo conto delle azioni sismiche, come prescritto dalle norme sismiche.

Il valore del coefficiente di sicurezza sarà assunto dal progettista e giustificato sulla base delle considerazioni relative al livello di conoscenze raggiunto ed al grado di affidabilità dei dati disponibili, alla complessità della situazione geologica e geotecnica, alla esperienza locale su pendii naturali in situazioni simili, nonché alle conseguenze di un'eventuale frana.



1) *Inquadramento normativo*

il D.M. 11 marzo 1988

G.3. Fronti di scavo.

G.3.1. Indagini specifiche.

Le indagini specifiche sono quelle indicate al punto *G.2.2.*

Esse possono essere eseguite anche parzialmente e diversamente sviluppate a seconda delle condizioni locali, della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e della durata dello scavo.

G.3.2. Criteri di progetto e calcoli di stabilità.

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che il terreno sia stabile con adeguato margine di sicurezza, da valutarsi con i metodi di calcolo indicati al punto *G.2.3.*

Nel caso di terreni omogenei e nei quali le pressioni neutre siano note con sufficiente attendibilità, il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1,3.



1) Inquadramento normativo Le NTC 2018

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spedito abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA  UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 20 febbraio 2018

SI PUBBLICA TUTTI I
GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00100 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 501 - 00186 ROMA - CENTRALINO 06-85801 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00186 ROMA

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per
le costruzioni».**



1) Inquadramento normativo

Le NTC 2018

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.



1) Inquadramento normativo

Le NTC 2018

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan(\varphi') \quad [7.11.1]$$

Dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.



1) Inquadramento normativo

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

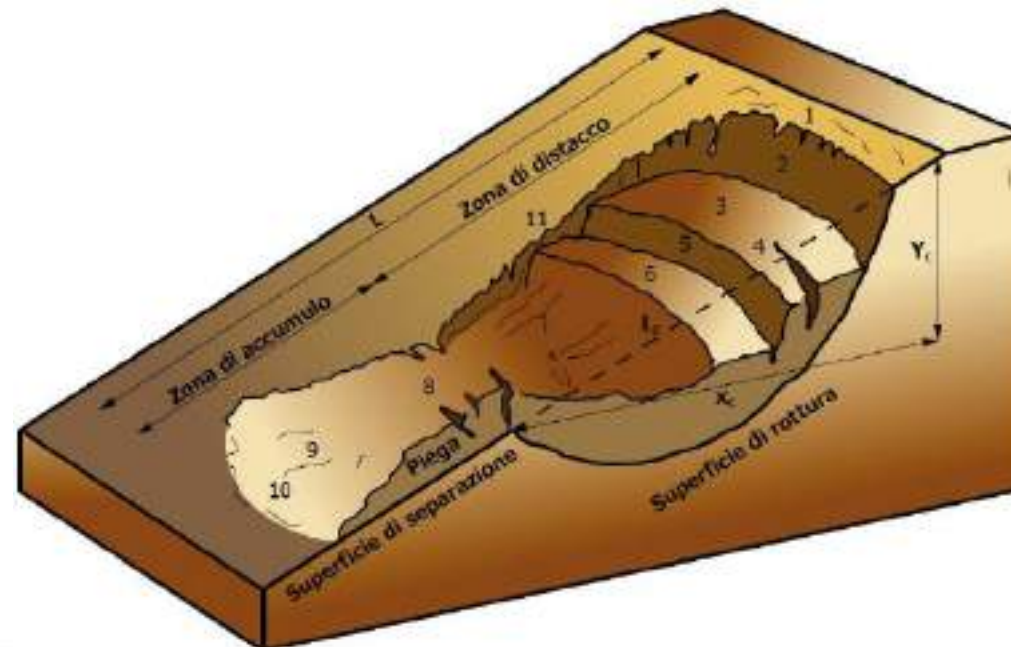
a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Fisicamente, il movimento franoso si manifesta quando lungo una superficie (o meglio in corrispondenza di una “fascia” di terreno in prossimità di una superficie) all’interno del pendio, le tensioni tangenziali mobilitanti (domanda di resistenza) eguagliano la capacità di resistenza al taglio del terreno. Ciò può avvenire per un aumento della domanda di resistenza ovvero degli sforzi di taglio, per una riduzione della capacità di resistenza o per il manifestarsi di entrambi i fenomeni.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

La capacità di resistenza di un terreno viene di norma espressa attraverso il modello di Mohr Coulomb, che prevede due parametri: coesione ed angolo di attrito.

La stima dei parametri di resistenza del terreno avviene attraverso prove dirette sui terreni che possono essere di laboratorio, se è possibile prelevare campioni indisturbati, o prove in situ che consentono di individuare i valori di coesione e di angolo di attrito.

Sulla base delle condizioni del terreno, i parametri da ricercare sono essenzialmente due:

- Parametri di resistenza di picco;*
- Parametri di resistenza residui.*



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

In caso di analisi di frane di neo-formazione, quindi che non hanno subito precedentemente deformazioni tali da raggiungere i valori di resistenza massimi, si utilizzano i parametri di picco che si suppone non essere ancora stati raggiunti e superati; nel contempo, se sull'area interessata dal fenomeno si devono realizzare opere di sistemazione, queste vanno dimensionate considerando i parametri residui in quanto nel corpo mobilitato sono stati superati i valori di sforzo massimo.

Se l'analisi di stabilità viene effettuata su pendii interessati da paleofrane o comunque frane riattivate, i parametri da considerare sono quelli residui poiché, anche in questo caso, i valori di massimo sforzo sono stati superati nel momento in cui si è verificata la rottura durante il movimento franoso originario.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Tra i numerosi sistemi di analisi proposti, i più utilizzati risultano essere i Metodi all'Equilibrio Limite (LEM), che permettono di definire il grado di sicurezza di un versante lungo una superficie di scorrimento in accordo con quanto previsto dalla Normativa: “Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale”.

In base alla stessa Normativa, il Progettista deciderà se il grado di sicurezza determinato potrà essere ritenuto accettabile “sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana”.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

I Metodi all'Equilibrio Limite sono basati su processi fisico-matematici nei quali gli elementi determinanti sono le forze resistenti (stabilizzanti) che si oppongono allo scorrimento, e le forze sollecitanti (destabilizzanti) che tendono invece a provocare o incrementare il fenomeno franoso.

Tali metodi prescindono dallo studio della deformazione e quindi anche dalle leggi di comportamento del terreno. Gli unici parametri fisici introdotti nel calcolo sono, oltre al peso dell'unità di volume naturale del terreno, quelli di resistenza al taglio. Essi, pertanto, non forniscono informazioni circa l'entità dei movimenti all'interno del pendio, problematica usualmente sviluppata dai metodi agli elementi finiti, né sullo stato di deformazione e di tensione del versante analizzato.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

I metodi LEM analizzano le condizioni di equilibrio di una massa (potenzialmente o attualmente) instabile con il fine di determinare un fattore di sicurezza (FS), definito come il rapporto tra le forze resistenti e le forze sollecitanti agenti sul pendio, riferite ad una particolare superficie di rottura.

Il valore del coefficiente di sicurezza fornisce indicazioni sul livello di sicurezza posseduto da un versante:

FS > 1: condizioni di stabilità

FS = 1: condizioni di "equilibrio limite"

FS < 1: condizioni di instabilità

Nella maggior parte dei casi, la superficie di scorrimento non è nota a priori e pertanto, per determinarla, bisogna applicare iterativamente il metodo di analisi di stabilità, determinando di volta in volta il coefficiente di sicurezza fino all'individuazione della superficie "critica", alla quale compete il coefficiente di sicurezza più basso.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Se un pendio è a pendenza costante, se lo spessore “s” della massa in movimento è molto minore della sua lunghezza “L” e se le caratteristiche del terreno sono costanti, il pendio è detto indefinito o infinito.

In questo caso l'analisi di stabilità viene condotta con riferimento ad una superficie di scorrimento planare parallela al pendio stesso (scorrimento traslazionale).

Se, invece, l'altezza del pendio è confrontabile con lo spessore della massa in movimento, il pendio è detto finito.

In questo caso l'analisi di stabilità viene condotta con riferimento ad una superficie di scorrimento curva con la concavità verso l'alto (scorrimento rotazionale).



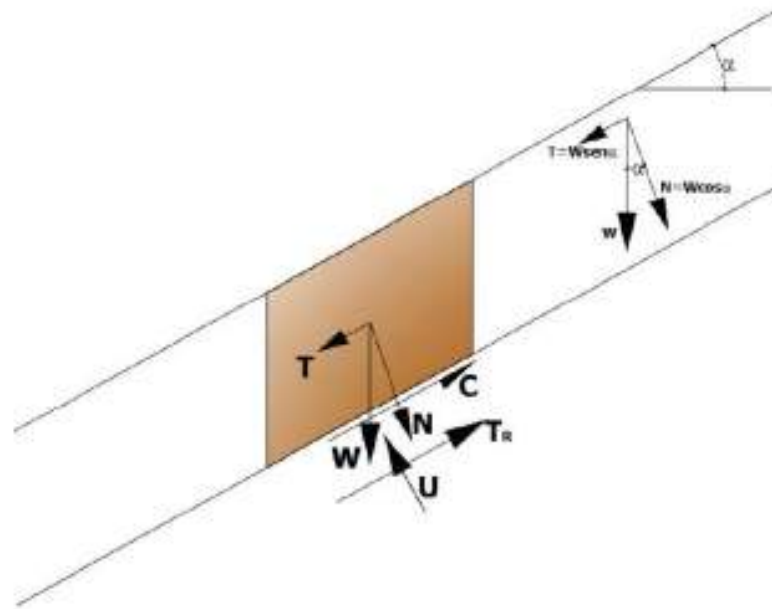
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

L'analisi viene condotta seguendo lo schema base rappresentato in

Figura





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

Scomponendo la forza peso W nelle componenti principali si ottengono i valori della forza di taglio T e della forza normale N :

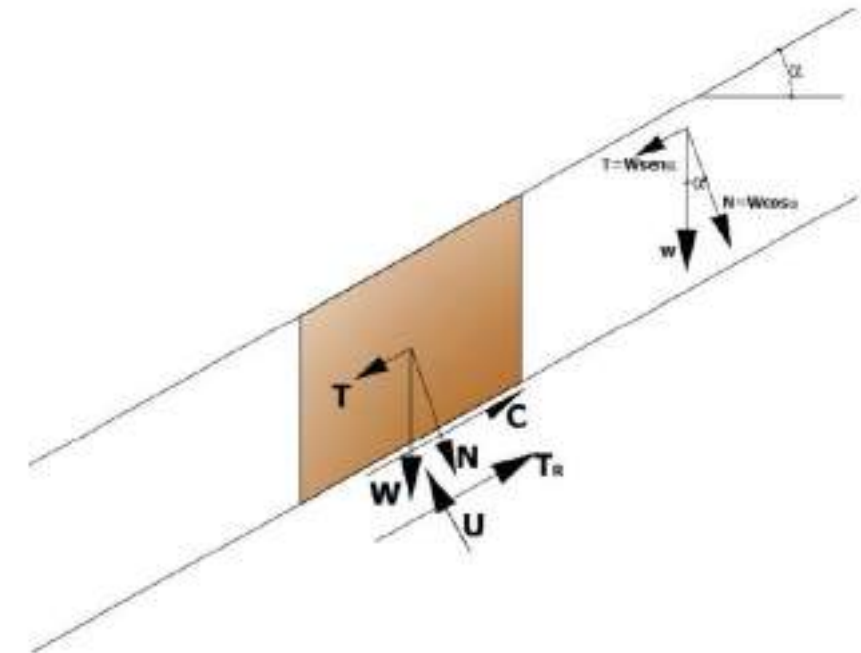
$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

dove α è la pendenza del versante e la forza peso data da $W = \gamma \cdot V$, con γ peso dell'unità di volume del terreno e V volume del concio.

Il coefficiente di sicurezza FS è dato dal rapporto tra le forze resistenti e le forze mobilitanti:

$$FS = \frac{T_R}{T_m}$$





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

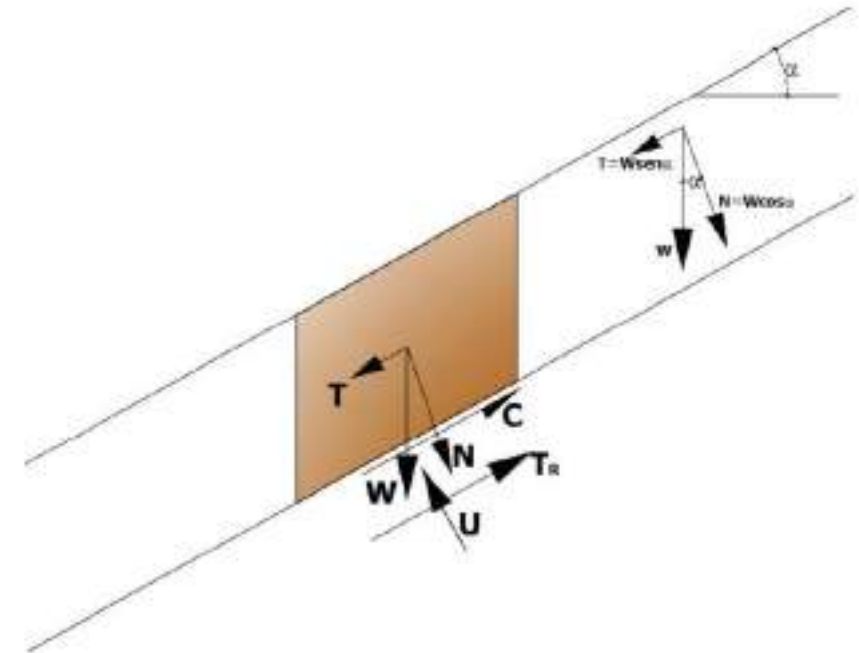
La resistenza al taglio assume la formulazione nota di *Mohr-Coulomb*:

$$\tau_R = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

IL coefficiente di sicurezza è esprimibile come segue:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{W \sin \alpha}$$

Per un dato pendio di inclinazione α , il coefficiente di sicurezza cresce linearmente con la coesione c' e con la tangente dell'angolo di attrito φ , mentre diminuisce con la pressione neutra u .





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

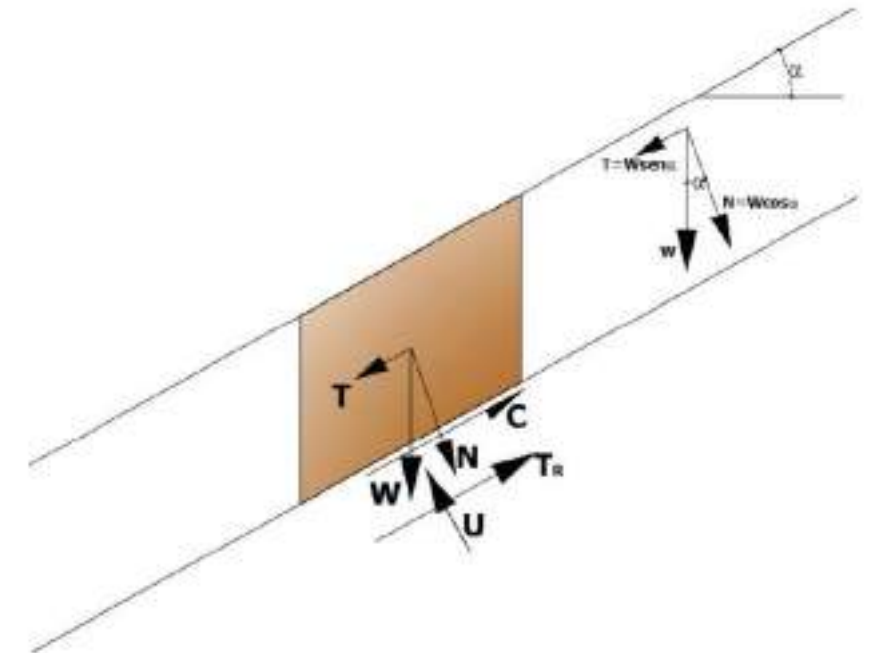
Casi particolari

1. Terreno incoerente e asciutto

In caso di terreno asciutto e incoerente, il coefficiente di sicurezza assume una formulazione semplificata in quanto alcuni parametri si annullano. In particolare, l'assenza di falda implica che le pressioni neutre sono nulle quindi $u=0$ e l'incoerenza del terreno consente di porre il termine $c=0$. Esprimendo il coefficiente in termini di forze si ottiene:

$$FS = \frac{N \tan \varphi'}{W \sin \alpha} = \frac{W \cos \alpha \tan \varphi'}{W \sin \alpha} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}$$

La condizione limite di $FS=1$ si ha quando i due angoli si eguagliano quindi $\varphi'=\alpha$ e, di conseguenza, la stabilità si ha per $\varphi'>\alpha$.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

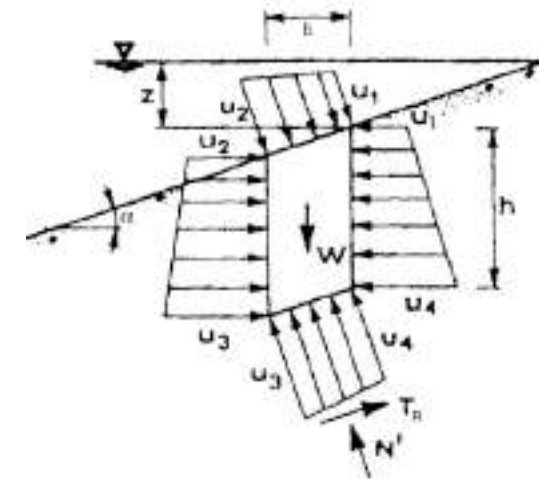
Analisi di stabilità di un pendio indefinito

2. Terreno incoerente e pendio totalmente immerso in acqua in quiete

In questa condizione particolare, agisce sul concio una spinta dell'acqua, risultante delle pressioni idrostatiche agenti sulle pareti, che risulta verticale e diretta verso l'alto, pari a:

$$U = \gamma_w bh = \gamma_w V$$

dove b è la larghezza del concio e h è la sua altezza.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

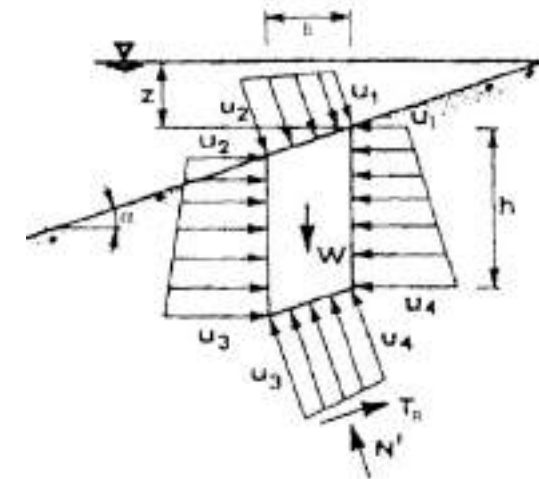
L'equazione di equilibrio deve essere esplicitata considerando il peso sommerso del concio:

$$W' = W - U = (\gamma_{sat} - \gamma_w) V$$

Dove $(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \gamma'$ è il peso di volume immerso del terreno. Ovviamente tutte le forze vanno espresse in termini di W' e poiché, ai fini dell'equilibrio, il peso del concio risulta influente, anche in questo caso FS è funzione dei soli angoli φ' e α :

$$FS = \frac{W' \cos \alpha \tan \varphi'}{W' \sin \alpha} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}$$

Ne segue dunque, che la sommersione completa del pendio, dovuta all'acqua, non ha effetti sul coefficiente di sicurezza.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

Lungo la base inferiore la distribuzione delle pressioni interstiziali è uniforme e la pressione interstiziale vale:

$$u = \gamma_w h_w = m \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \cos^2 \alpha$$

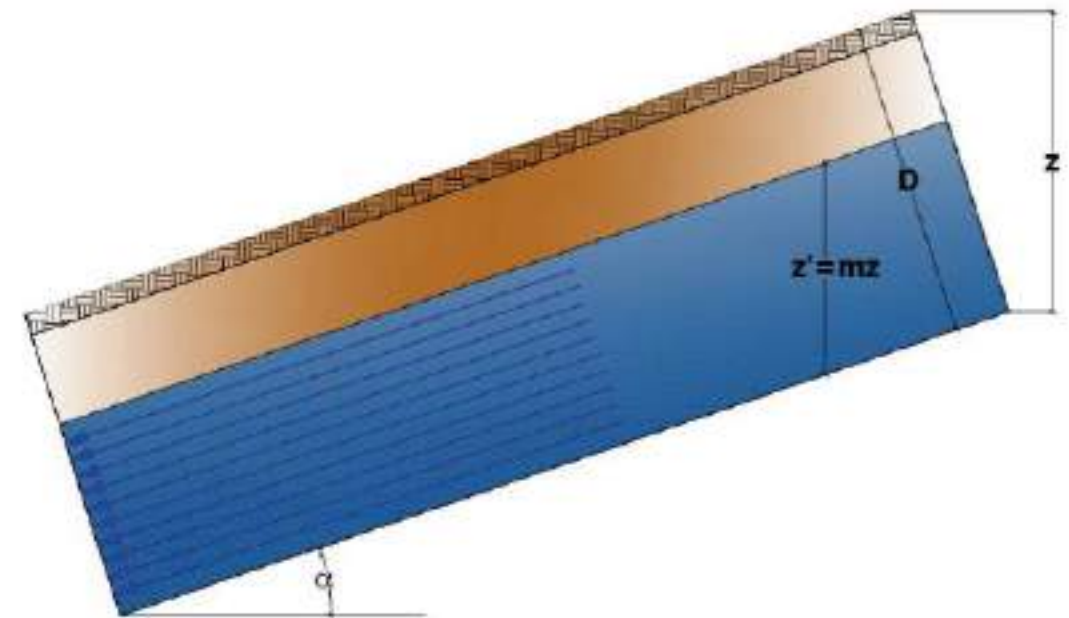
Ne segue che l'espressione del coefficiente di sicurezza risulta:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{\tau} = \frac{c' + [(1-m)\gamma + m\gamma'] \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi'}{[(1-m)\gamma + m\gamma_{sat}] \cdot z \cdot \cos \alpha \sin \alpha}$$

Ponendo $\gamma = \gamma_{sat}$ (anche perché molto spesso il terreno sopra falda è saturo per risalita capillare e per infiltrazione dell'acqua piovana) e sfruttando la relazione $\gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma'$ è possibile riscrivere FS nella seguente formulazione:

$$FS = \frac{c' + [\gamma z - m z \gamma_w] \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \alpha \sin \alpha}$$

3. Terreno omogeneo con moto di filtrazione parallelo al pendio





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Se si pone, infine, come ipotesi semplificativa e cautelativa, oltreché molto spesso realistica, $c'=0$, risulta:

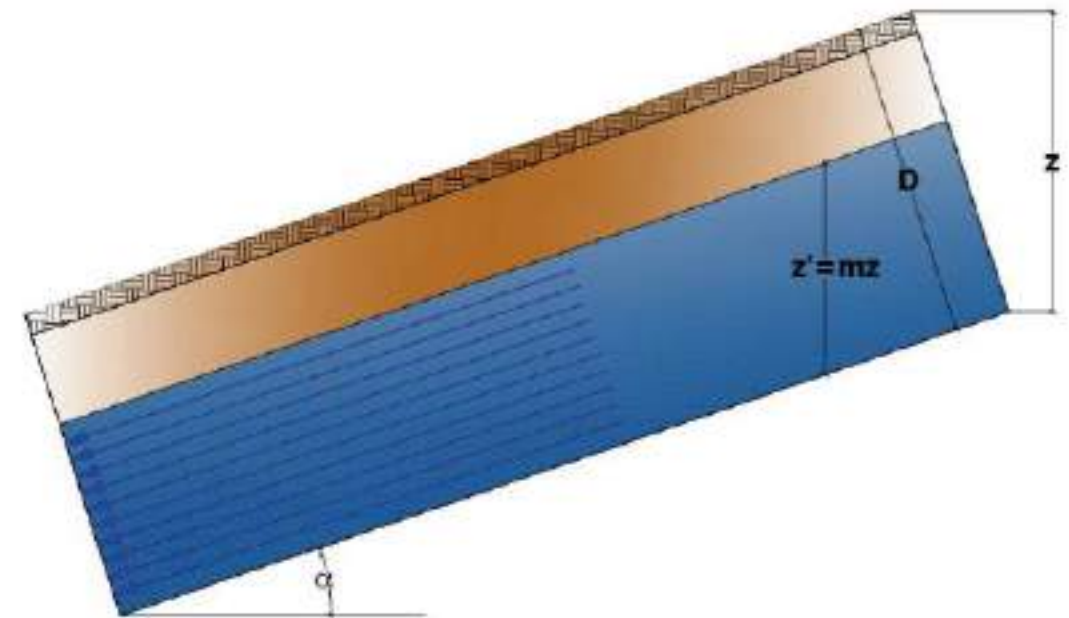
$$FS = \frac{(\gamma_{sat} - m\gamma_w) \tan \varphi'}{\gamma_{sat} \tan \alpha}$$

Se la falda coincide con il piano campagna

$$FS = \frac{\gamma' \tan \varphi'}{\gamma_{sat} \tan \alpha}$$

Poiché il rapporto γ'/γ_{sat} è circa pari a 0,5, ne consegue che la presenza di un moto di filtrazione parallelo al pendio con livello di falda coincidente con il piano campagna riduce il coefficiente di sicurezza ad un valore che è circa la metà del coefficiente di sicurezza del pendio asciutto o immerso in acqua in quiete.

3. Terreno omogeneo con moto di filtrazione parallelo al pendio





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

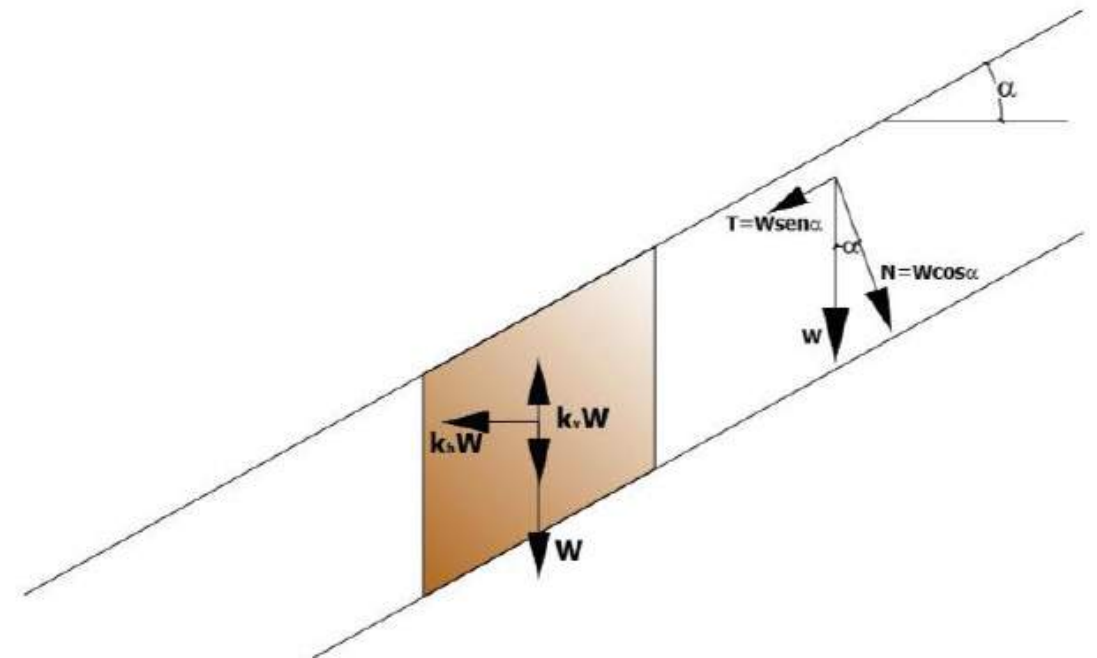
I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio indefinito

$$FS = \frac{c' + [(\gamma z - m z \gamma_w) \cos \alpha - F_h \sin \alpha \pm F_v \cos \alpha] \tan \varphi'}{\gamma z \sin \alpha - F_h \cos \alpha \pm F_v \sin \alpha}$$

4. Terreno omogeneo con moto di filtrazione parallelo al pendio e azione sismica

Si considera il caso generale di un pendio indefinito, rappresentato in Figura , con coerenza del terreno $c' \neq 0$, su cui è presente un moto di filtrazione parallelo al pendio e su cui viene schematizzata l'azione sismica con il metodo pseudostatico.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito

Metodo delle strisce

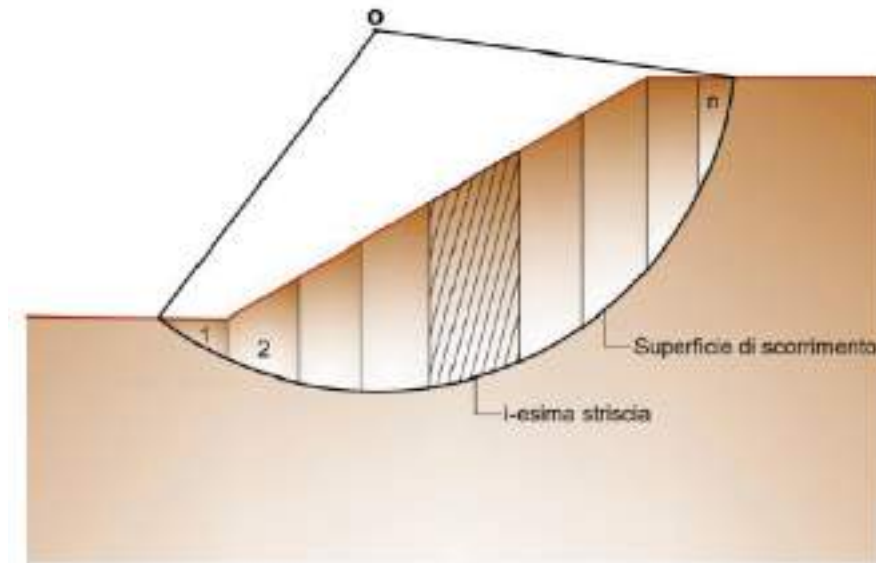
Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali, spesso caratterizzati da una complessa e irregolare morfologia superficiale e profonda, e da una forte variabilità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche, si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce o dei conci.



2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito



Per questo tipo di analisi, la massa instabile viene suddivisa in un numero n opportuno di conci e si analizza l'equilibrio di ciascuno di essi così come descritto in *Figura*



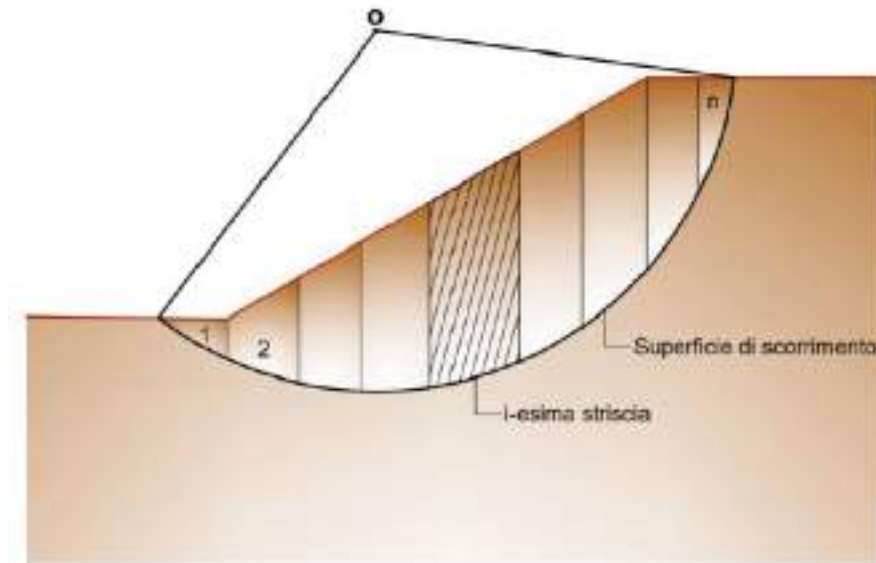
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito

Il metodo si applica come segue:

- ✓ si ipotizza una superficie di rottura, considerando ipotesi di deformazioni piane e con l'ammasso delimitato superficialmente dal piano topografico e inferiormente dalla superficie di rottura;
- ✓ si suddivide la massa in due o più conci in modo che ciascun tratto rettilineo riguardi un solo tipo di terreno;
- ✓ si determina il peso di ciascun concio;



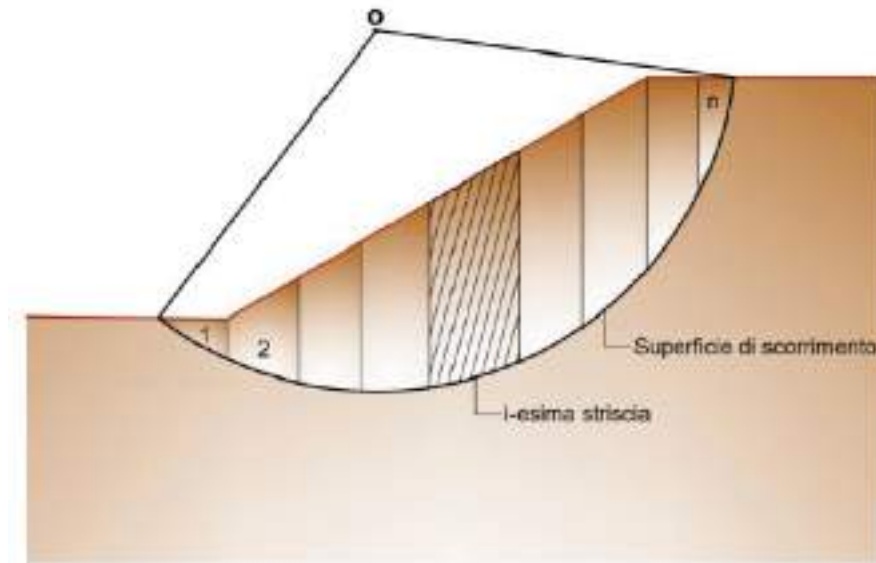


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito

- ✓ si determina la resistenza al taglio utilizzando le equazioni cardinali della statica per ogni concio, presupponendo che il terreno, in corrispondenza delle superfici di scorrimento, sia in equilibrio quindi risulta applicabile la formula di *Mohr-Coulomb*;
- ✓ si impongono le condizioni di equilibrio orizzontale e verticale per determinare le forze agenti sul concio;
- ✓ si determina il coefficiente di sicurezza come rapporto tra i momenti, che è da ritenere costante su tutta la superficie del pendio e quindi su ogni concio.

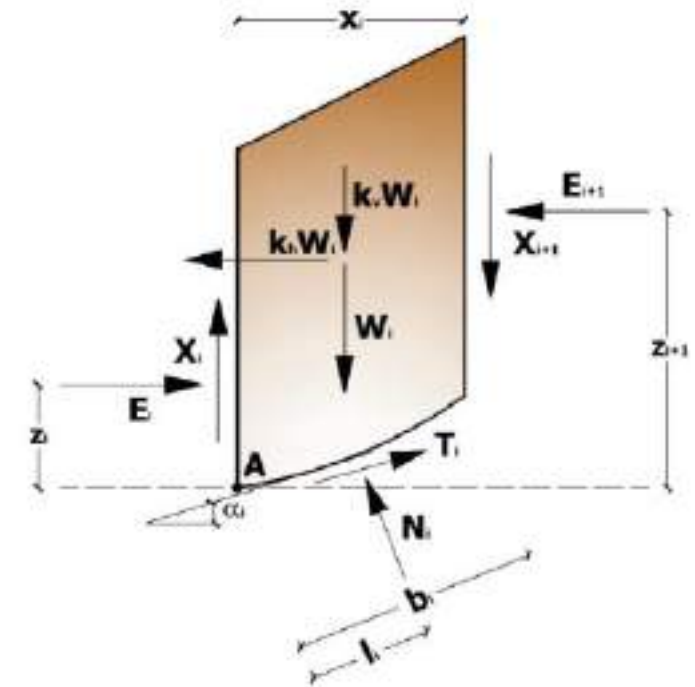




2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Considerando un concio di terreno posto su un'ipotetica superficie di scorrimento, facendo riferimento alla *Figura* , le forze che intervengono nell'equilibrio sono le seguenti:

- W_i peso del concio;
- $k_h W_i$ effetto sismico orizzontale e verticale, schematizzato secondo la procedura pseudo-statica;
- N_i forze normali agenti alla base del concio;
- T_i forze di taglio agenti alla base del concio;
- E_i, E_{i+1} forze normali agenti sull'interfaccia del concio;
- X_i, X_{i+1} forze tangenziali agenti sull'interfaccia dei concii;
- l_i lunghezza della base del concio;
- x_i larghezza del concio;
- α_i angolo di inclinazione della base del concio;
- b_i distanza tra i punti di applicazione delle forze N_i e il punto A della base del concio;
- z_i, z_{i+1} distanza tra i punti di applicazione delle forze E_i e la base del concio.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Le equazioni risolutive del problema derivano dall'imposizione dell'equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione rispetto al punto A:

- ✓ Equazione di equilibrio in direzione verticale:

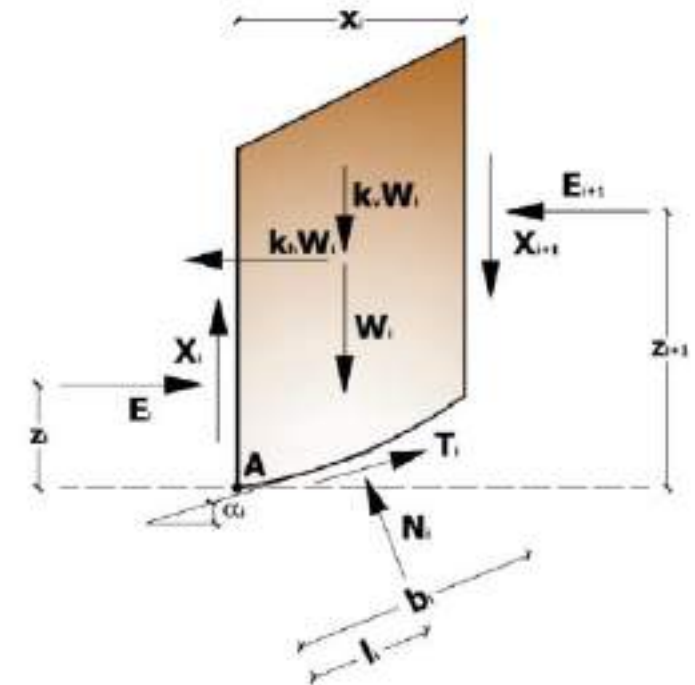
$$W_i(1+k_v) - X_i + X_{i+1} - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i = 0$$

- ✓ Equazione di equilibrio in direzione orizzontale:

$$E_{i+1} - E_i + N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i + k_h W_i = 0$$

- ✓ Equazione di equilibrio alla rotazione:

$$E_i z_i - E_{i+1} (z_{i+1} + x_i \sin \alpha_i) + W_i (1+k_v) \frac{x_i}{2} + X_i x_i - k_h W_i Y_{gi} - N_i l_i$$



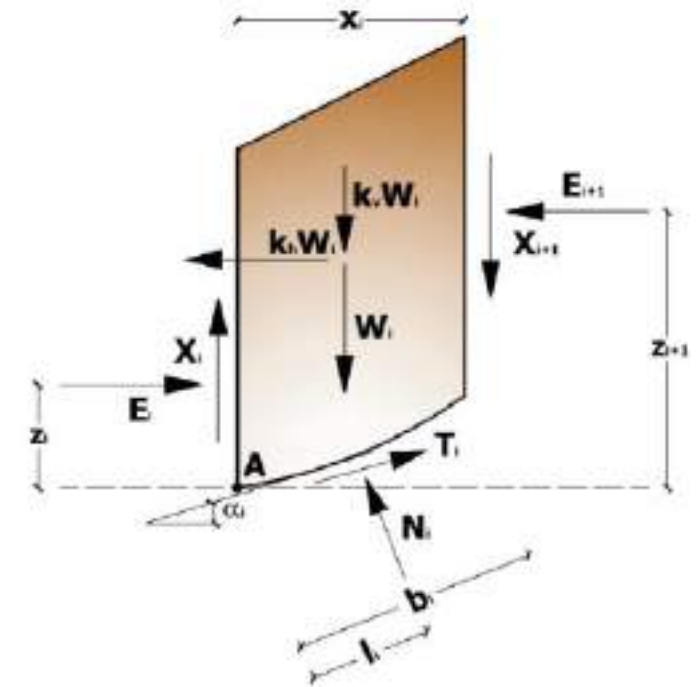


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Le forze di taglio T_i possono essere espresse mediante la legge di *Mohr-Coulomb*:

$$T_i = \frac{c_i b_i + (N_i - u_{ci} b_i) \tan \varphi_i}{F}$$

Sostituendo tale valore nelle formule dell'equilibrio è possibile ottenere le equazioni finali generali per l'analisi di stabilità.

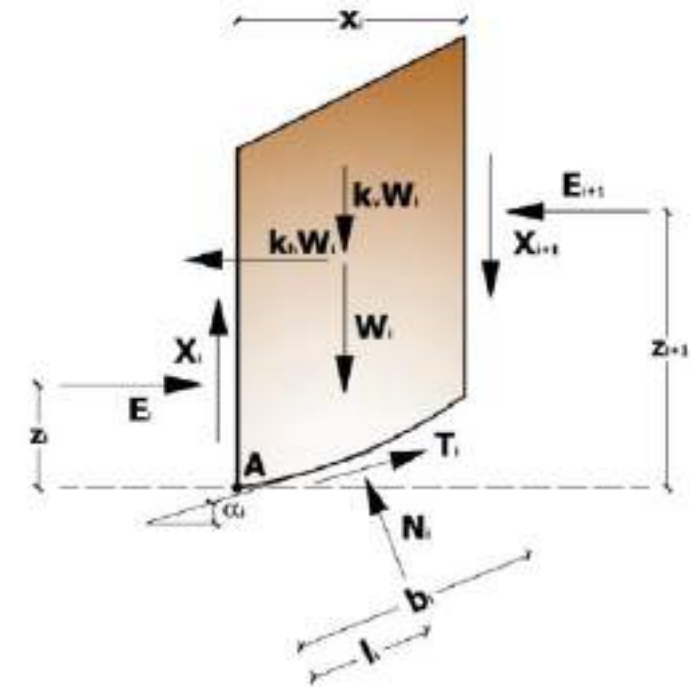




2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

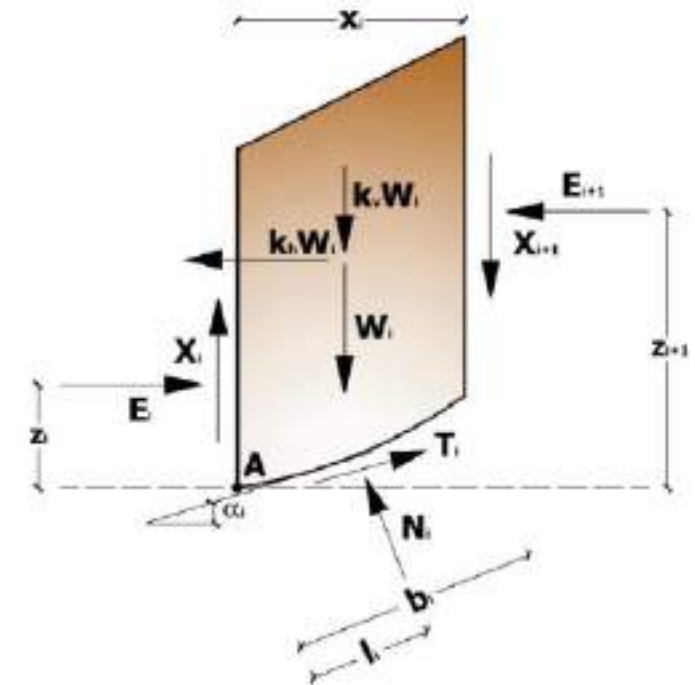
Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$. Le equazioni a disposizione per la risoluzione del problema sono:

- n equazioni di equilibrio dei momenti;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;

Totale numero di equazioni $4n$. Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a:

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.



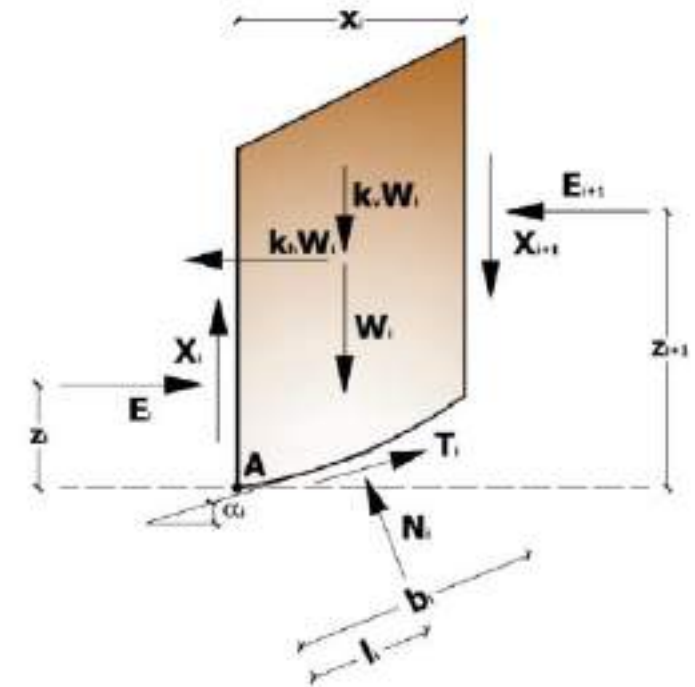


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Per la risoluzione dei problemi di stabilità dei pendii, con il metodo delle strisce esistono numerosi metodi che si differenziano per le diverse semplificazioni adottate per eliminare le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodi con superficie di scorrimento circolare

Metodi con superficie di scorrimento poligonale





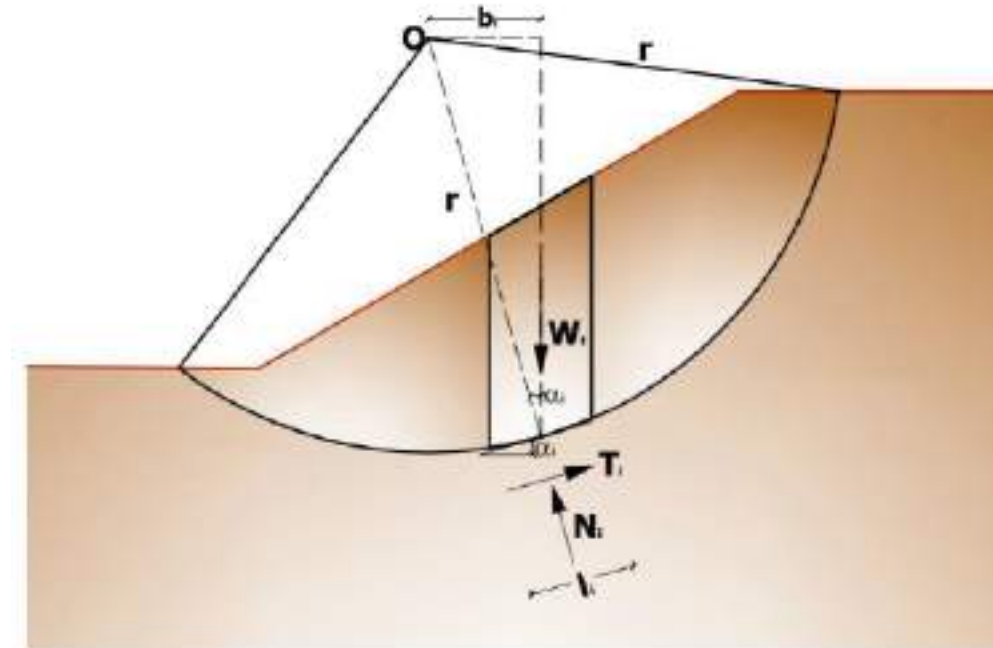
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito

Metodo di Fellenius/Petterson

Il metodo di *Fellenius/Petterson* è il più semplice tra i metodi delle strisce. La risoluzione prevede che la superficie di scorrimento venga assimilata ad un arco di circonferenza il cui centro è posto all'esterno del pendio; il problema è reso staticamente determinato ponendo le forze di interstriscia X_i e E_i trascurabili.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

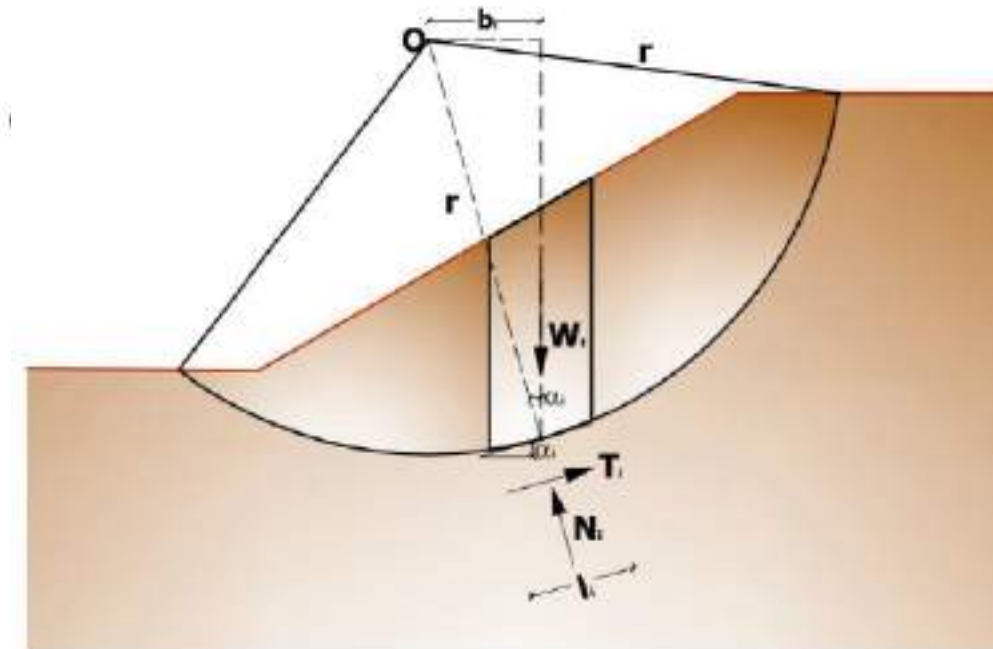
Metodo di Fellenius/Petterson

Il problema risulta pertanto determinato in quanto il numero di equazioni disponibili risulta pari al numero di incognite da calcolare:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Totale incognite: $(2n+1)$. Le equazioni a disposizione invece sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.





2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

L'espressione del coefficiente di sicurezza è data dal rapporto tra il momento stabilizzante e il momento sollecitante definiti dalle seguenti espressioni:

- ✓ Momento resistente M_{res} , dato dalla sommatoria delle forze resistenti moltiplicate per il raggio r della superficie circolare assunta come superficie di rottura:

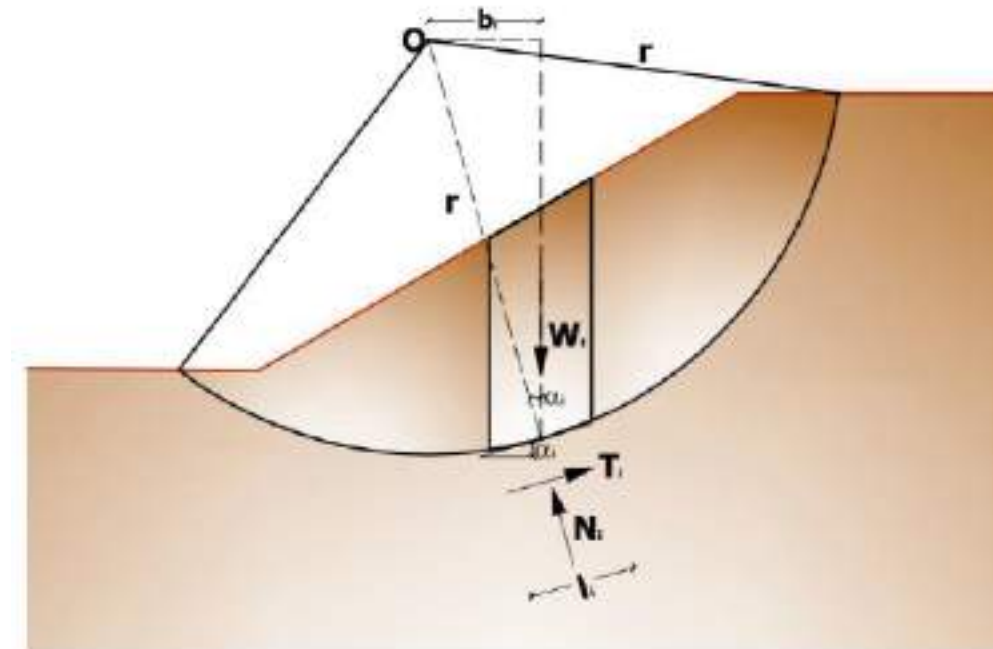
$$M_{res} = r \cdot \sum_i [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]$$

- ✓ Momento sollecitante M_{sol} , definito come la sommatoria dei prodotti tra i pesi dei conci e i bracci dei rispettivi baricentri rispetto al centro del cerchio di scorrimento:

$$M_{sol} = \sum_i W_i b_i$$

Esprimendo $b_i = r \cdot \sin \alpha_i$, è possibile riscrivere il valore di FS:

$$FS = \frac{M_{res}}{M_{sol}} = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]$$





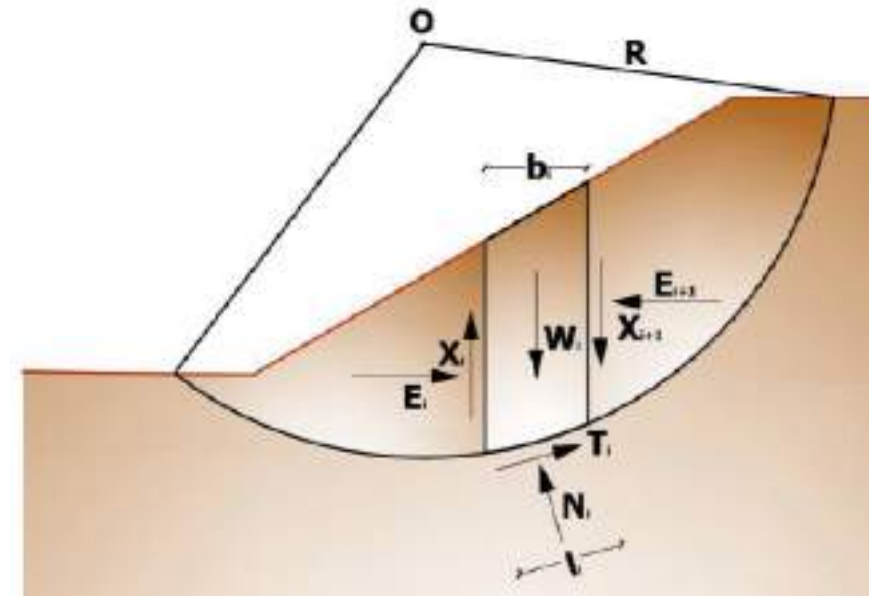
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Analisi di stabilità di un pendio finito

Metodo di Bishop

Il *metodo di Bishop* semplificato, valido per superfici di scorrimento di forma circolare, rende staticamente determinato il problema ponendo trascurabili le forze interconco (X_i e E_i) e imponendo nulla, per ogni conco, la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali. Lo schema della suddivisione dei conci e dell'azione delle forze è rappresentato in *Figura* e si basa sulla definizione dell'equilibrio dei momenti e delle forze verticali:



$$FS = \frac{M_{res}}{M_{sol}}$$



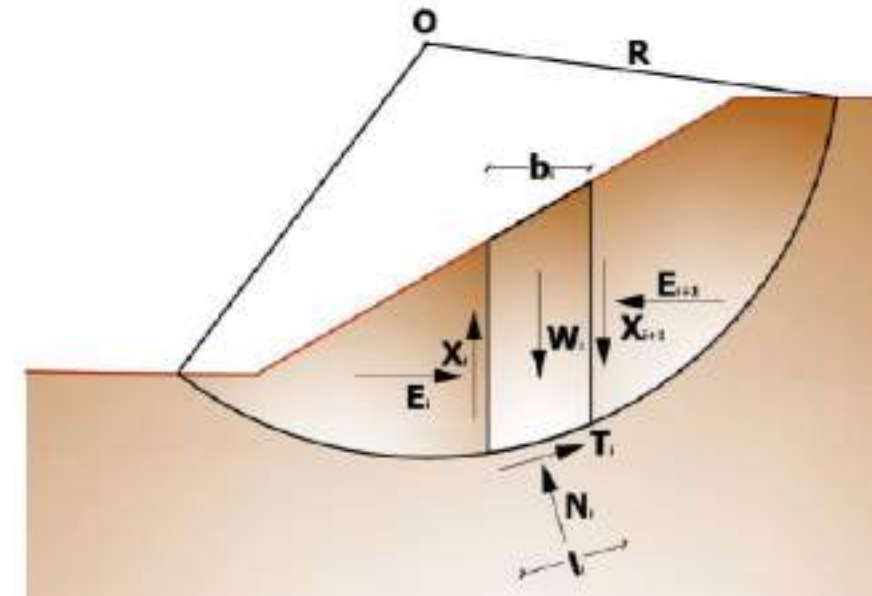
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Considerando l'equilibrio delle forze verticali, dopo aver espresso la resistenza mobilizzata T_i come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza FS , è possibile esprimere il valore della forza normale N_i :

$$N_i = \frac{W_i - u_i b_i - \left(\frac{1}{FS} \right) c b_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{FS}}$$

Sostituendo il valore di N_i ricavato dall'equilibrio delle forze verticali nell'equazione del coefficiente di sicurezza si ricava la seguente espressione di FS :

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{FS}}$$



$$FS = \frac{M_{res}}{M_{sol}}$$



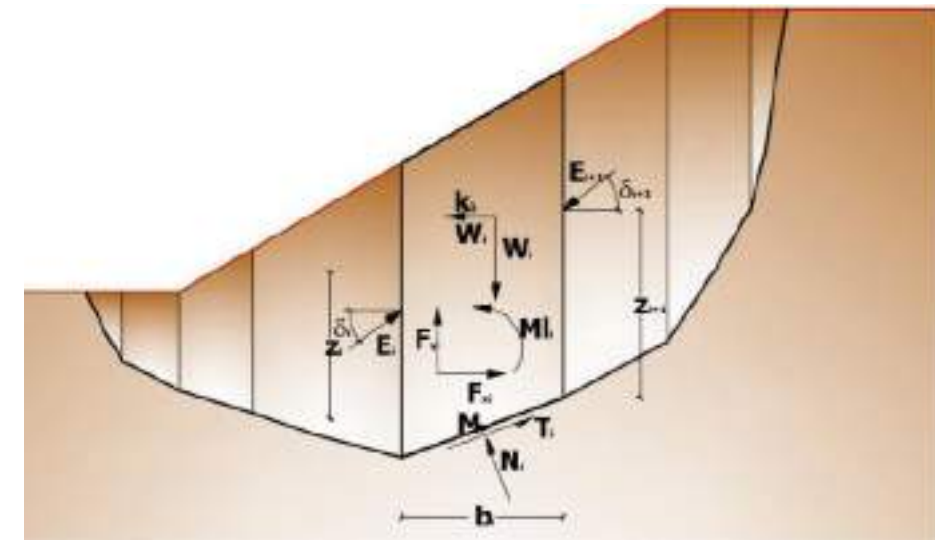
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Metodo di Janbu

Il metodo di Janbu risulta staticamente determinato in virtù delle seguenti assunzioni:

- i piani di divisione dei conci sono sempre verticali;
- le rette di azione della forza peso dei blocchi passano dal centro dell' i -esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto M ;
- la forza normale N_i agisce al centro dell' i -esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto M ;
- l'altezza z_i di applicazione della forza E_i agente tra i blocchi, è posta, nel punto finale della superficie di scorrimento, pari a zero $z_i=0$.





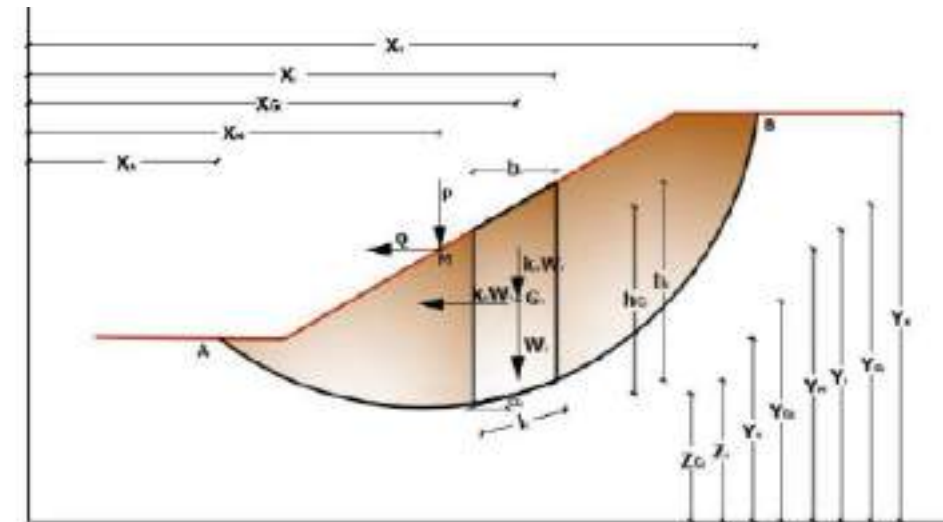
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Metodo di Bell

Il *metodo di Bell* considera l'equilibrio globale della massa considerata; la suddivisione in conci viene effettuata solo per comodità di calcolo ma non è necessario ai fini della convergenza del problema. Oltre alle forze agenti sul concio viste in precedenza, il metodo di Bell inserisce nel calcolo anche le componenti sismiche modulandole in funzione del peso del concio attraverso i coefficienti sismici K_h e k_v .

L'ipotesi semplificativa adottata da Bell per risolvere l'indeterminatezza del sistema, è quella di presupporre nota la conoscenza della distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di rottura utilizzando le equazioni di equilibrio globale sull'intera massa mobilitata.



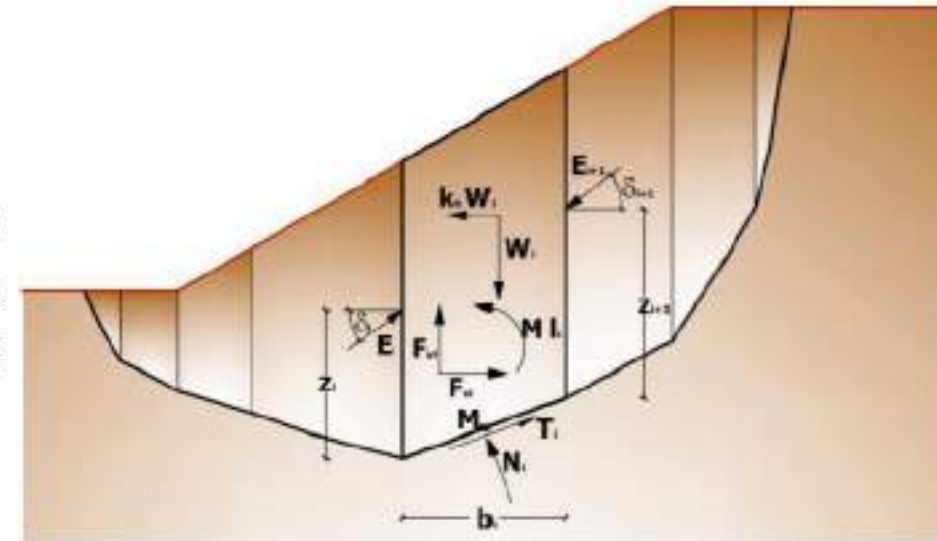


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

I Metodi all'Equilibrio Limite (LEM)

Metodo di Spencer

Il metodo all'equilibrio limite di Spencer richiede l'equilibrio delle forze e dei momenti agenti sui conci. Tali conci sono ricavati suddividendo l'area interessata dal movimento mediante piani verticali. La superficie di scorrimento può avere forma generica.



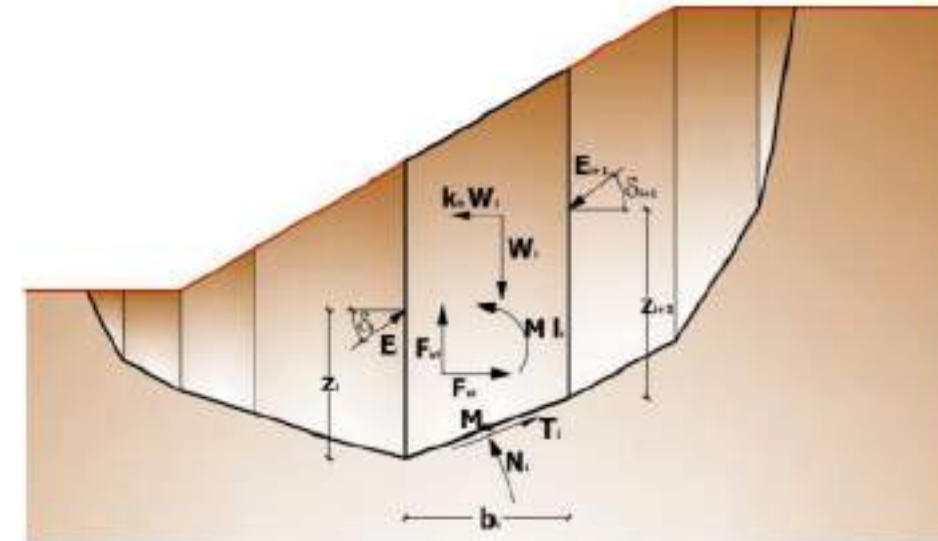


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Metodo di Spencer

Il metodo di Spencer si fonda sulle seguenti assunzioni che rendono staticamente determinato il problema:

- i piani di divisione dei conci sono sempre verticali;
- le rette di azione della forza peso dei blocchi passano dal centro dell' i -esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto M ;
- la forza normale N_i agisce al centro dell' i -esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto M ;
- l'inclinazione delle forze E_i agenti tra i conci è costante per ogni blocco, ed è pari a δ (solo nel punto finale del corpo in frana $\delta_1=0$);
- tutti i momenti sono nulli $M_j=0$ con $i=1.....n$;



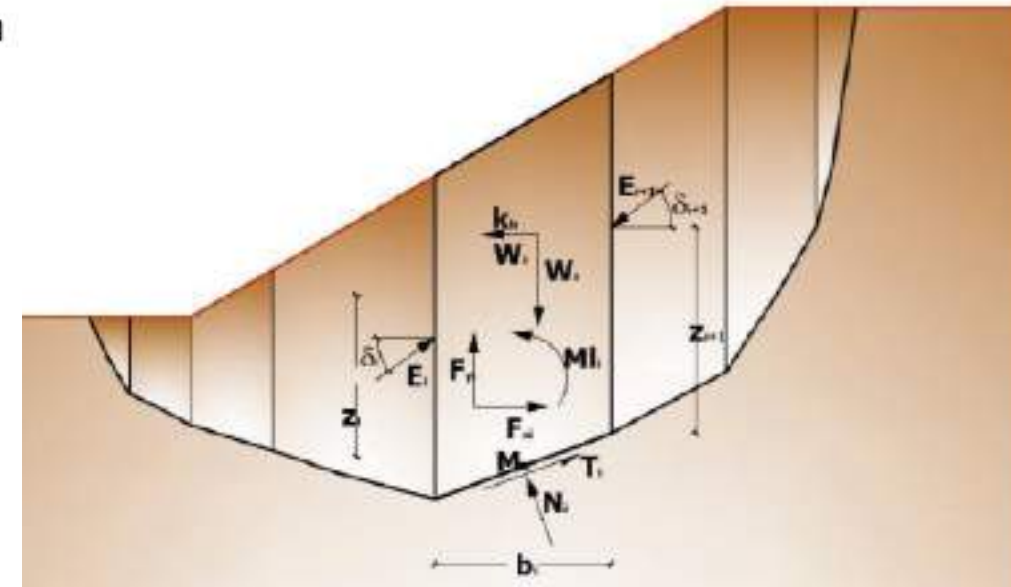


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Metodo di Morgenstern-Price

Le forze agenti su ogni singolo blocco sono le medesime forze elencate per il metodo di Spencer; le assunzioni fatte da *Morgenstern-Price* per la risoluzione del problema sono le seguenti:

- i piani di divisione dei conci sono sempre verticali;
- le rette di azione della forza peso dei blocchi passano dal centro dell'*i*-esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto *M*;
- la forza normale N_i agisce al centro dell'*i*-esimo segmento della superficie di scorrimento, rappresentato dal punto *M*;
- l'inclinazione delle forze E_i agenti tra i blocchi, δ_i , è diversa per ogni blocco e nel punto finale della superficie di scivolamento è posto $\delta=0$.



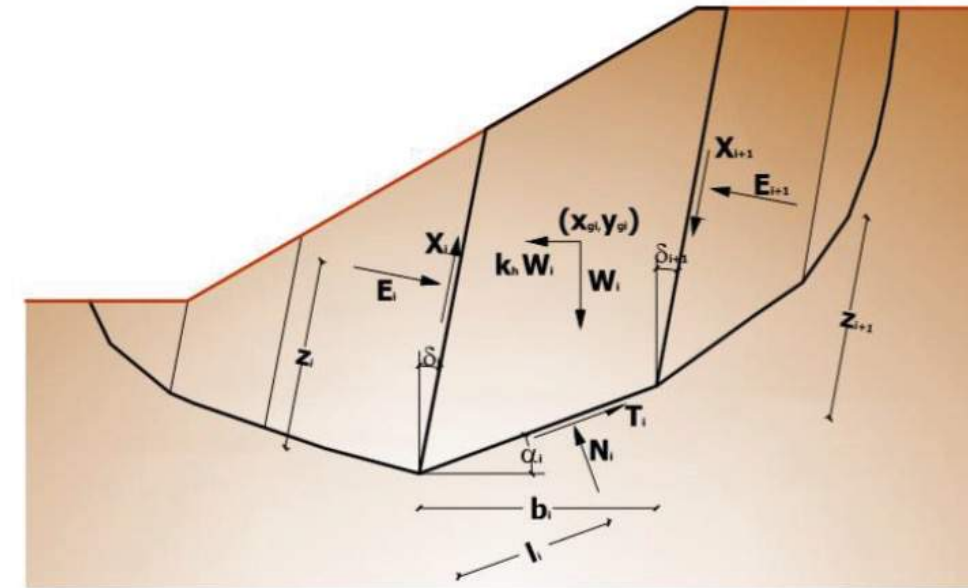


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Metodo di Sarma

Il *metodo di Sarma* rientra nella categoria generale dei metodi delle strisce all'equilibrio limite ossia un metodo in cui non è necessario che la superficie di scorrimento sia circolare ma può essere ipotizzata di forma qualsiasi.

È un metodo di analisi di stabilità semplice ma allo stesso tempo accurato e affidabile che segue una procedura diversa dagli altri metodi all'equilibrio limite. *Sarma*, infatti, punta a determinare il valore di accelerazione sismica orizzontale necessaria affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica k_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.



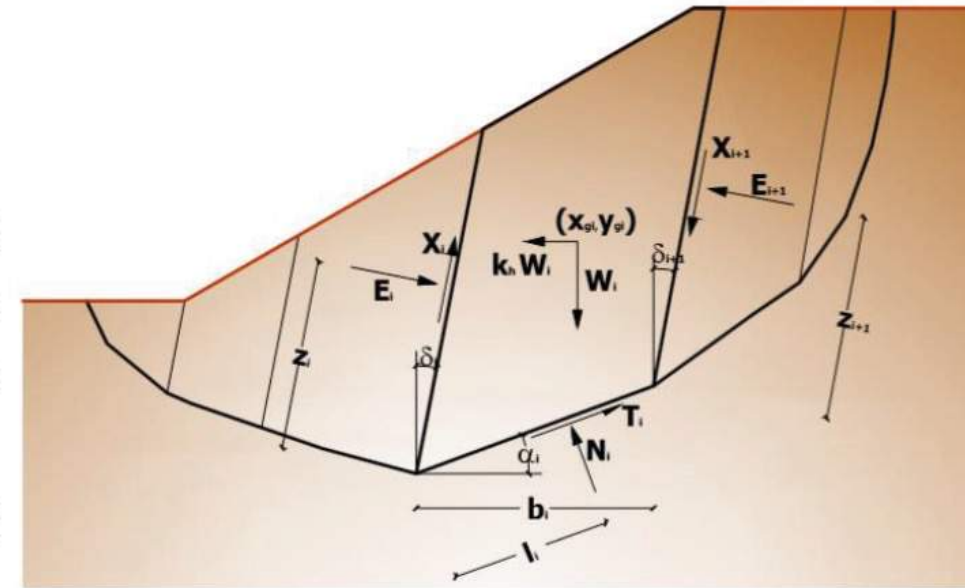


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Metodo di Sarma

Si basa sulla verifica delle condizioni di equilibrio delle forze e dei momenti dei singoli blocchi. Per cui i singoli conci sono definiti dividendo la porzione di suolo mobilitata con delle superfici che, in generale, possono avere diverse inclinazioni.

La *Figura* descrive la suddivisione in conci della massa mobilitata e le azioni agenti sui singoli conci:





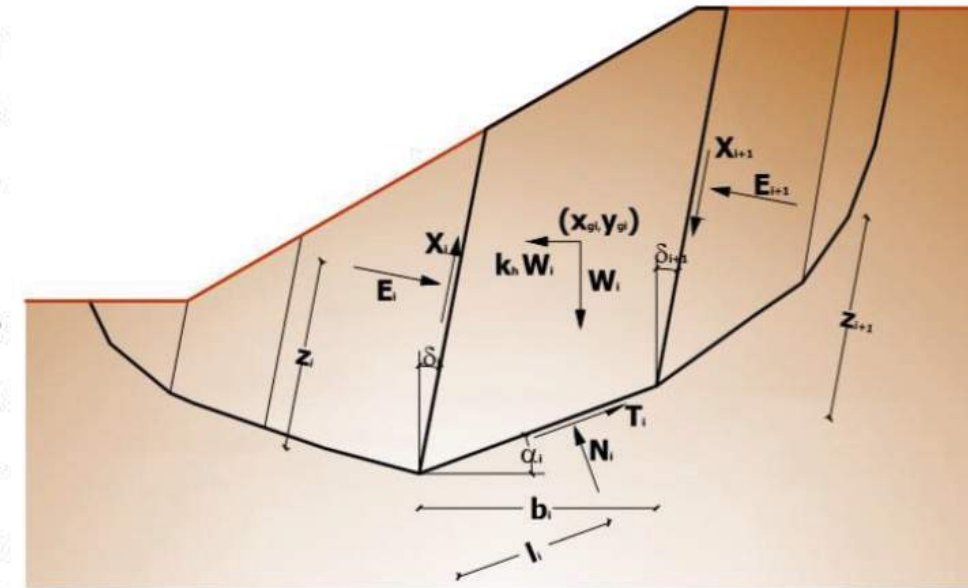
2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

Metodo di Sarma

Nell'equilibrio delle forze possono essere inseriti dei sovraccarichi aventi inclinazione generica. Tutte le forze che contribuiscono a definire le condizioni di equilibrio sono proiettate lungo le direzioni di riferimento orizzontali e verticali, riassunte poi nelle componenti F_{xi} e F_{yi} .

Il coefficiente k_h , utilizzato per definire l'effetto sismico orizzontale, è un termine costante denominato *fattore di accelerazione orizzontale* e viene introdotto nell'analisi al fine di soddisfare l'equilibrio sui singoli conci.

Il calcolo di equilibrio limite richiede la soluzione di $6n-1$ incognite, dove n sta per il numero di conci in cui è stata suddivisa la massa soggetta a scorrimento.



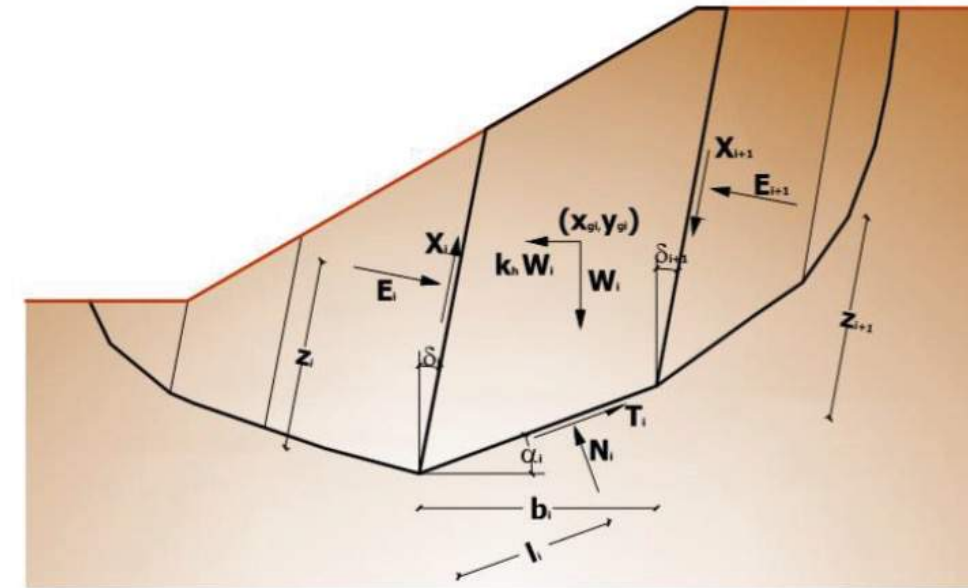


2) Metodi per le analisi di stabilità dei pendii

È evidente che l'indeterminatezza $n-1$ deve essere eliminata provvedendo con una stima a priori di alcuni valori. Se la stima viene effettuata sui punti di applicazione delle forze interconco E_i l'errore che ne deriva è relativamente piccolo e il problema diventa staticamente determinato e, risolvendo il sistema di equazioni, si ottengono tutte le altre incognite.

Il risultato principale dell'analisi condotta con il metodo di *Sarma* è il fattore di accelerazione sismica con il quale si arriva a determinare il valore di *FS*.

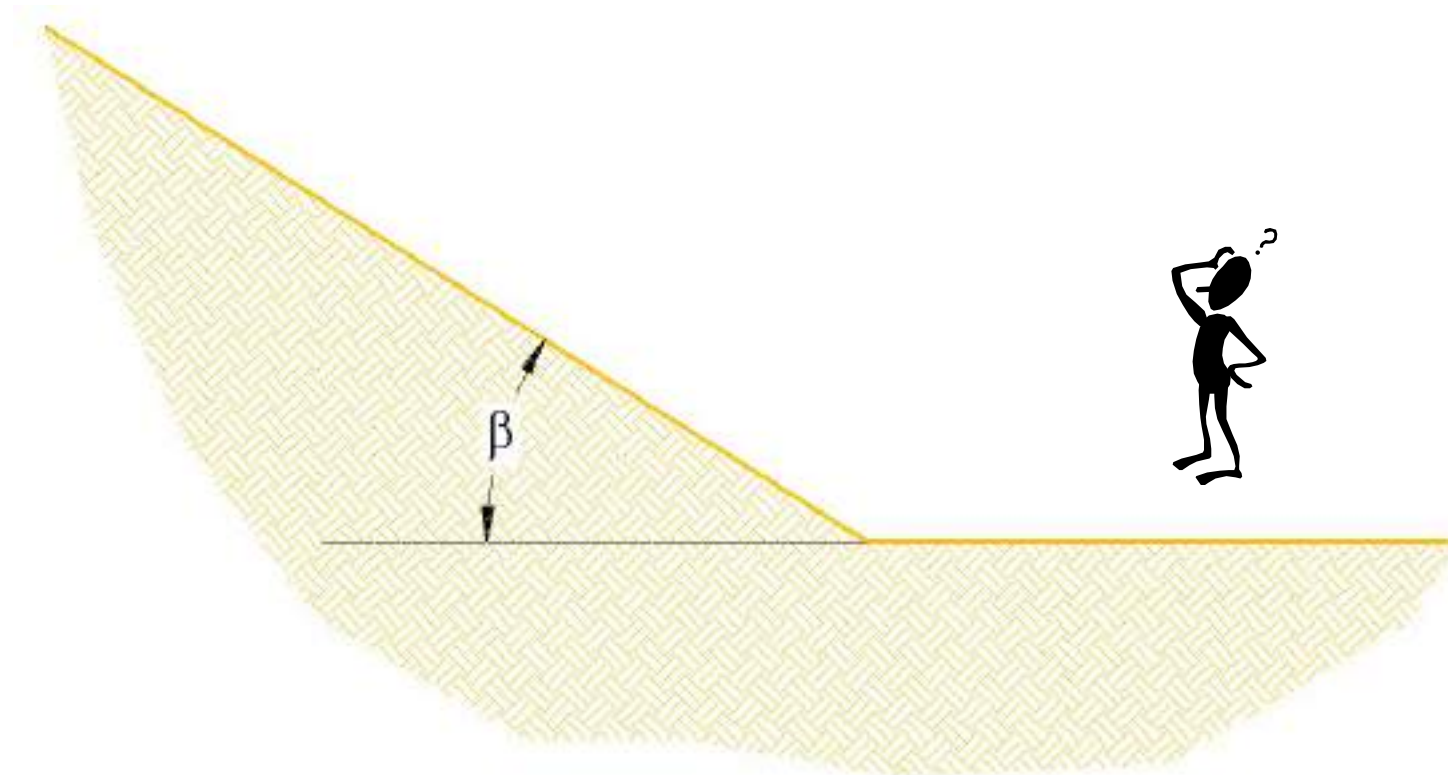
Il fattore di sicurezza *FS* infatti, viene calcolato mediante un processo iterativo che consiste nel ridurre i parametri di resistenza del terreno c e $\tan\phi$ in modo da raggiungere un valore di k_h che fornisca il valore di *FS* precedentemente fissato. Le iterazioni si ripetono fin quando il valore di k_h è prossimo a zero o ad un valore specificato.





3) Metodi semplificati

*Problematiche geotecniche di cantiere:
stabilità di un fronte di scavo*



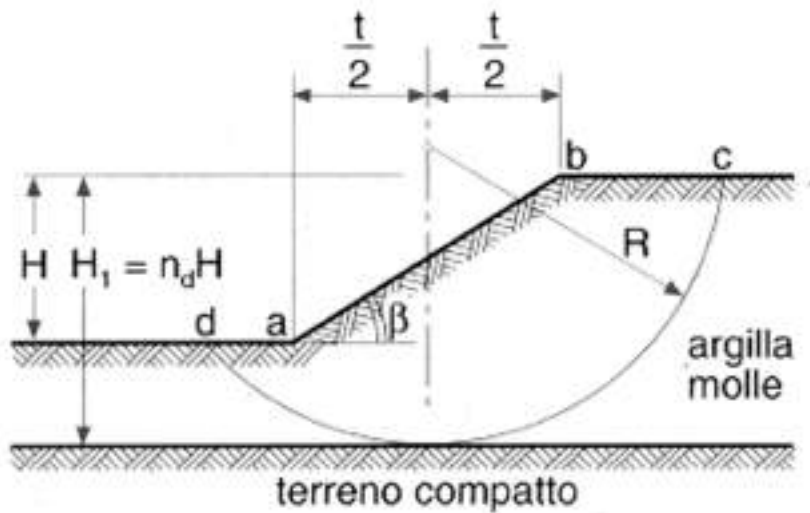


3) Metodi semplificati

Problematiche geotecniche di cantiere:
stabilità di un fronte di scavo

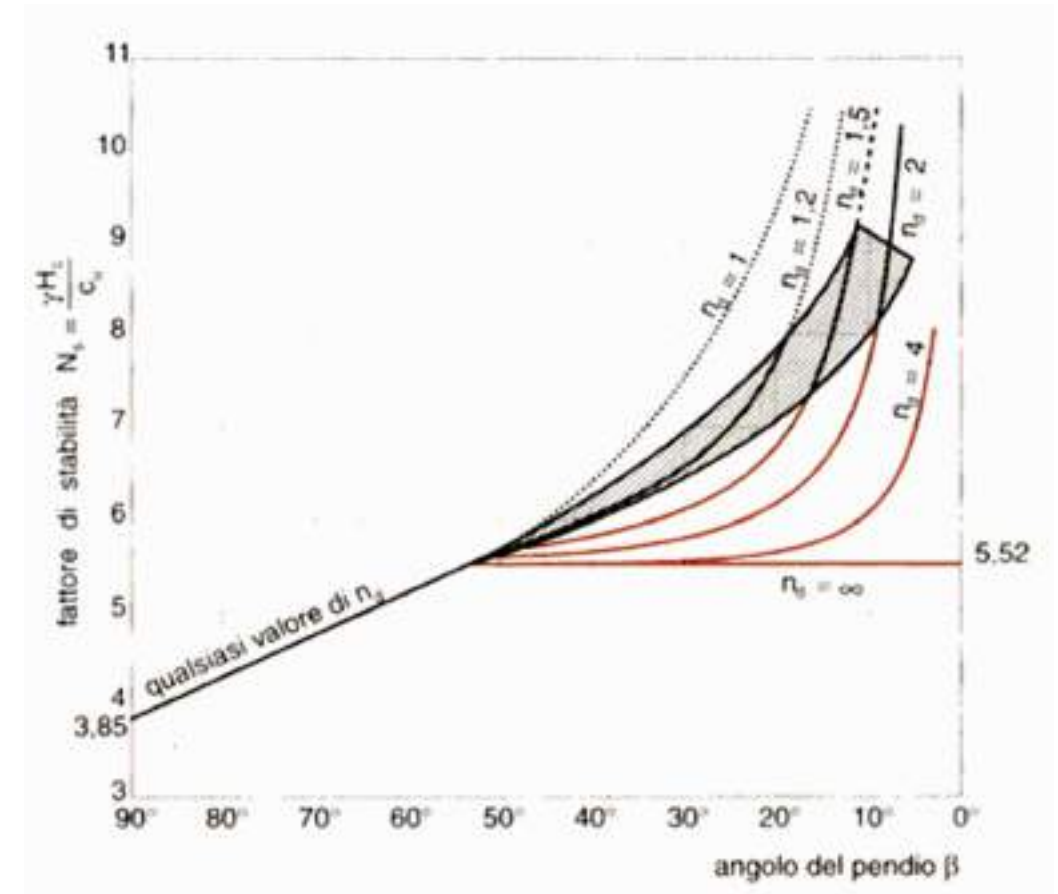
“Carte di stabilità” di Taylor:

Terreni dotati di sola coesione:



Altezza critica:

$$H_c = N_s \cdot \frac{C_u}{\gamma}$$



$$FS = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot H}$$



3) Metodi semplificati

Problematiche geotecniche di cantiere:
stabilità di un fronte di scavo

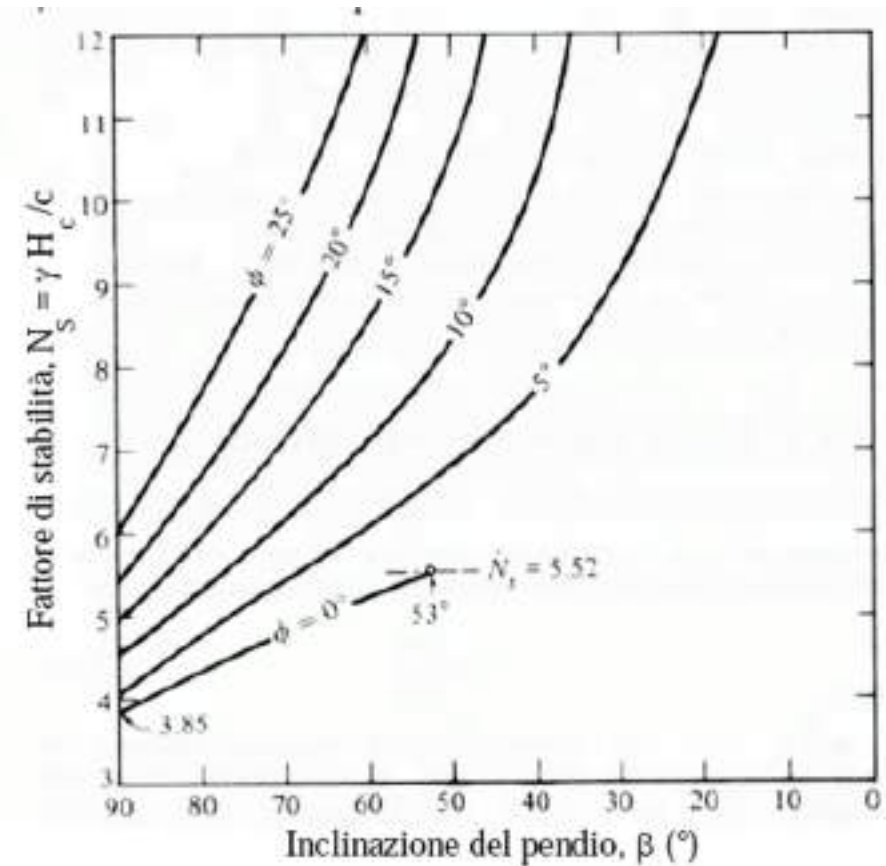
“Carte di stabilità” di Taylor:

Terreni dotati di attrito e coesione:



Altezza critica:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c}{\gamma}$$



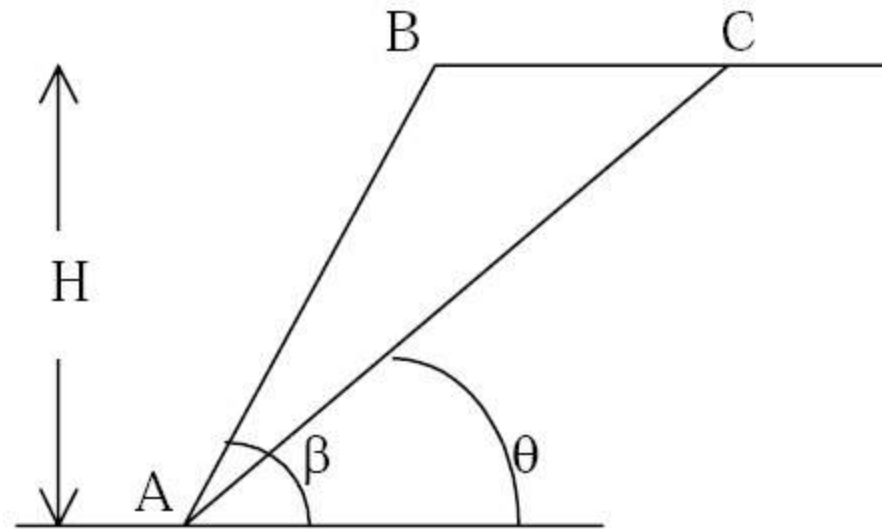
$$FS = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$



3) Metodi semplificati

Problematiche geotecniche di cantiere:
stabilità di un fronte di scavo

Metodo di Culmann



Altezza critica:

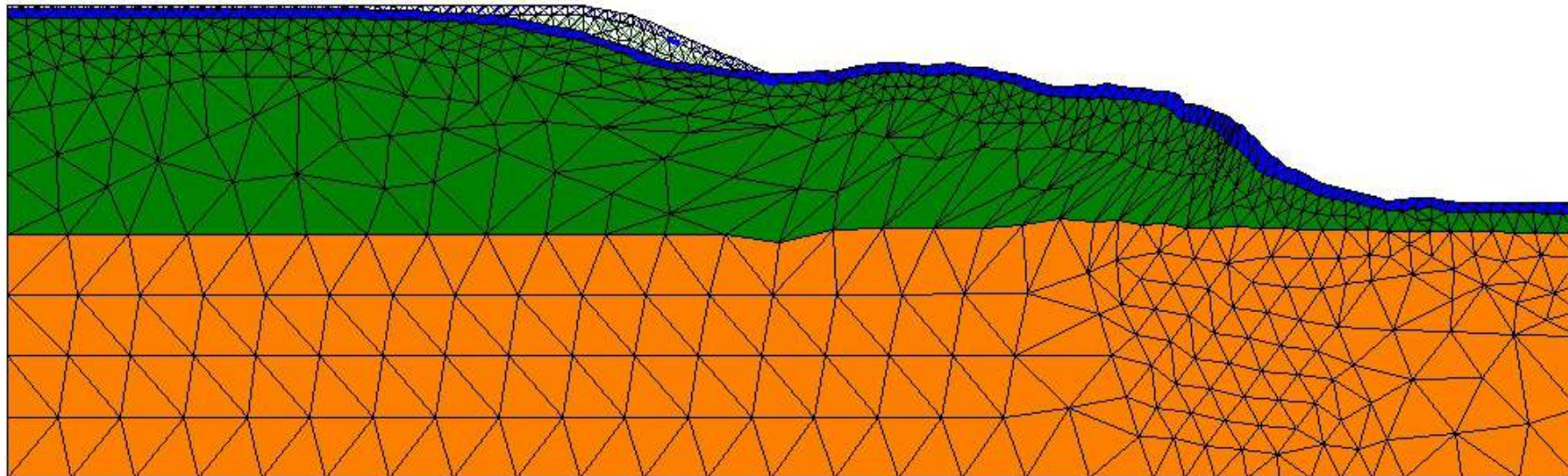
$$H_{cr} = \frac{4 \cdot c}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right]$$



4) Cenni sui Metodi Numerici

A differenza dei LEM, i metodi numerici consentono di ottenere la descrizione dello stato tensionale e deformativo all'interno del corpo di frana.

La loro applicazione, tuttavia, è giustificata solo nel caso in cui il quadro conoscitivo sia notevolmente approfondito

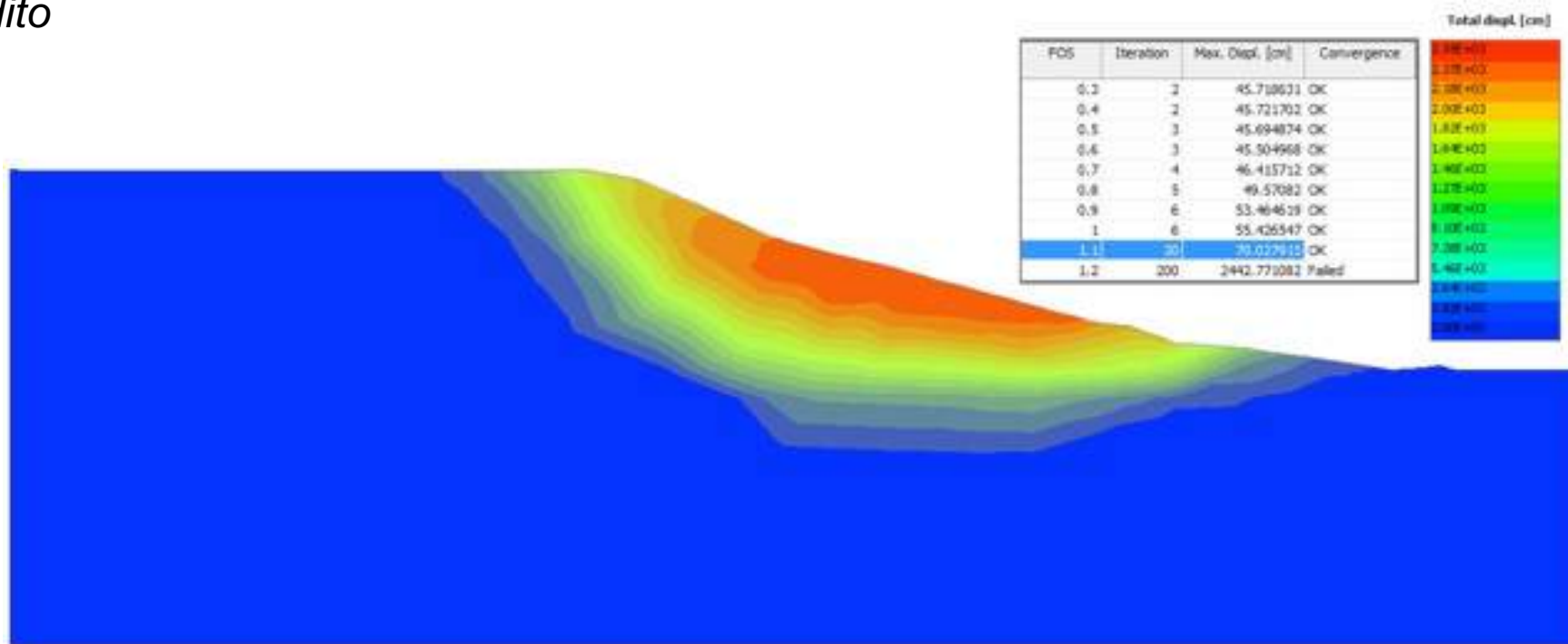




4) Cenni sui Metodi Numerici

A differenza dei MEL, i metodi numerici consentono di ottenere la descrizione dello stato tensionale e deformativo all'interno del corpo di frana.

La loro applicazione, tuttavia, è giustificata solo nel caso in cui il quadro conoscitivo sia notevolmente approfondito





Parte Seconda: Interventi di stabilizzazione

Contenuti:

- 1) Richiami normativi*
- 2) Generalità sugli interventi di stabilizzazione*
- 3) Opere di sostegno*
- 4) Ancoraggi/Chiodature*
- 5) Riprofilature/Zavorramenti al piede*
- 6) Drenaggi*



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

*Spedite abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma*

GAZZETTA  **UFFICIALE**
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 20 febbraio 2018

**SI PUBBLICA TUTTI I
GIORNI NON FESTIVI**

**DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85001 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA**

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

NTC 2018

CAPITOLO 6 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA

- 6.3. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**
- 6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI**
- 6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO**
- 6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO**
- 6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA**
- 6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE**
- 6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO**



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

NTC 2018

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve tener conto delle cause promotrici della frana, del meccanismo di collasso ipotizzato o in atto, dei suoi caratteri cinematici e del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. Il progetto degli interventi deve essere basato su specifici modelli geotecnici di sottosuolo.

L'adeguatezza del margine di sicurezza raggiunto per effetto degli interventi di stabilizzazione deve essere giustificato dal progettista.

Oltre alla valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione nei confronti del meccanismo di collasso più critico, è necessario verificare le condizioni di sicurezza connesse con altri, diversi, meccanismi di collasso, compatibili con gli interventi ipotizzati.



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

NTC 2018

6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

Circolare 2019

11-2-2019

Supplemento ordinario n. 5 alla GAZZETTA UFFICIALE

Serie generale - n. 35

CIRCOLARI

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.



Interventi di stabilizzazione

1) Richiami normativi

C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.



Interventi di stabilizzazione

2) Generalità sugli interventi di stabilizzazione

Secondo le NTC 2018 (6.3.4), le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Il coefficiente di sicurezza dei pendii naturali è espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente lungo la superficie di scorrimento (τ):

$$FS = \tau_f / \tau$$

qualunque circostanza che dia luogo a diminuzione della resistenza al taglio e/o ad aumento della tensione di taglio agente contribuisce all'instabilità

$$INSTABILITÀ \Leftrightarrow FS = 1$$



Interventi di stabilizzazione

2) Generalità sugli interventi di stabilizzazione

*la più frequente causa di innesco dei fenomeni franosi
è la pioggia*

CAUSE D'INCREMENTO DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE	CAUSE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA
- carichi esterni , quali manufatti, acqua , neve	- aumento delle pressioni interstiziali - deformazioni
- aumento del peso in seguito all'aumento del contenuto d'acqua	- rigonfiamento (argille) - deterioramento della matrice
-rimozione di una parte della massa in seguito a scavo	- disgelo di terreno congelato o di lenti di ghiaccio
- shock provocati da terremoti o esplosioni	
- erosione - acqua nelle fessure di trazione	



Interventi di stabilizzazione

2) Generalità sugli interventi di stabilizzazione

Molte sono le situazioni riguardanti pendii naturali, rilevati e scavi che richiedono la verifica di stabilità. Laddove si rendesse necessario incrementare il valore del grado di sicurezza, andranno progettate opere in grado di aumentare le resistenze disponibili e/o diminuire lo stato di sollecitazione.

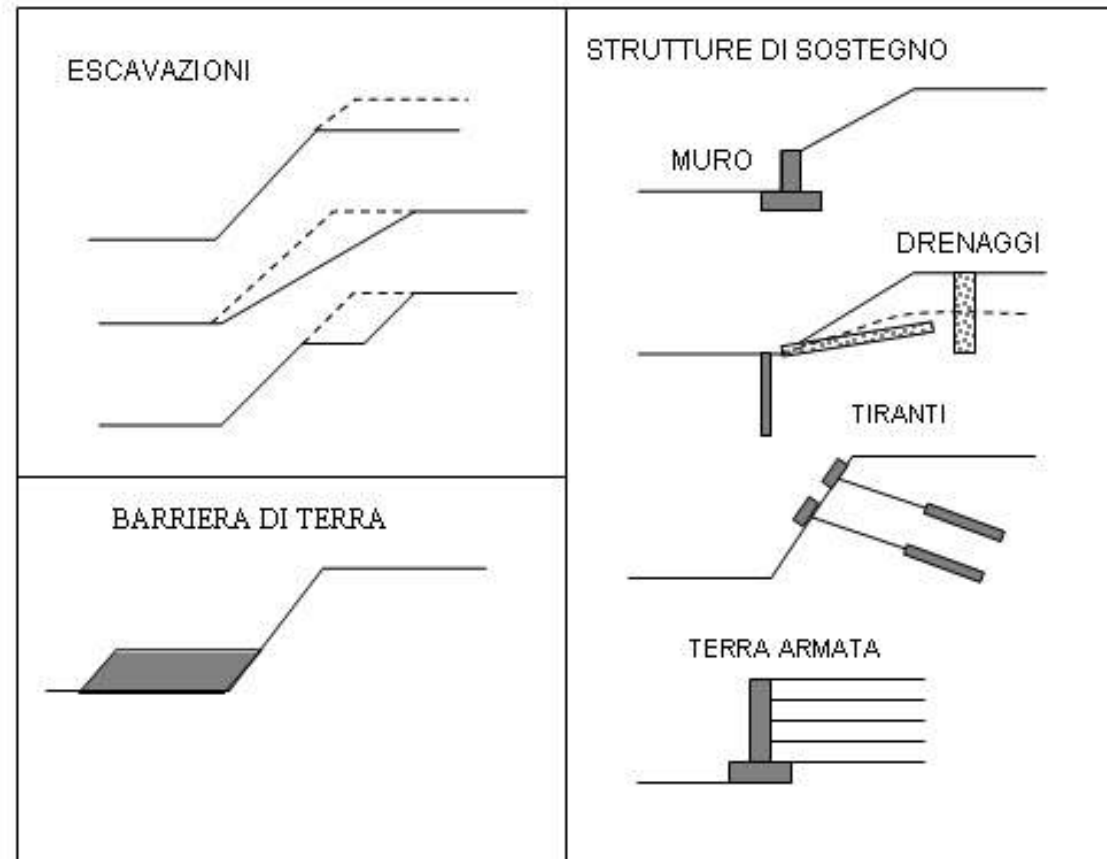
Tali opere possono ricondursi principalmente alle seguenti categorie:

- 1. Opere di sostegno (muri, gabbionate, terre rinforzate, paratie di pali);***
- 2. Ancoraggi/Chiodature;***
- 3. Riprofilature/Zavorramenti al piede;***
- 4. Drenaggi.***



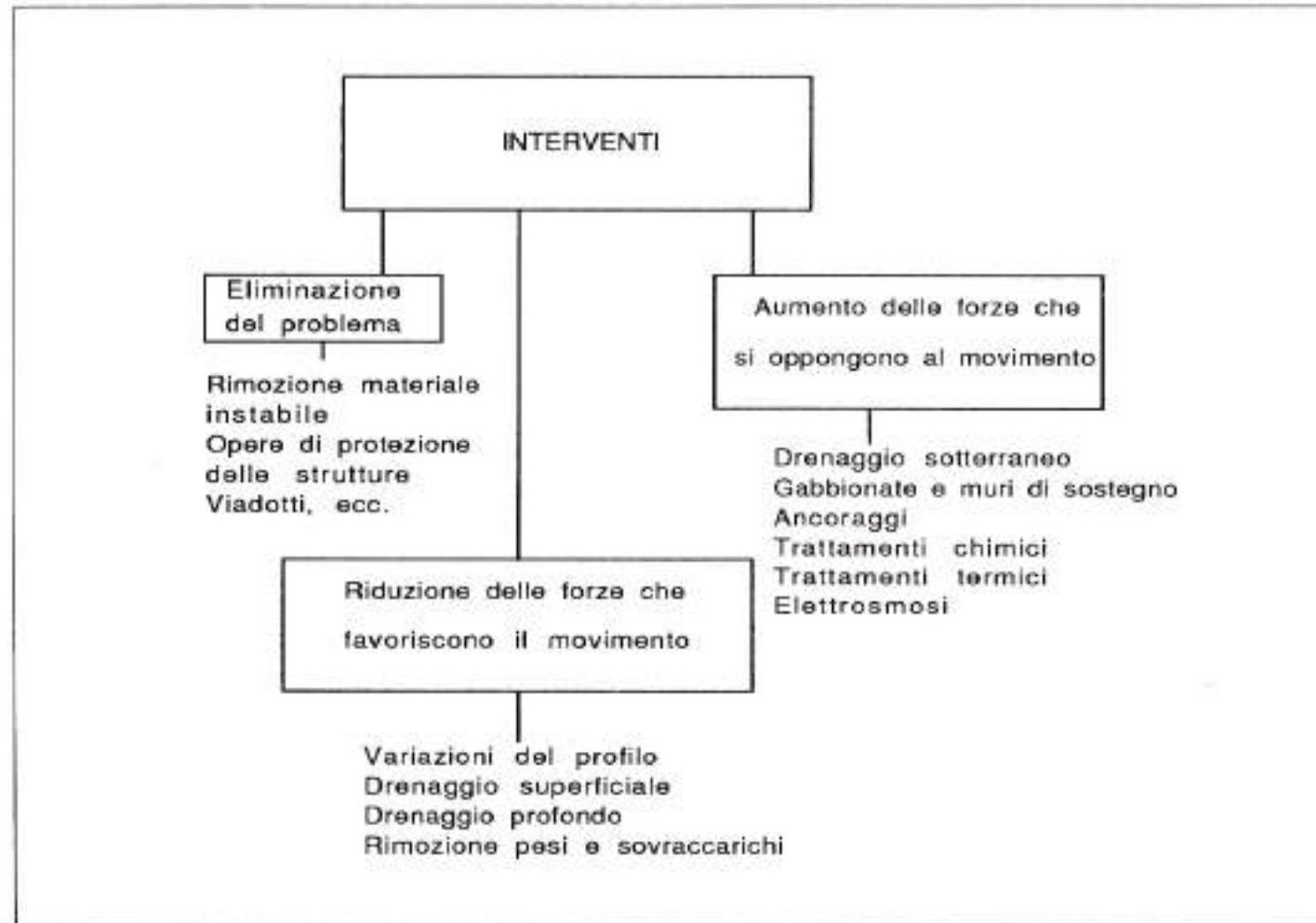
Interventi di stabilizzazione

2) Generalità sugli interventi di stabilizzazione





Interventi di stabilizzazione



(Da Canuti et Al., 1992)



Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

I muri di sostegno hanno lo scopo di prevenire lo smottamento di pendii naturali ripidi o di assicurare la stabilità di pendii artificiali sagomati con pendenze superiori alla pendenza di equilibrio naturale.

Le tipologie di muri possono variare a seconda della forma, o delle caratteristiche strutturali, e si distinguono in:

Muri a gravità: sono strutture in pietrame o in calcestruzzo, che risultano stabili in virtù del peso proprio.

Muri a sbalzo o a mensola: sono caratterizzati da una suola di fondazione, in cui è inserita una parete verticale, che permette di sfruttare il peso del rinterro che si scarica su tale suola per aiutare ad equilibrare la spinta del terreno.



Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Per quanto riguarda il terreno, le ipotesi sono:

- *modello di tipo rigido – plastico, con criterio di rottura alla Mohr – Coulomb;*
- *condizioni drenate.*

Per quanto concerne la configurazione geometrica le ipotesi prevedono:

- *paramento interno del muro piano o comunque inclinato;*
- *una superficie delimitante il terrapieno piana o comunque inclinata.*

Per quanto riguarda il cinematismo del sistema muro-terreno:

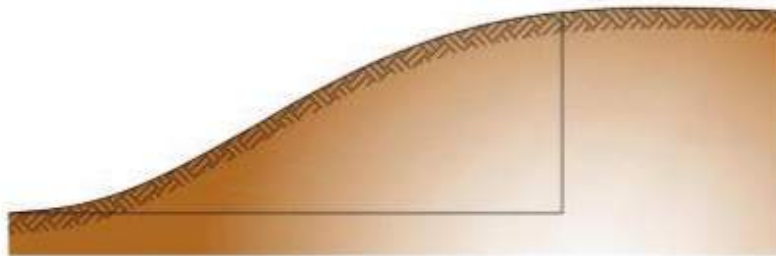
- *la superficie, delimitante inferiormente il cuneo, piana e passante per il tacco del muro.*
- *il muro può traslare lungo il piano di posa o ruotare intorno allo spigolo di valle,, portando il terreno in una condizione di stato limite «attivo» sotto l'azione delle forze statiche e dei carichi pseudostatici.*



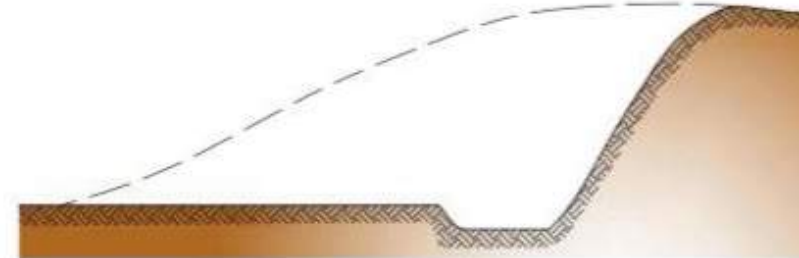
Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

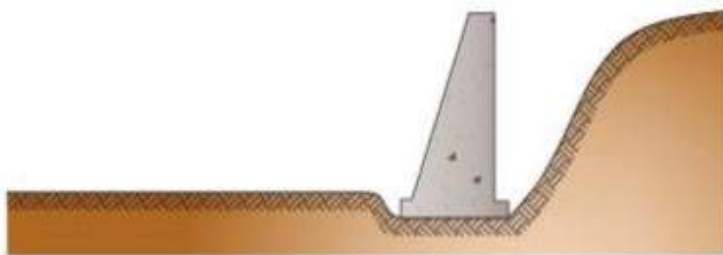
Muri a gravità



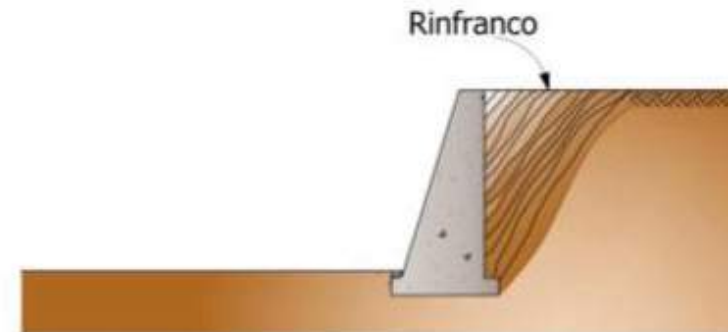
(a)



(b)



(c)



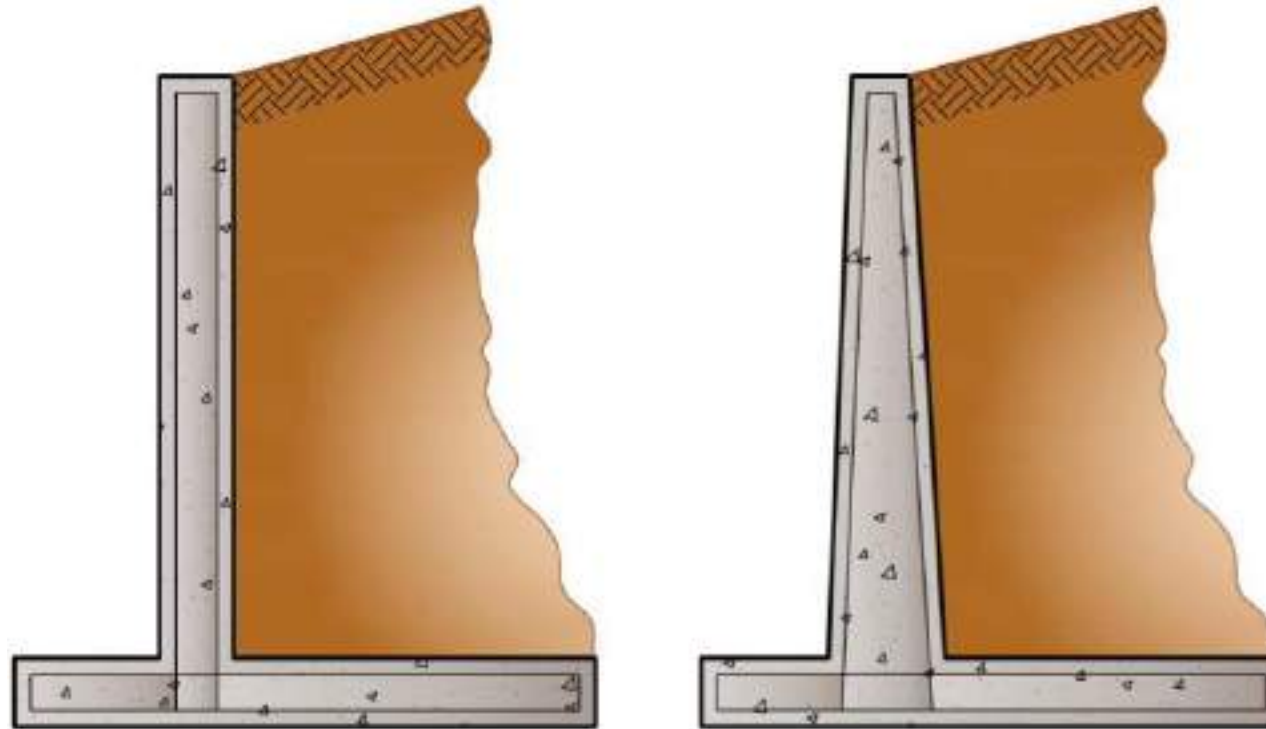
(d)



Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Muri a mensola





Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Gabbionate

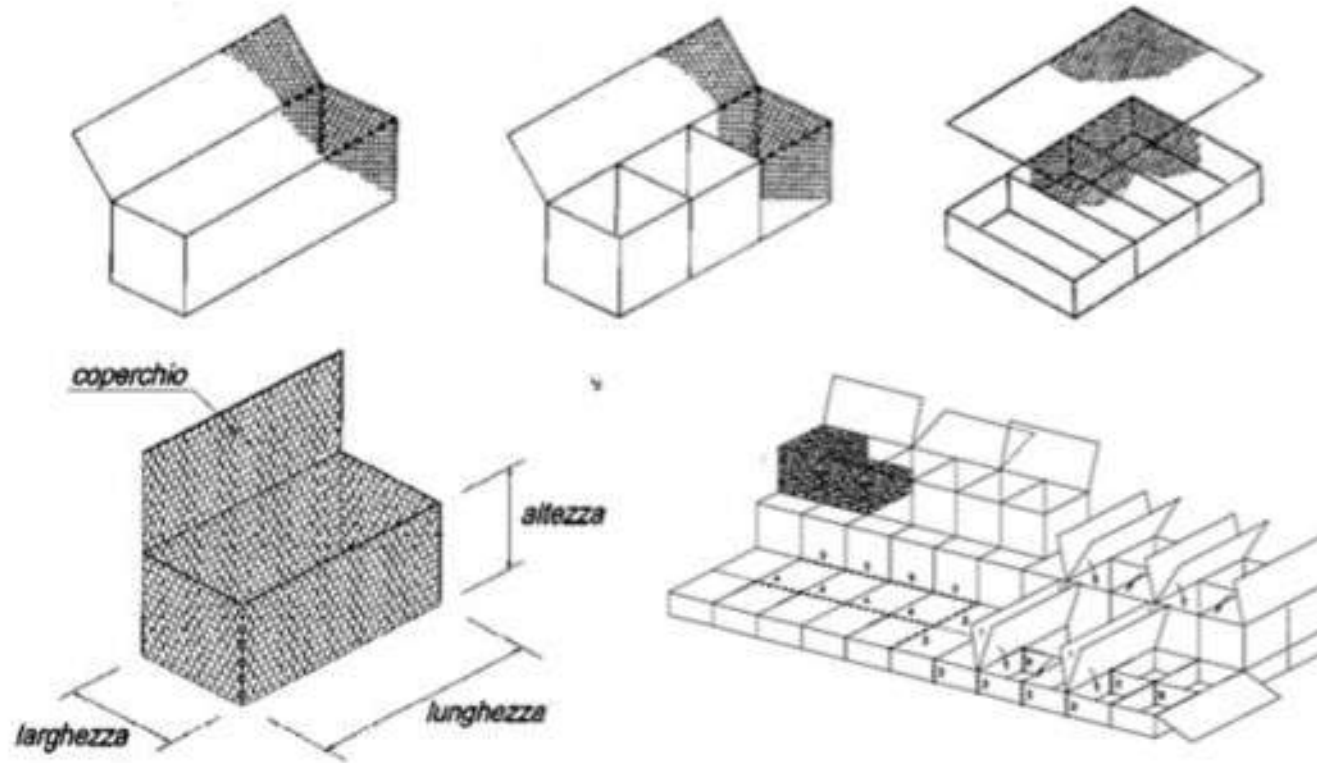




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Gabbionate

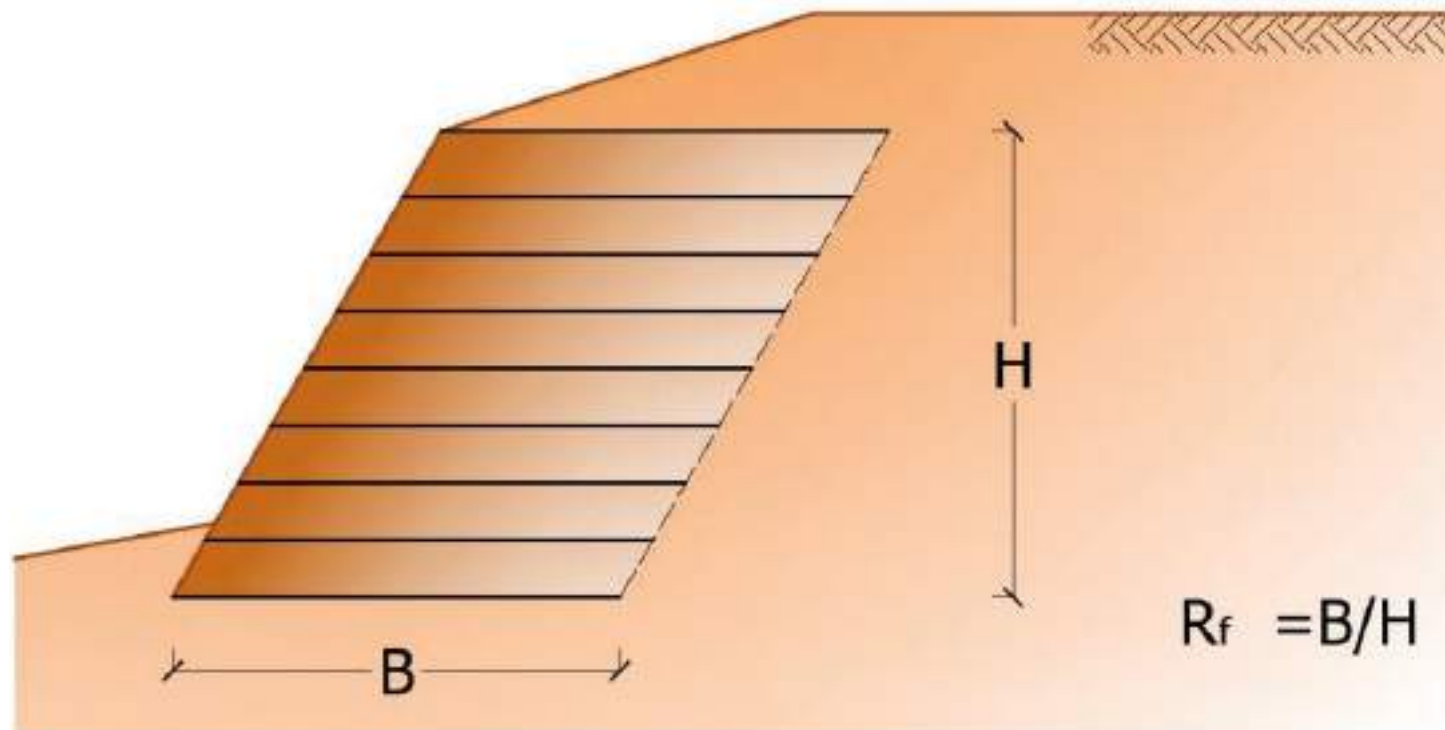




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Terre rinforzate

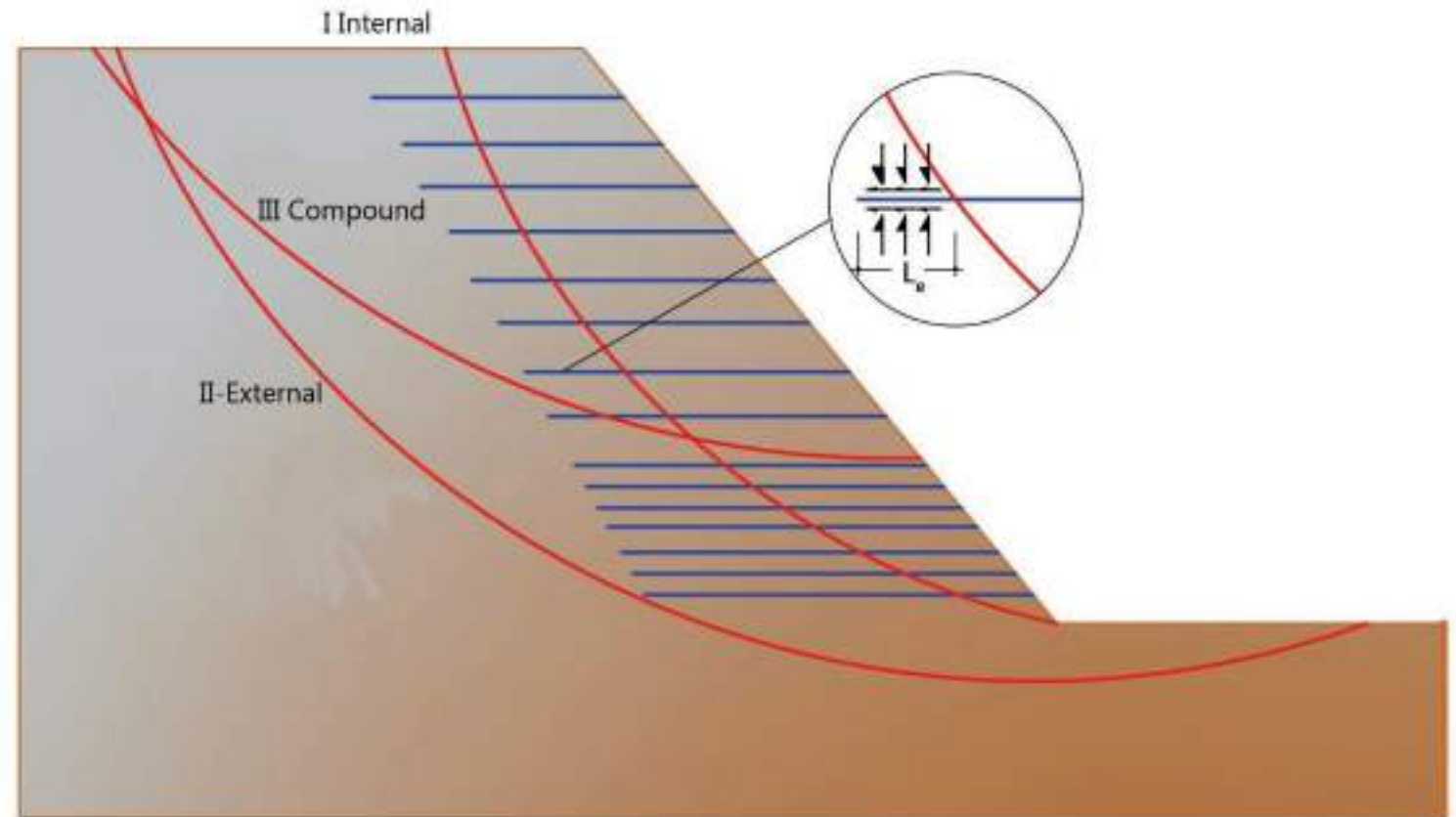




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Terre rinforzate

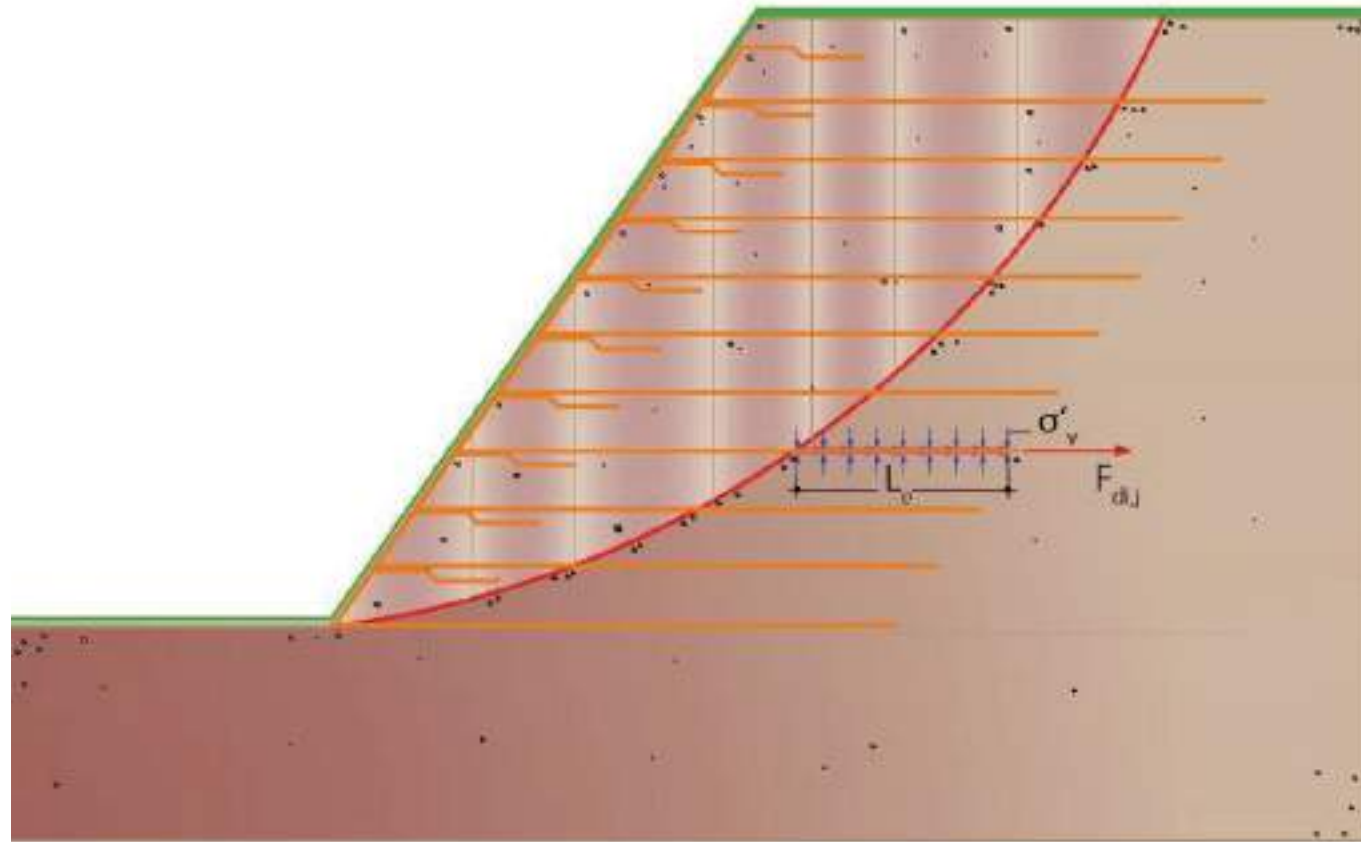




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Terre rinforzate

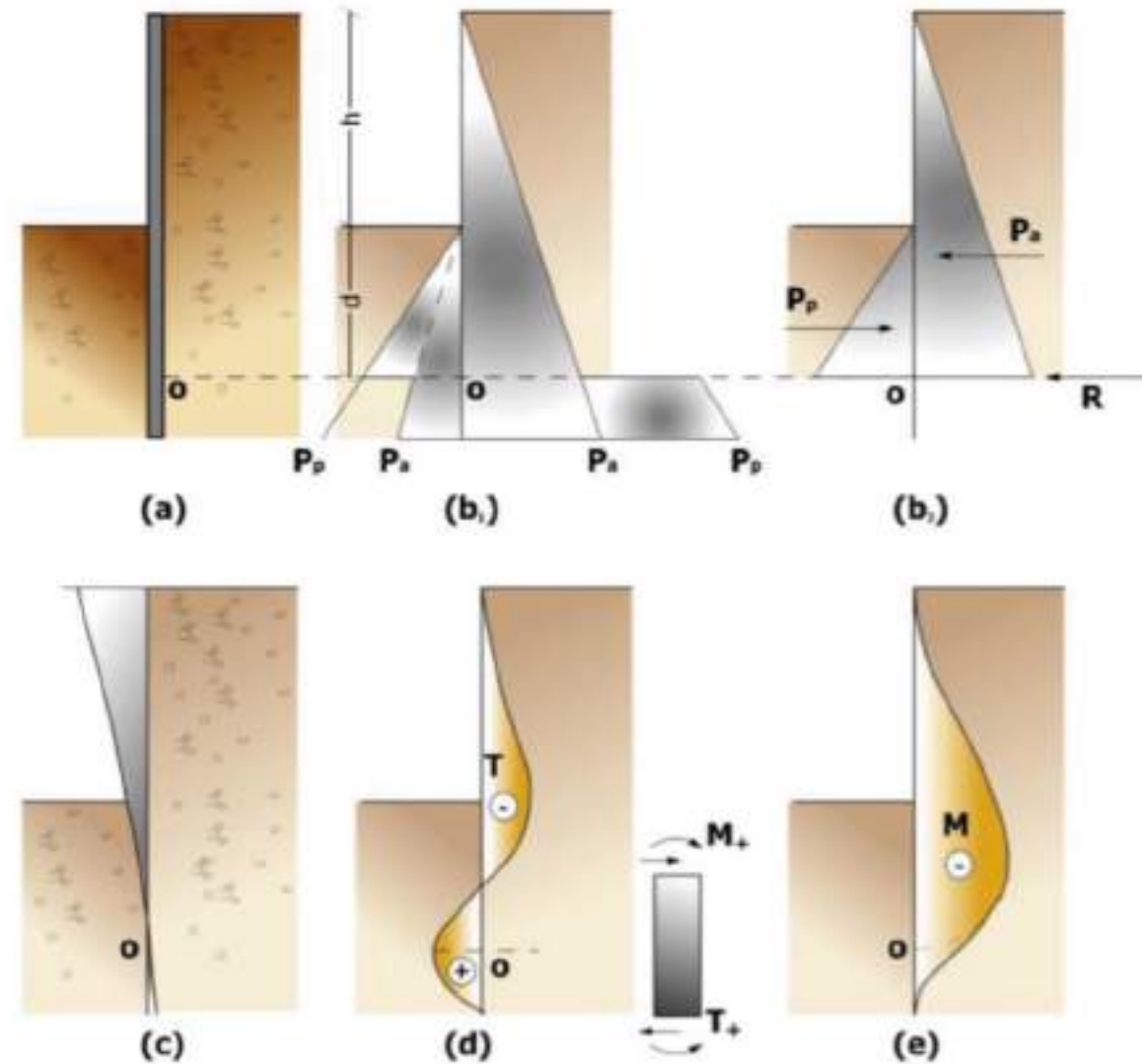




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Paratie di pali

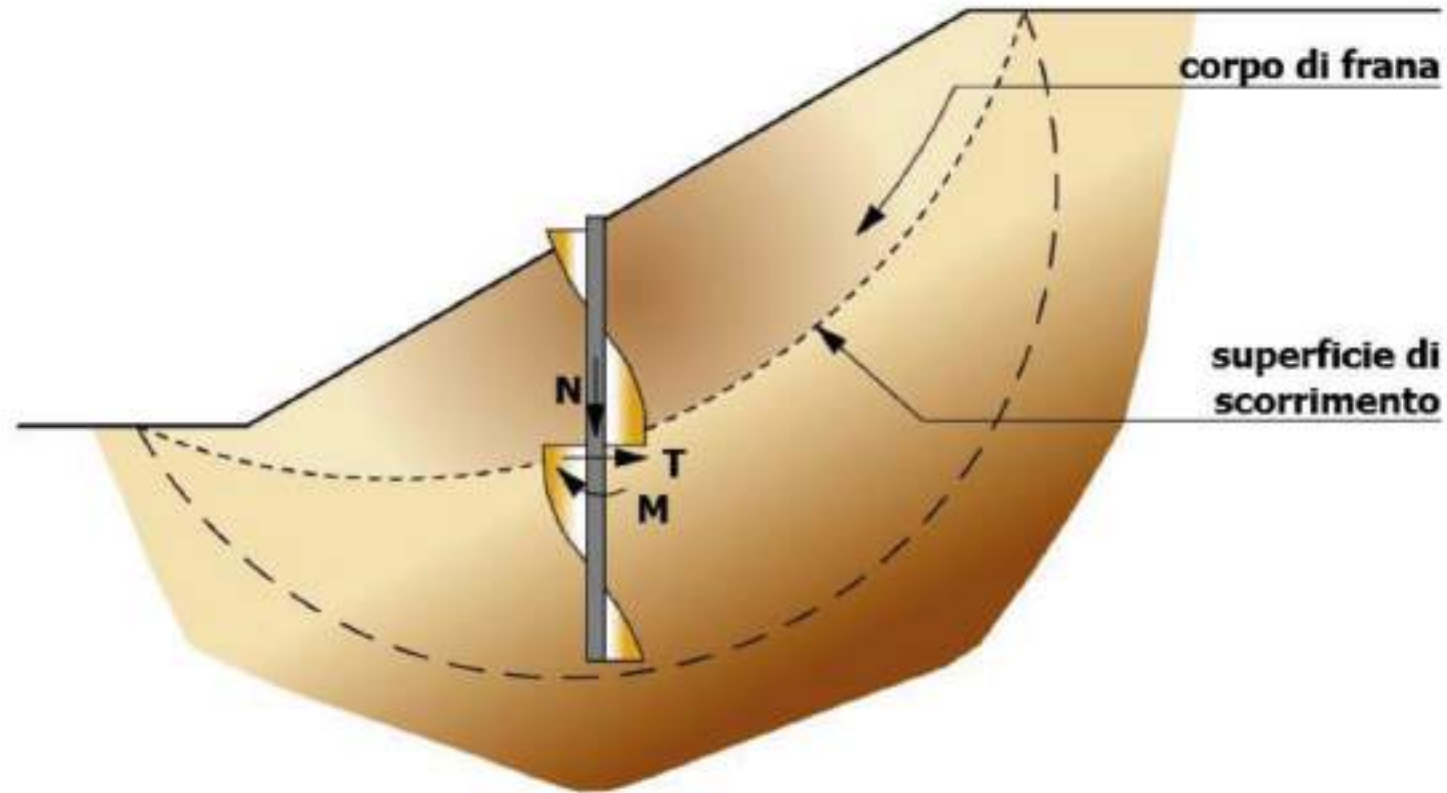




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Paratie di pali

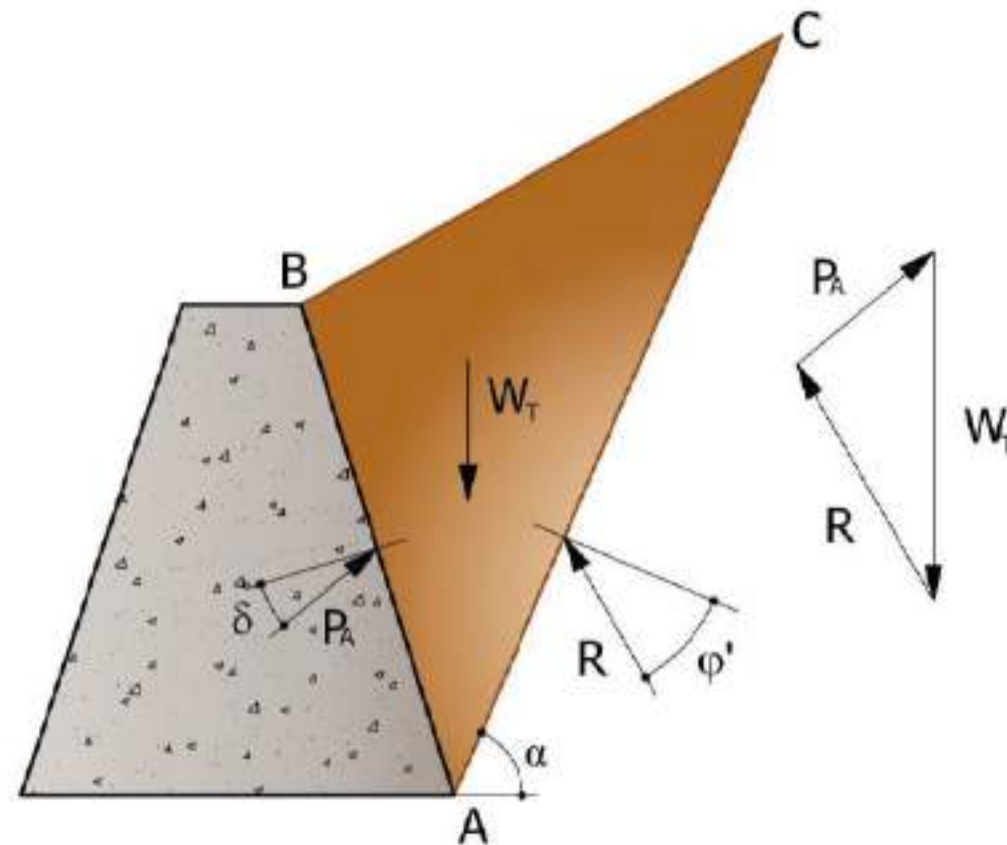




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Azioni sulle opere di sostegno

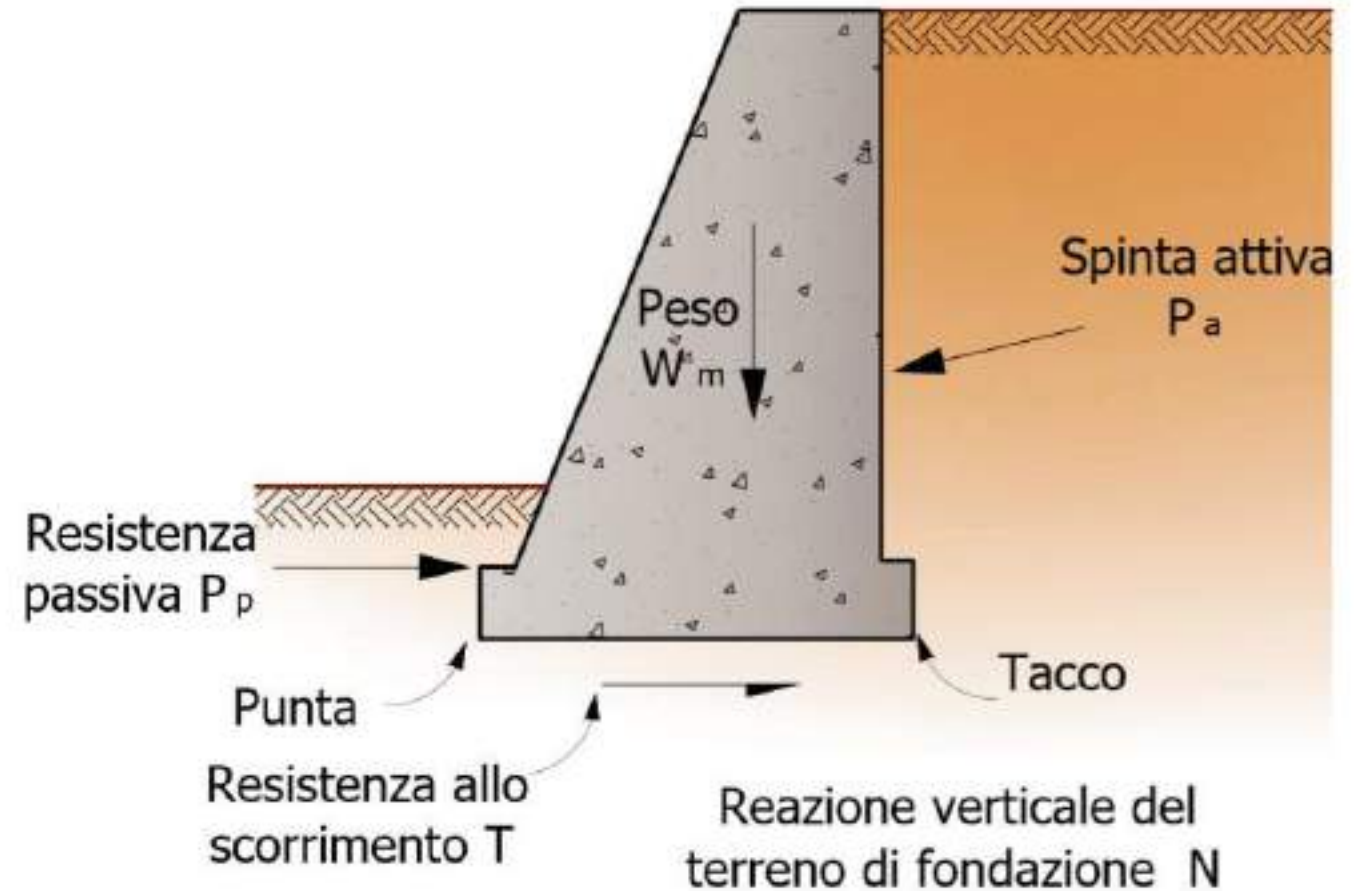




Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Azioni sulle opere di sostegno





Interventi di stabilizzazione

3) Opere di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):*
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;*
 - scorrimento sul piano di posa;*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
 - ribaltamento;*

- SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

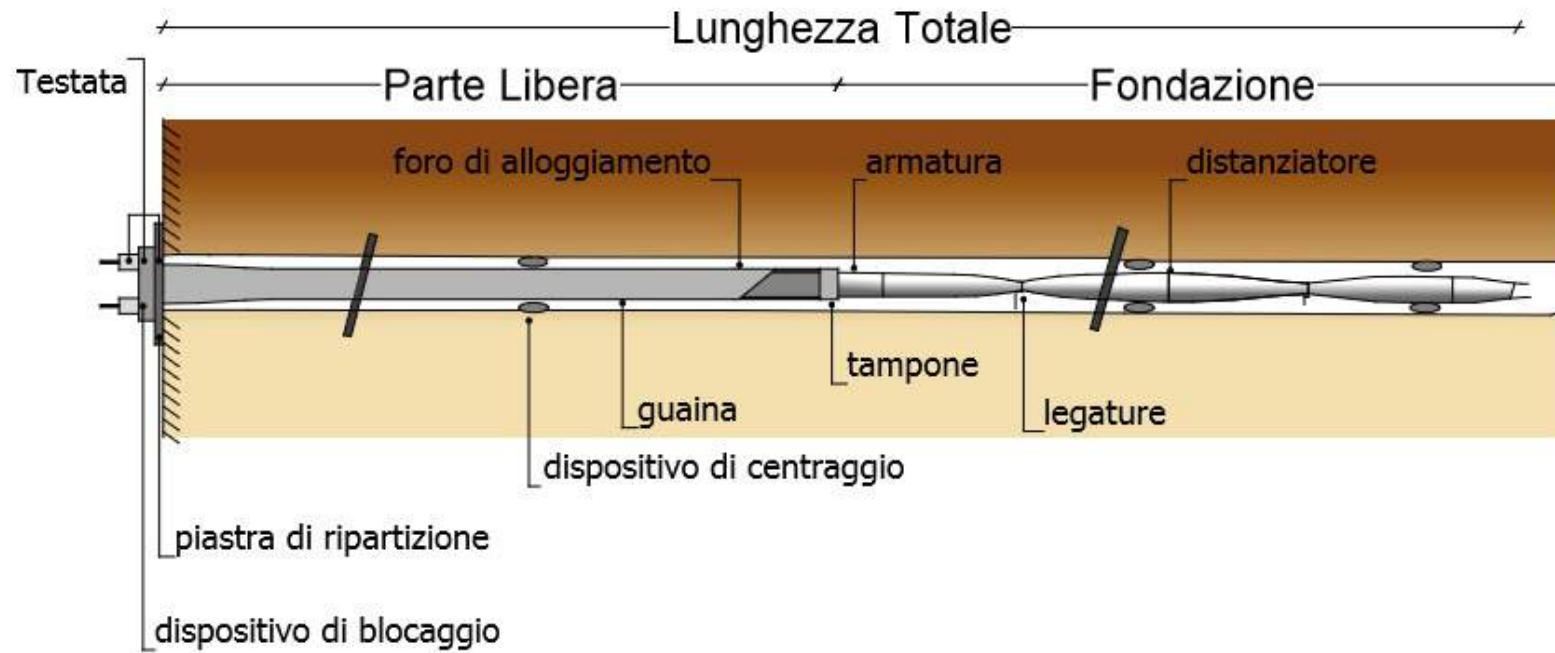
Per tali verifiche bisogna sempre accertare che le forze instabilizzanti E_d siano minori delle grandezze che contrastano il fenomeno R_d :

$$**$E_d \leq R_d$**$$



Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature



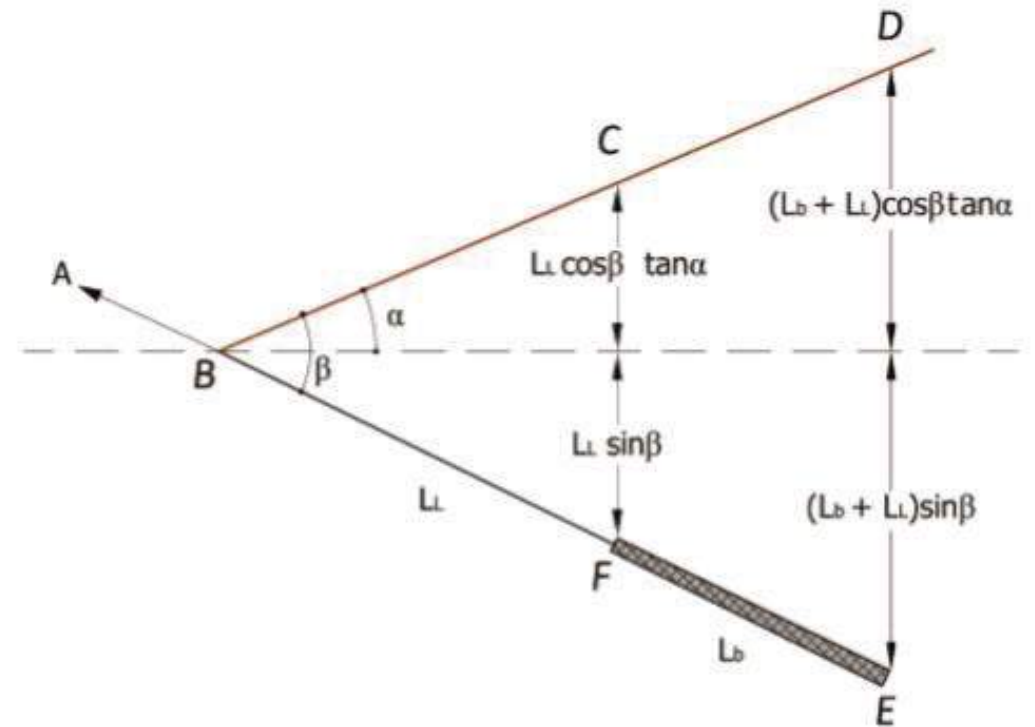


Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature

Per quanto concerne il dimensionamento geotecnico, l'eventuale meccanismo di collasso riguarda lo sfilamento della fondazione e la verifica deve pertanto accertare che la massima azione di progetto P_d non superi la resistenza di progetto R_{ad} allo sfilamento:

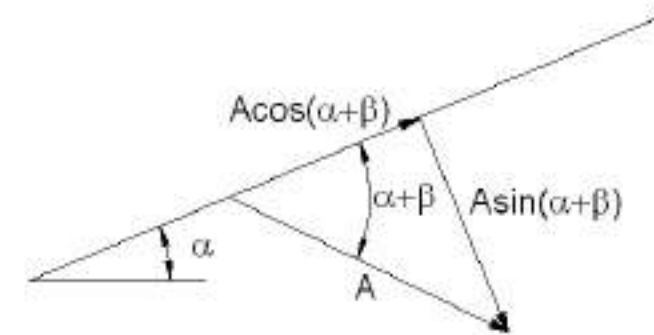
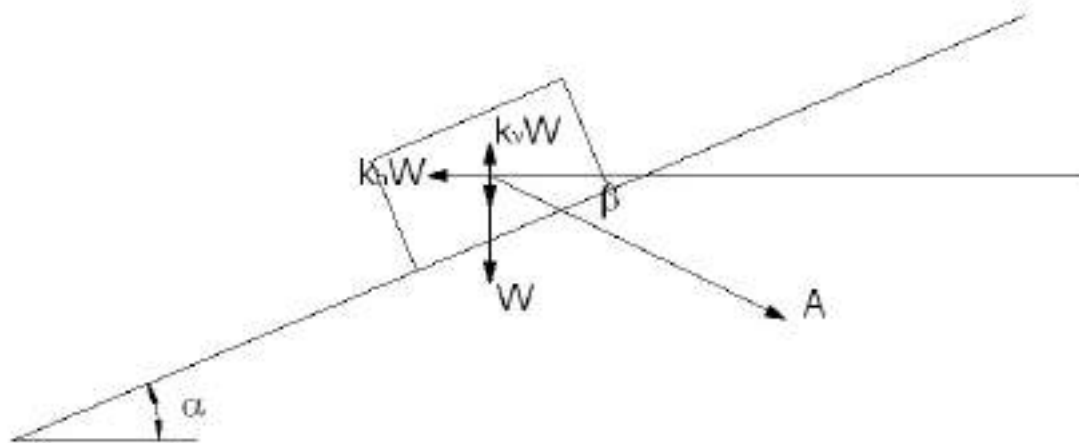
$$P_d < R_{ad}$$





Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature



$$FS = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha + A \sin(\alpha + \beta)] \tan \varphi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha - A \cos(\alpha + \beta)}$$

Duplice effetto della forza "A": aumenta le forze resistenti (numeratore) e diminuisce le forze instabilizzanti (denominatore) \Rightarrow rapido aumento di FS



Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature

Determinazione della lunghezza di ancoraggio

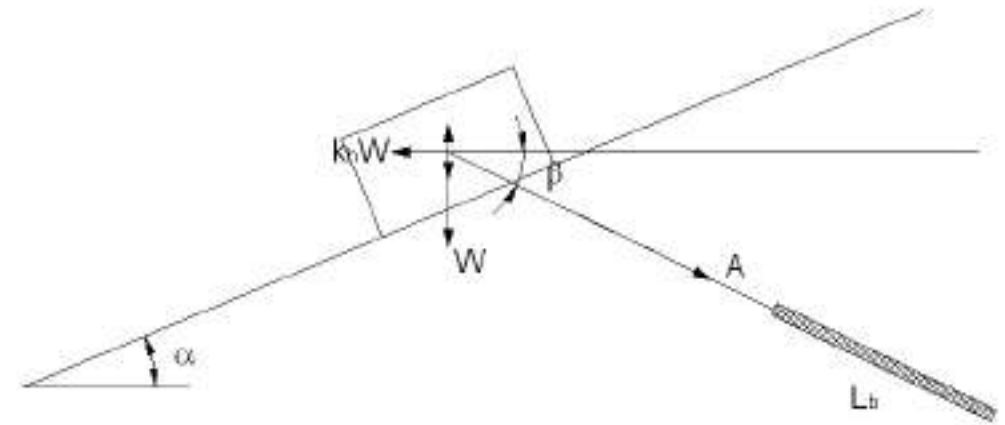
$$L_b = \frac{A}{\pi D_f \tau} FS_{Lb}$$

Roccia:

$$\tau = \frac{\sigma_u}{30} \quad (\text{Littlejohn \& Bruce, 1975})$$

Terreni puramente coesivi:

$$\tau = C_a = \alpha C_u$$

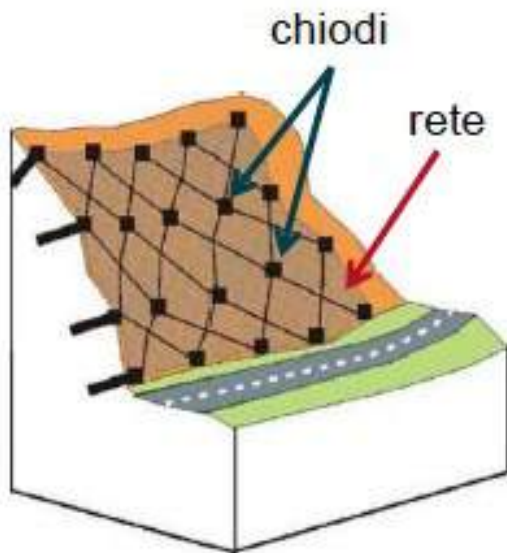




Interventi di stabilizzazione

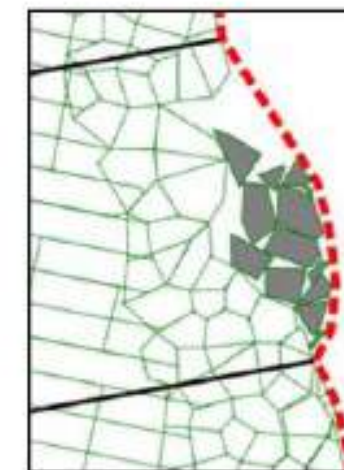
4) Ancoraggi/Chiodature

Rafforzamenti corticali



Ancoraggi

Migliorare la stabilità della coltre superficiale alterata/fratturata



Rivestimento

Trattenere il detrito e/o i blocchi tra gli ancoraggi



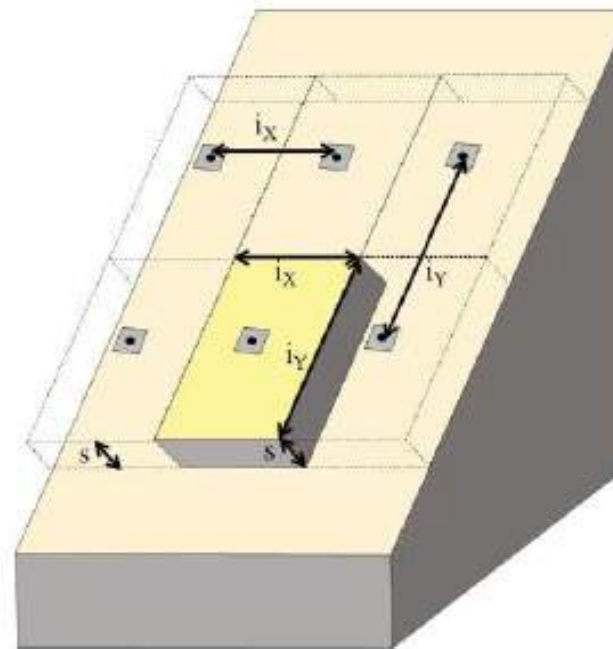
Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature

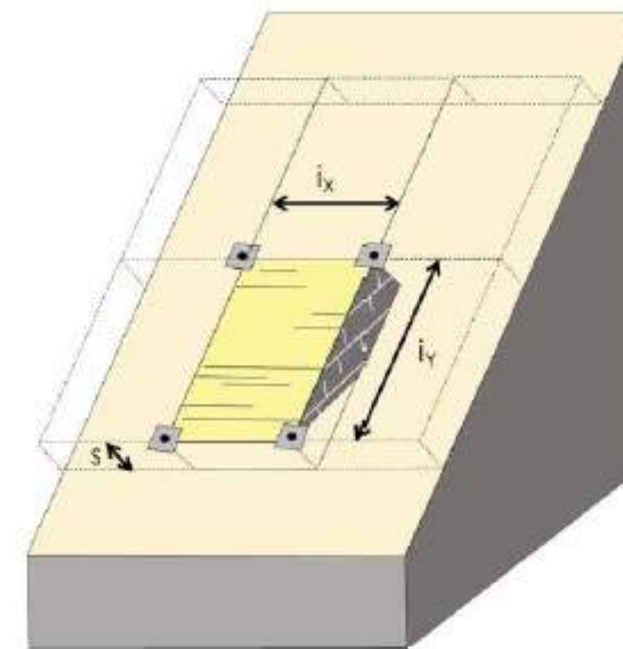
Modello di calcolo



Dimensionamento dei chiodi



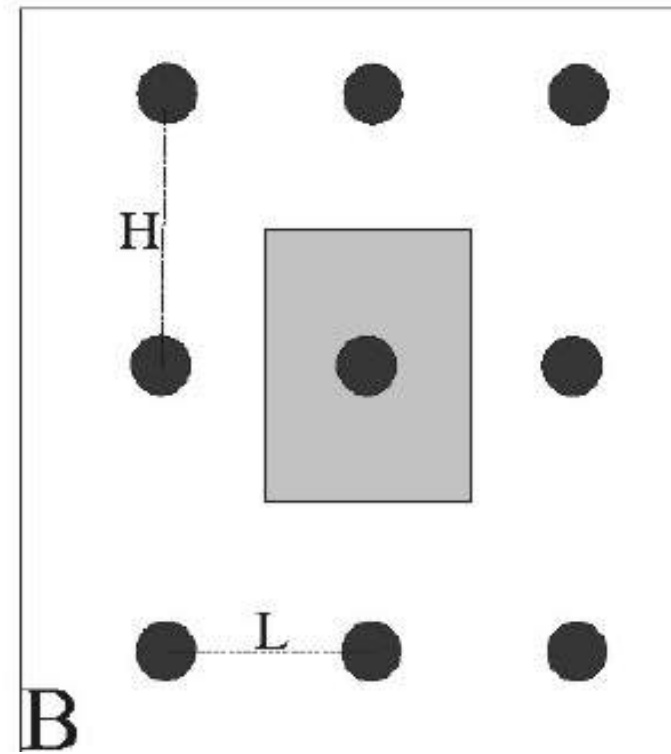
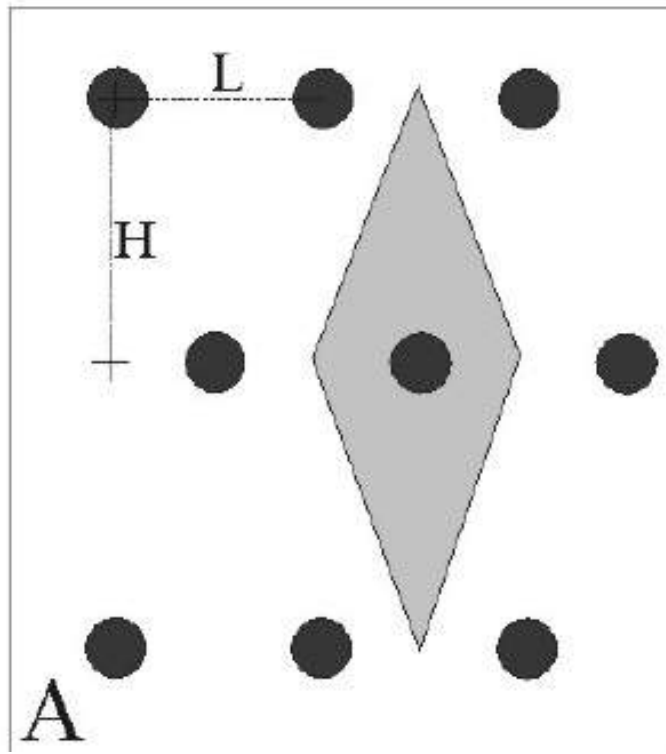
Verifica della rete agli stati limite ultimo e di servizio





Interventi di stabilizzazione

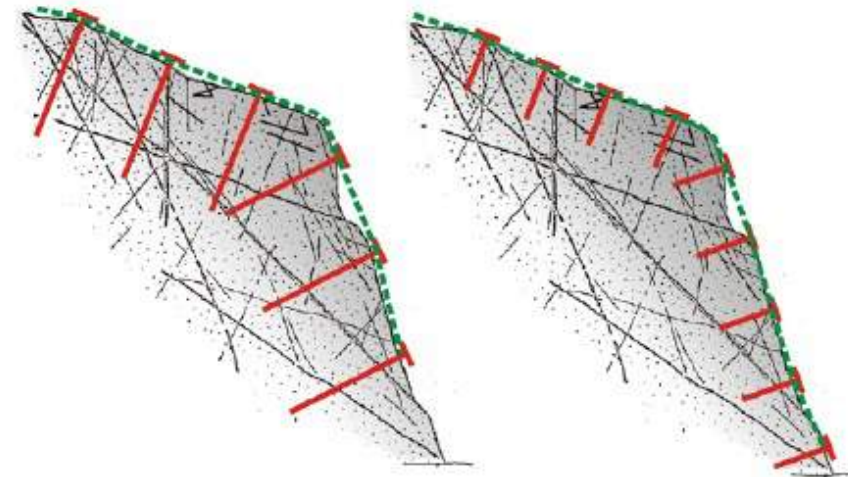
4) Ancoraggi/Chiodature





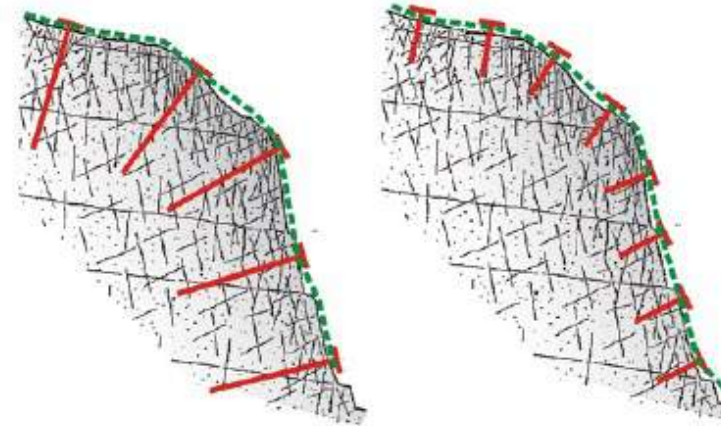
Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature



A) Ammasso discontinuo

B) Ammasso pseudo continuo



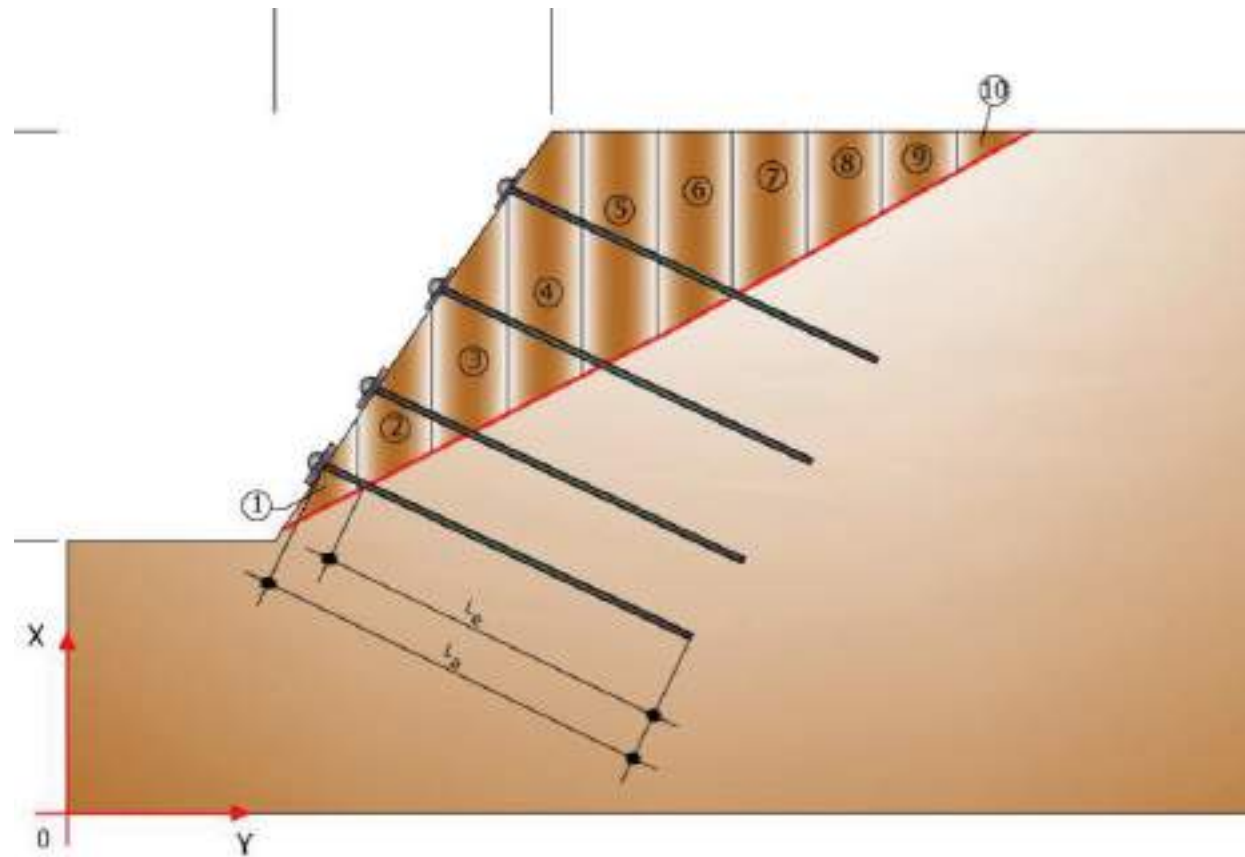
C) Ammasso pseudo continuo

D) Ammasso discontinuo



Interventi di stabilizzazione

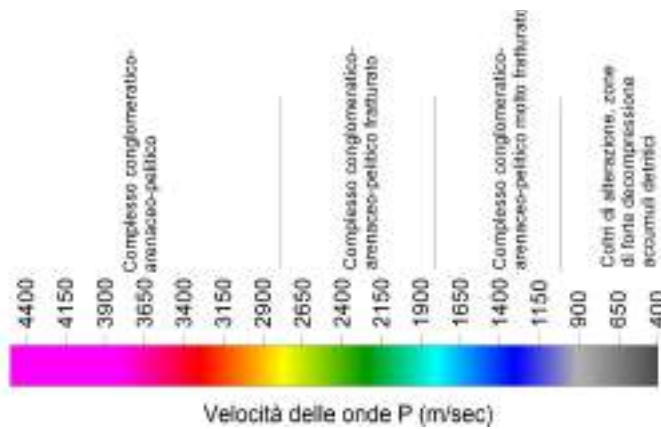
4) Ancoraggi/Chiodature





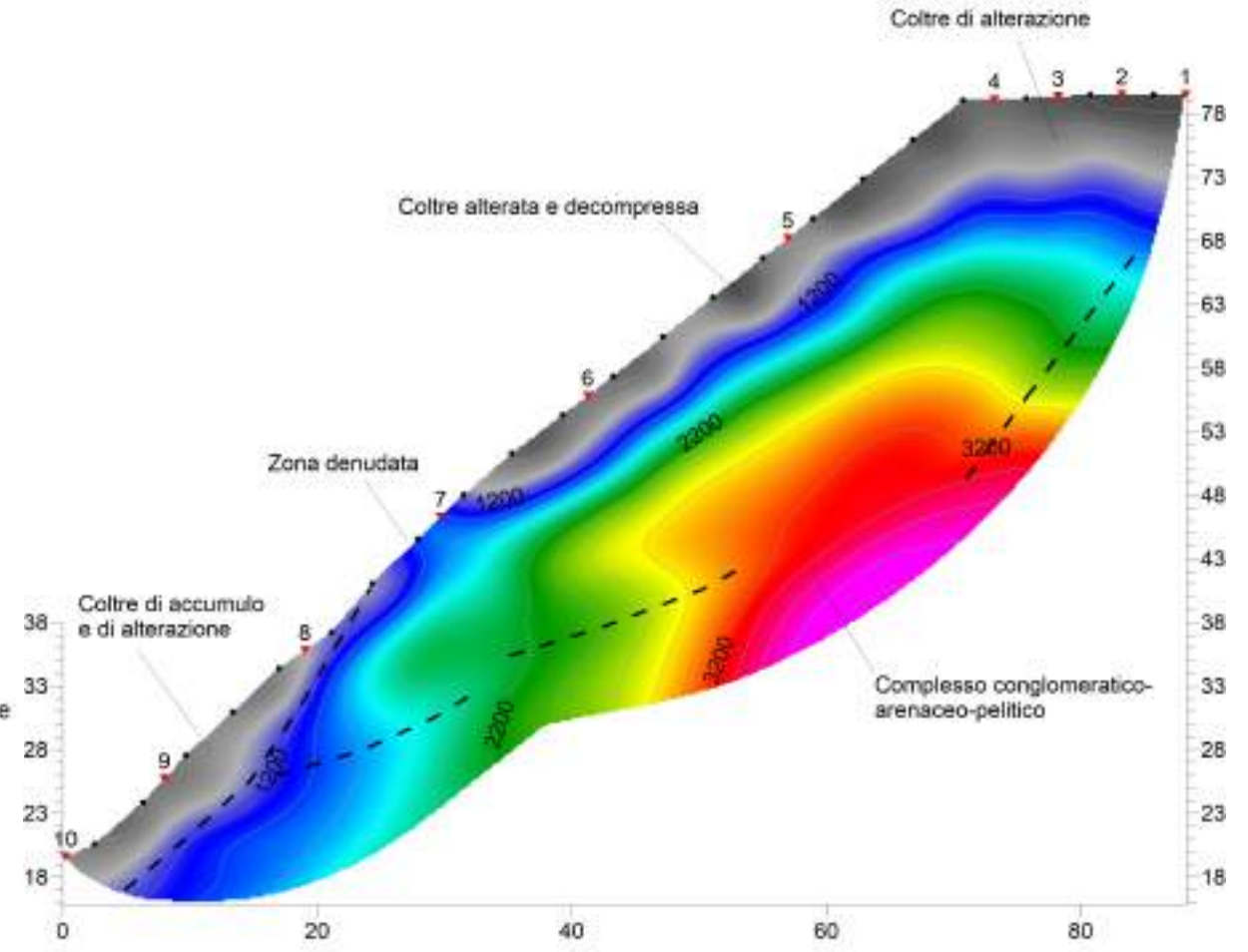
Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature



Asse di fascia di fratturazione

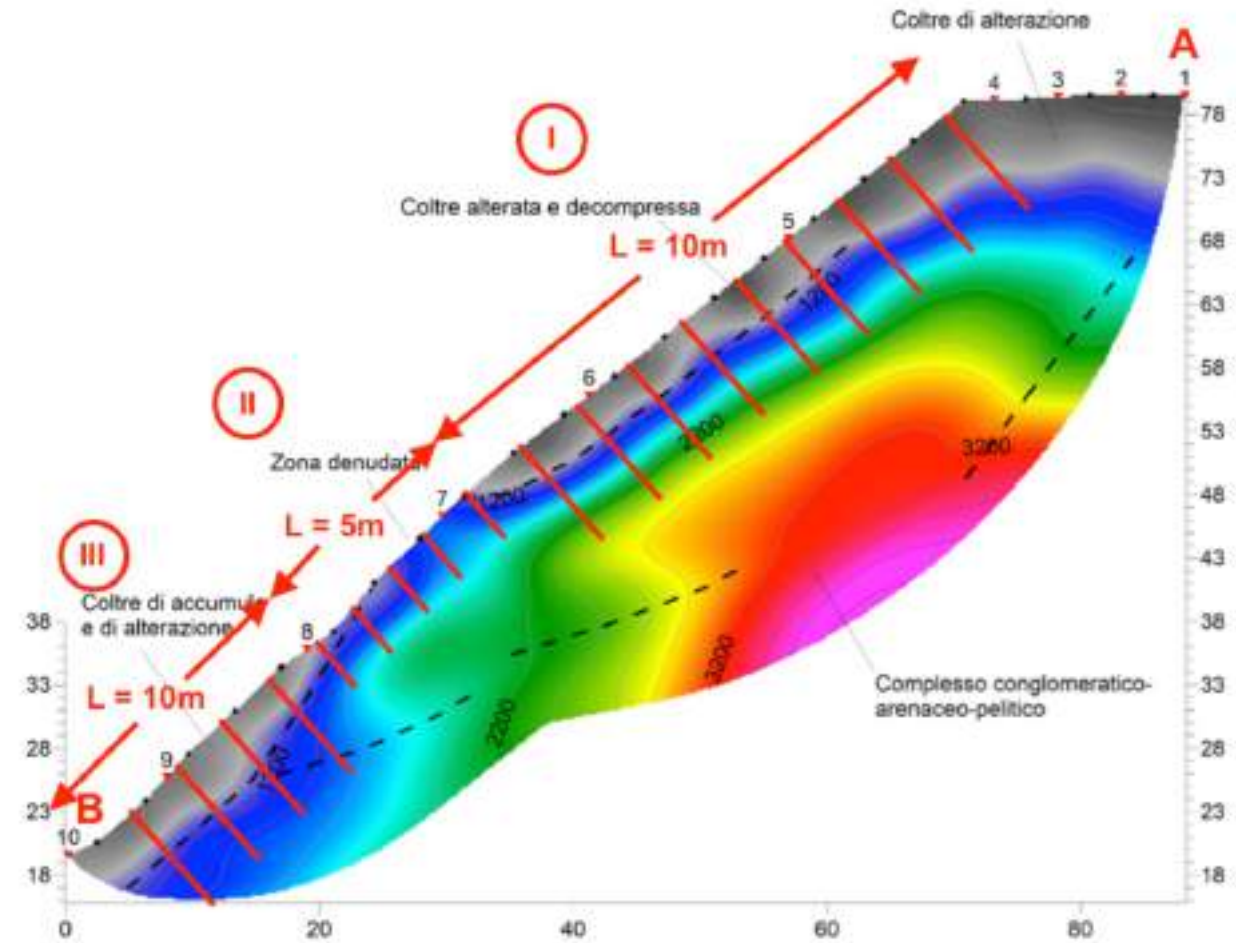
MODELLO DI VELOCITA'





Interventi di stabilizzazione

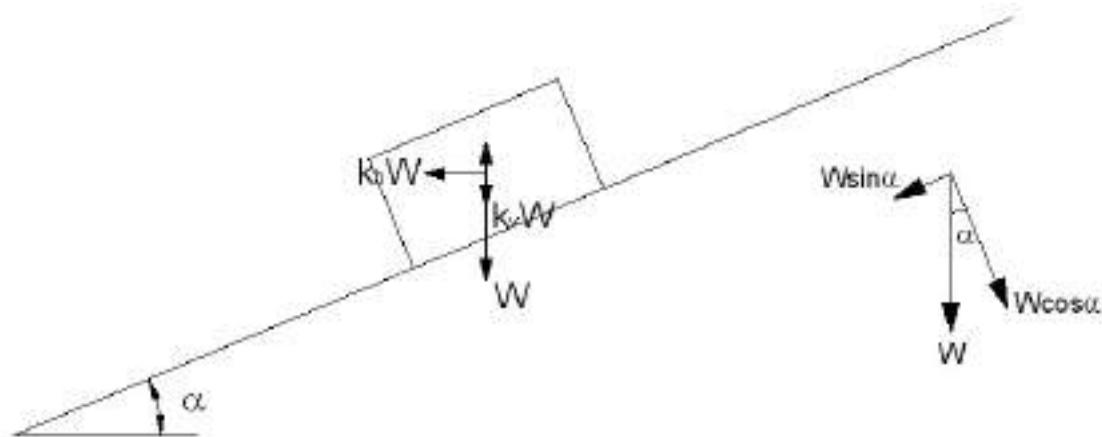
4) Ancoraggi/Chiodature





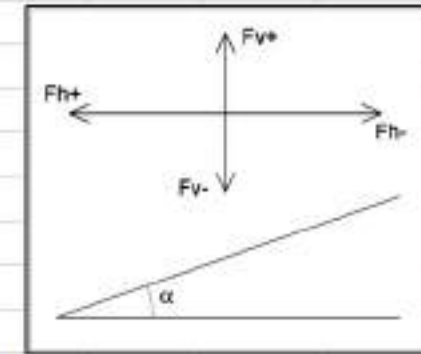
Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature



DATI

W (t)	25
inclinazione pendio α (°)	30
angolo d'attrito ϕ' (°)	35
K_h	0,1
K_v	0,05
T_{res} (H+, V+)	13,53
T_{res} (H+, V-)	15,04
T_{inst} (H+, V+)	14,04
T_{inst} (H+, V-)	15,29
FS (H+, V+)	0,96
FS (H+, V-)	0,98

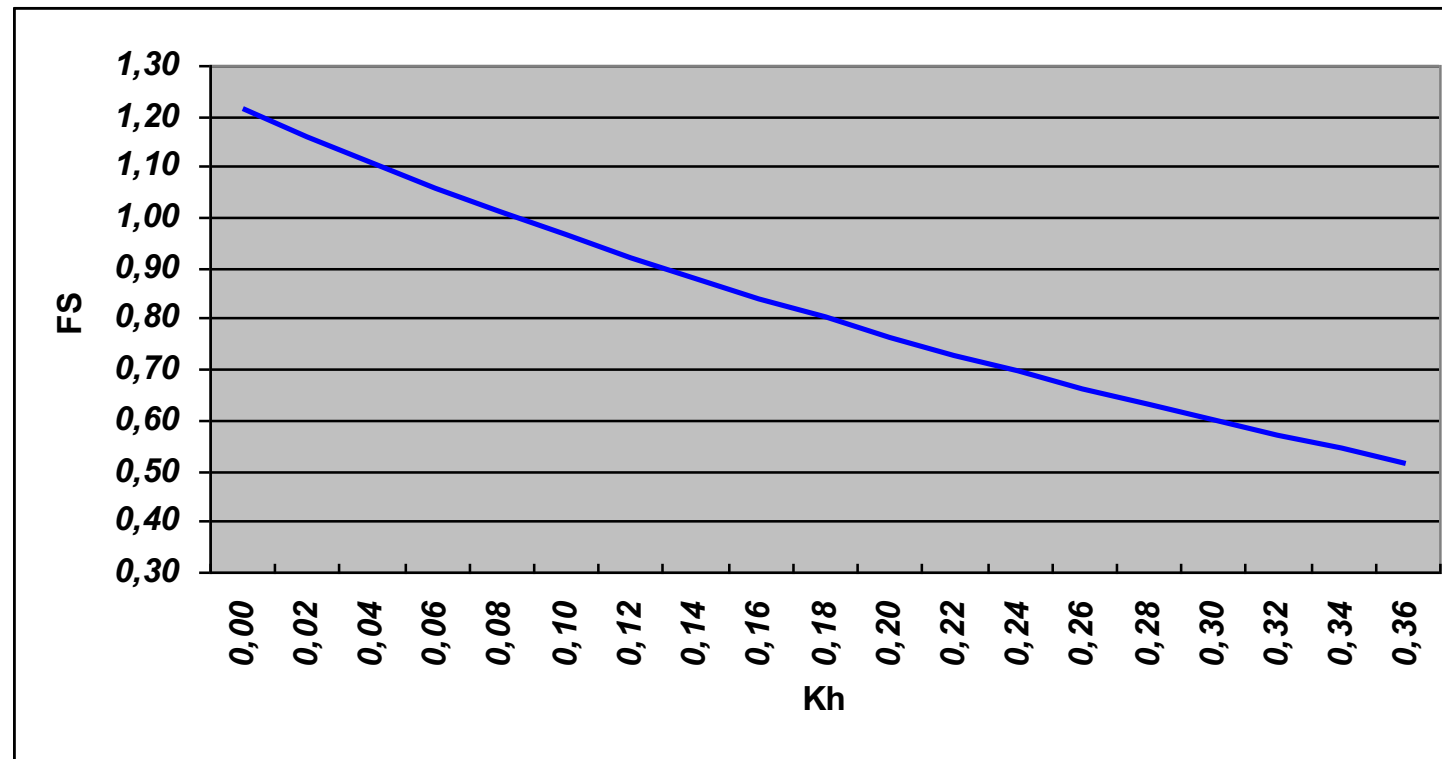


$$FS = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha] \tan \phi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$



Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature





Interventi di stabilizzazione

4) Ancoraggi/Chiodature

$$FS = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha] \tan \phi + T_c}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$

FSdes 2,00

$\Delta FS = T_c / T_{inst}$ 1,04

$T_c = \Delta FS \times T_{inst} (t)$ 14,55

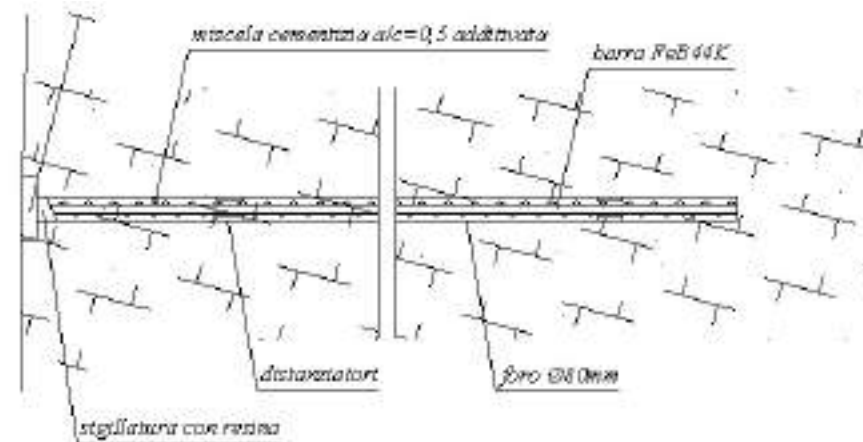
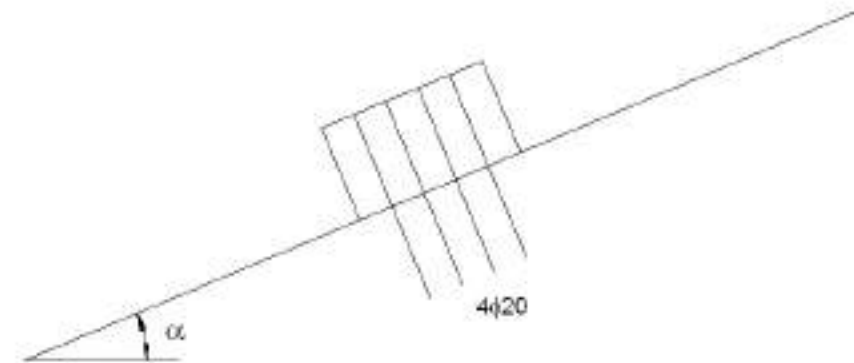
$\sigma_{amm} (kg/cm^2) =$ 2400

$\tau_{amm} (kg/cm^2) =$ 1386

$\phi_{barra} (mm) =$ 20

$T_{amm} barra (t) =$ 4,35

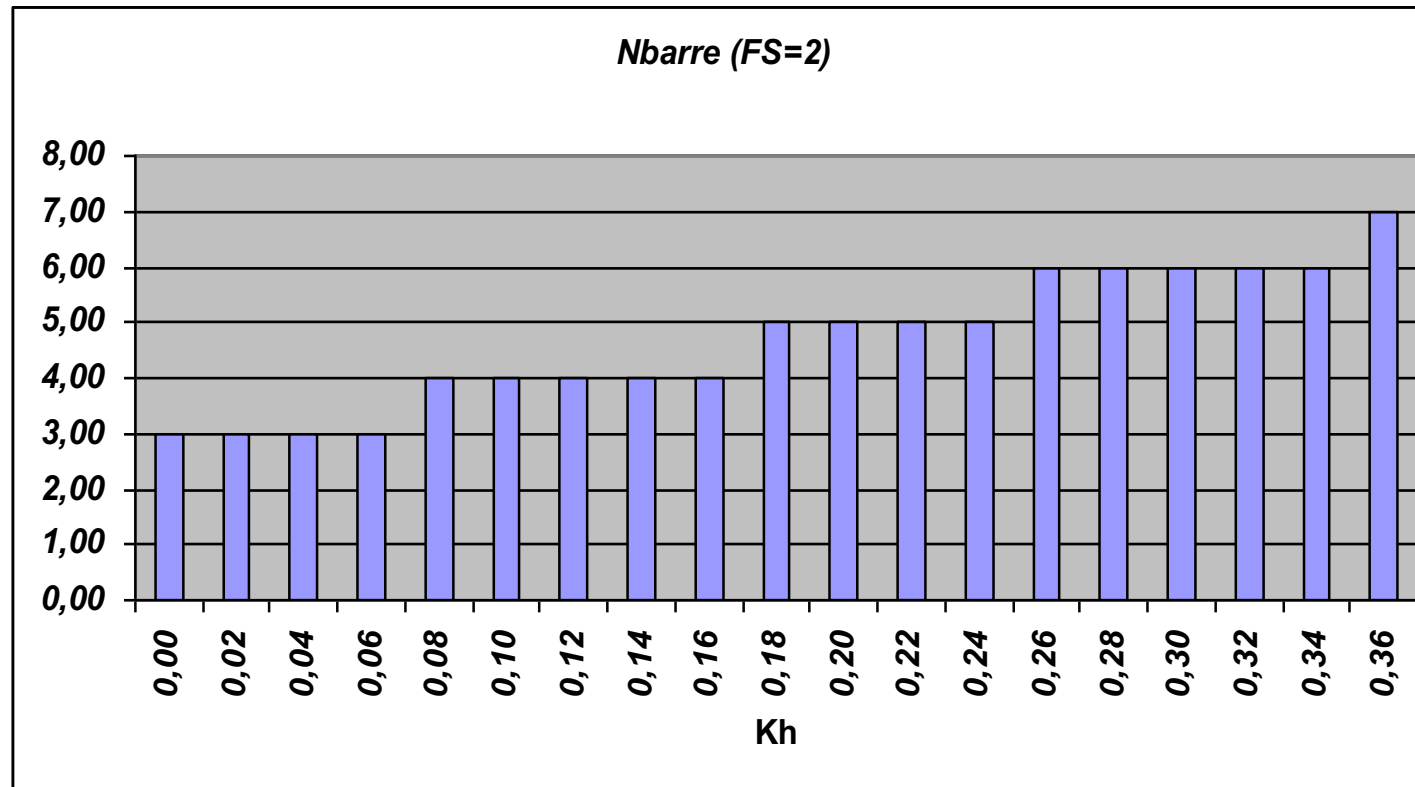
$N_{barre} =$ 4





Interventi di stabilizzazione

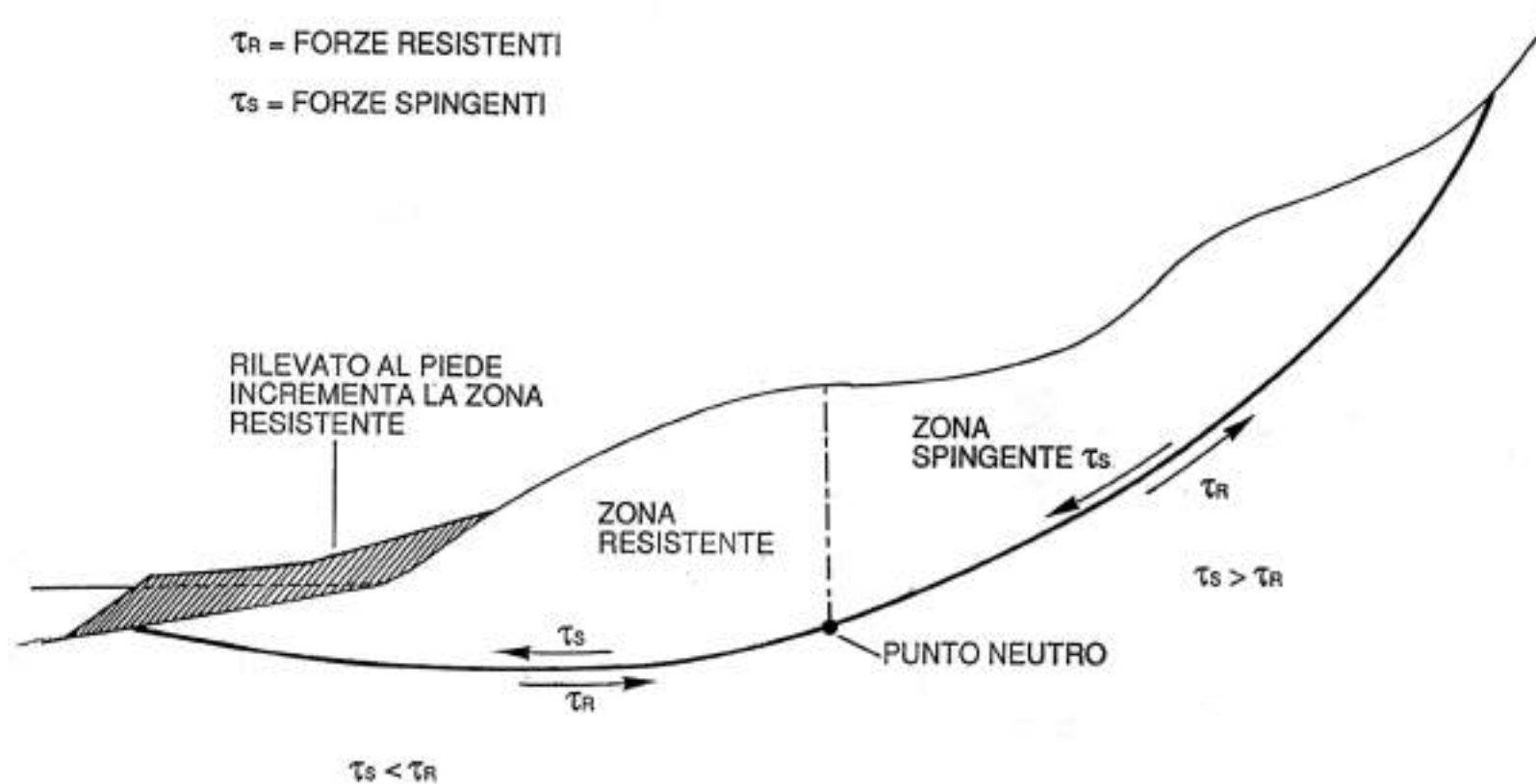
4) Ancoraggi/Chiodature





Interventi di stabilizzazione

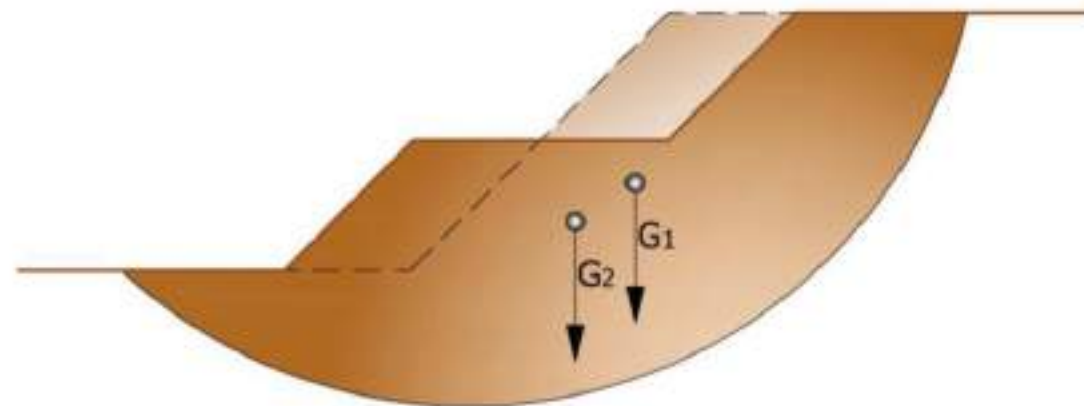
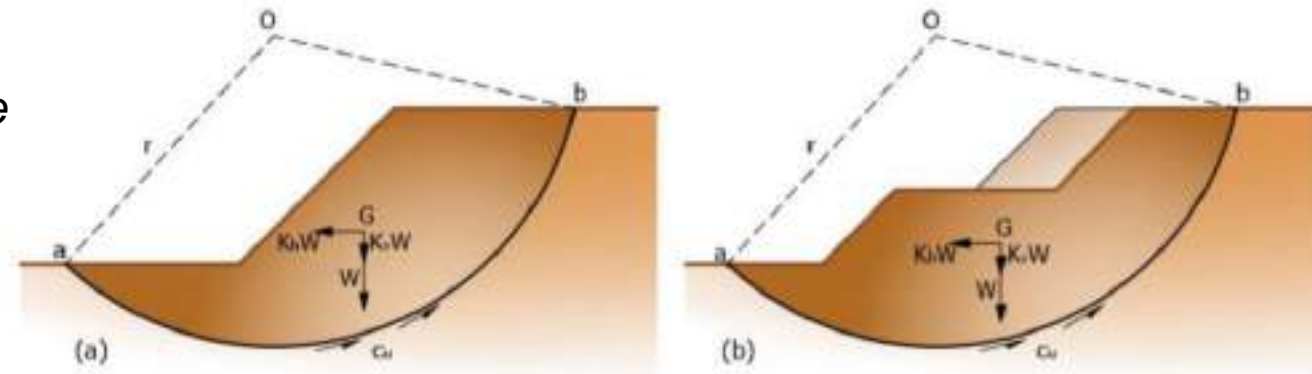
5) Riprofilature/Zavorramenti al piede





Interventi di stabilizzazione

5) Riprofilature/Zavorramenti al piede

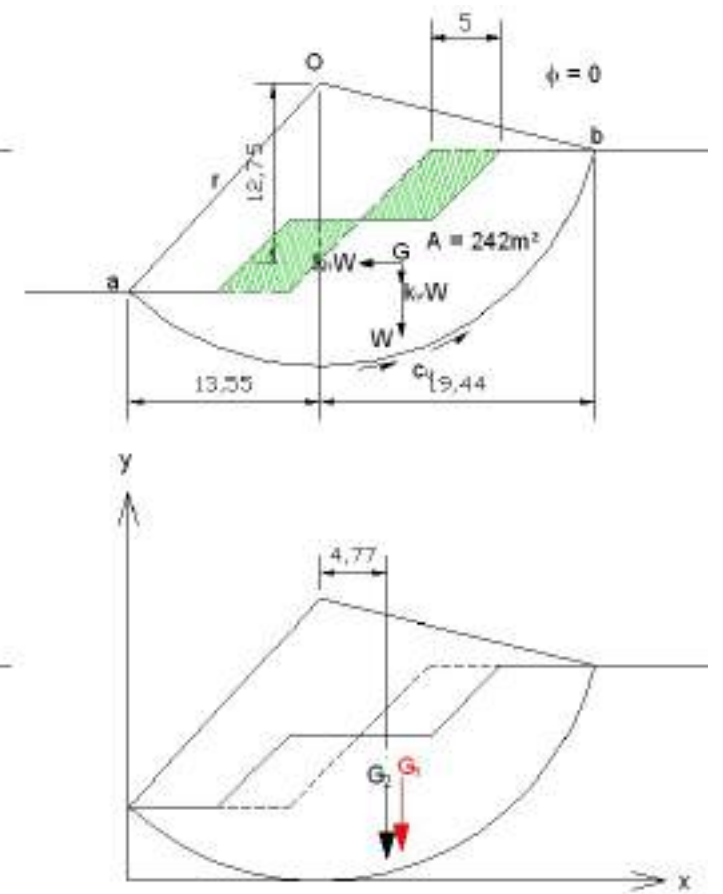
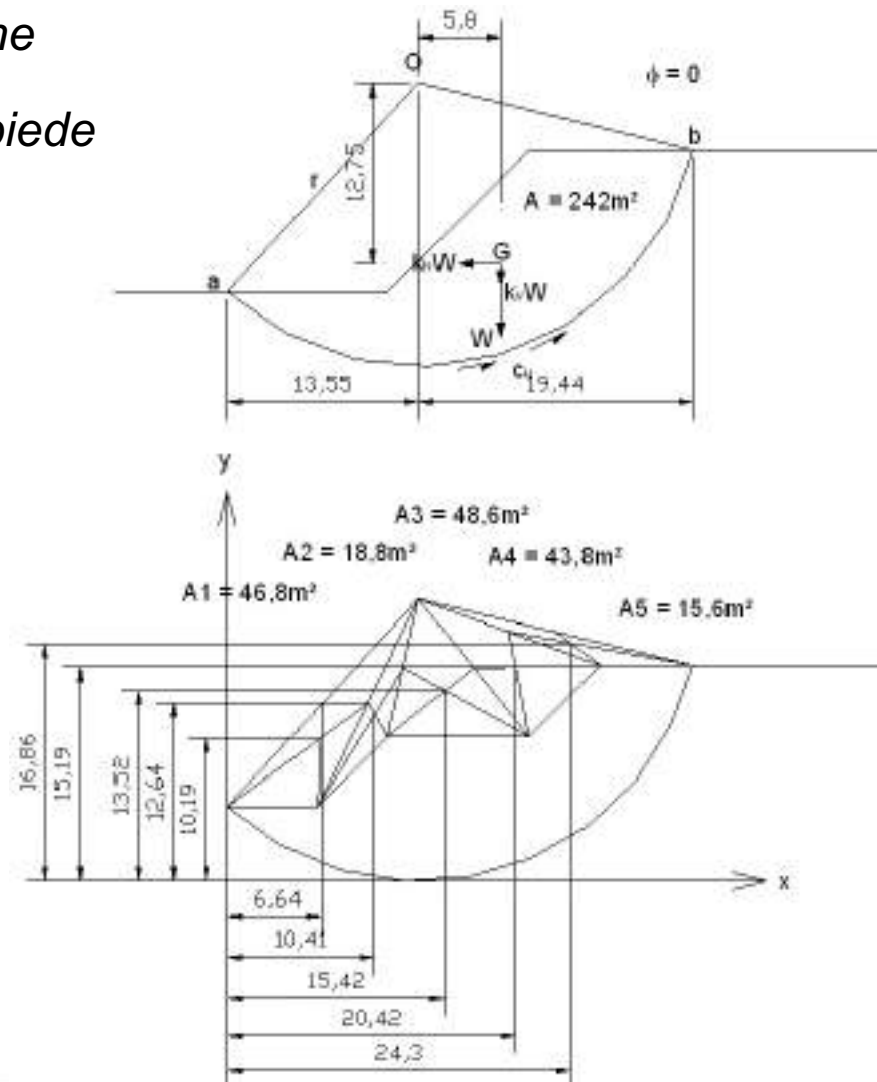


Spostamento di un volume → variazione della posizione del baricentro



Interventi di stabilizzazione

5) Riprofilature/Zavorramenti al piede

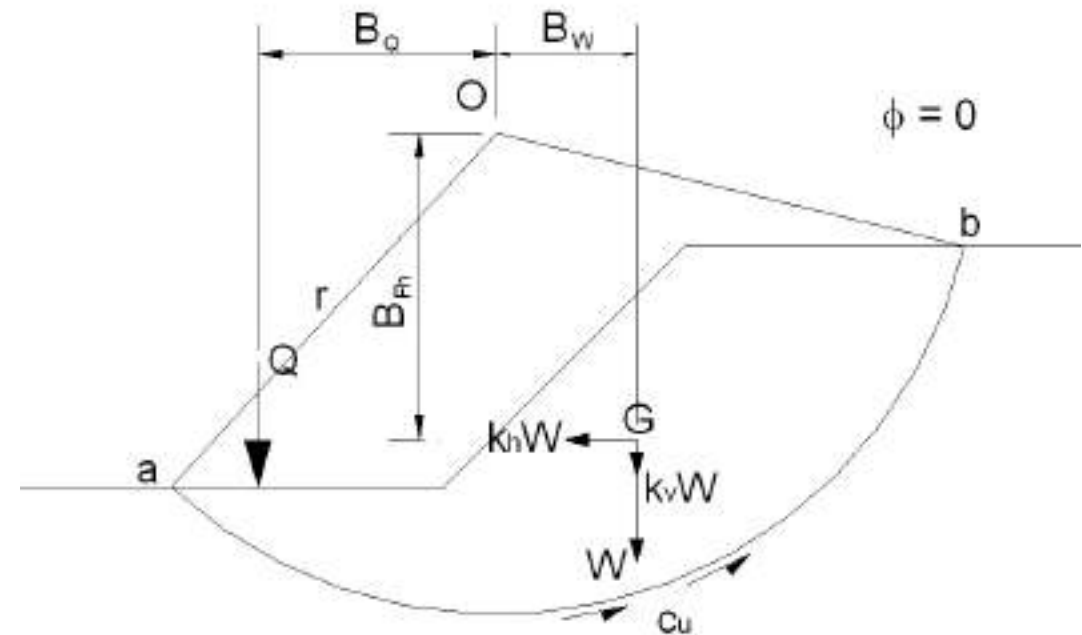




Interventi di stabilizzazione

5) Riprofilature/Zavorramenti al piede

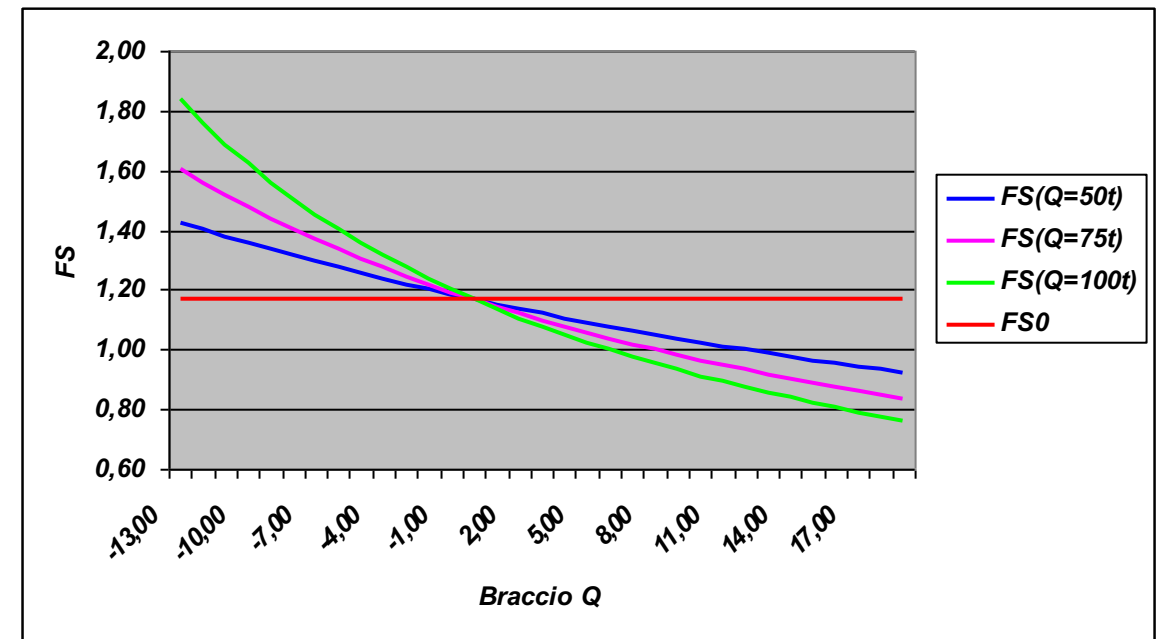
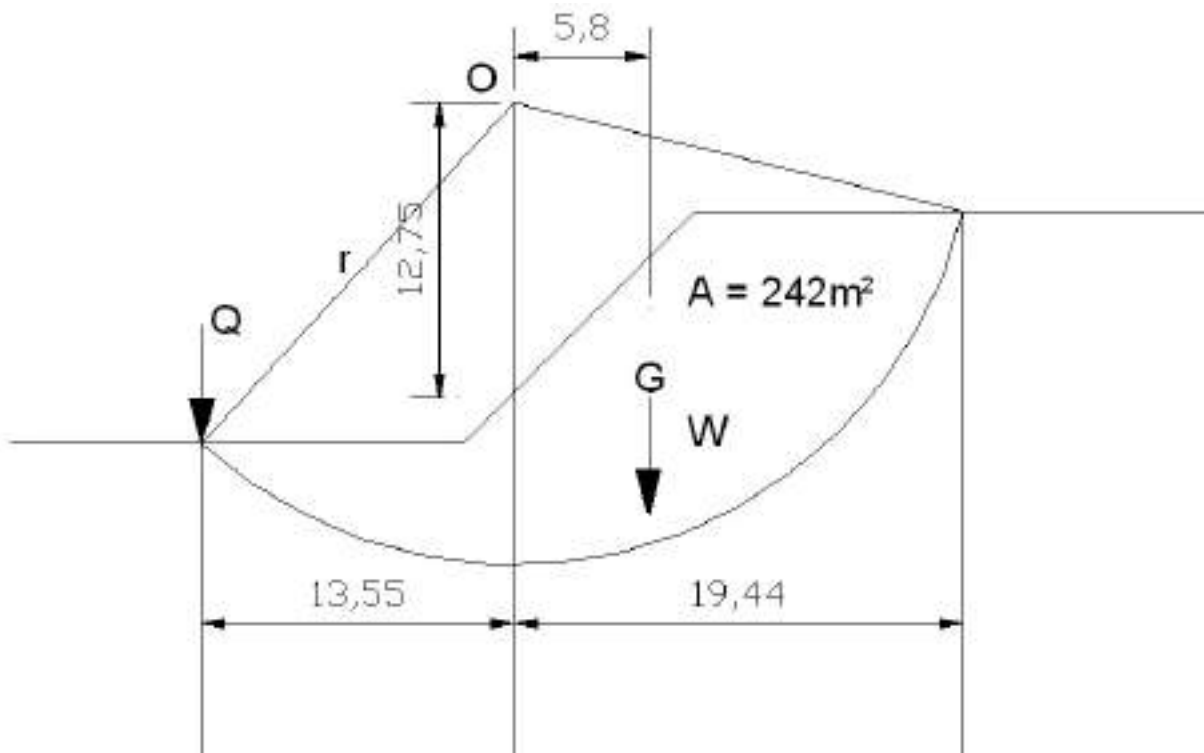
$$FS = \frac{c_u L_{ab} r}{(W + k_v W) B_w + k_h W B_{Fh} - Q B_Q}$$





Interventi di stabilizzazione

5) Riprofilature/Zavorramenti al piede

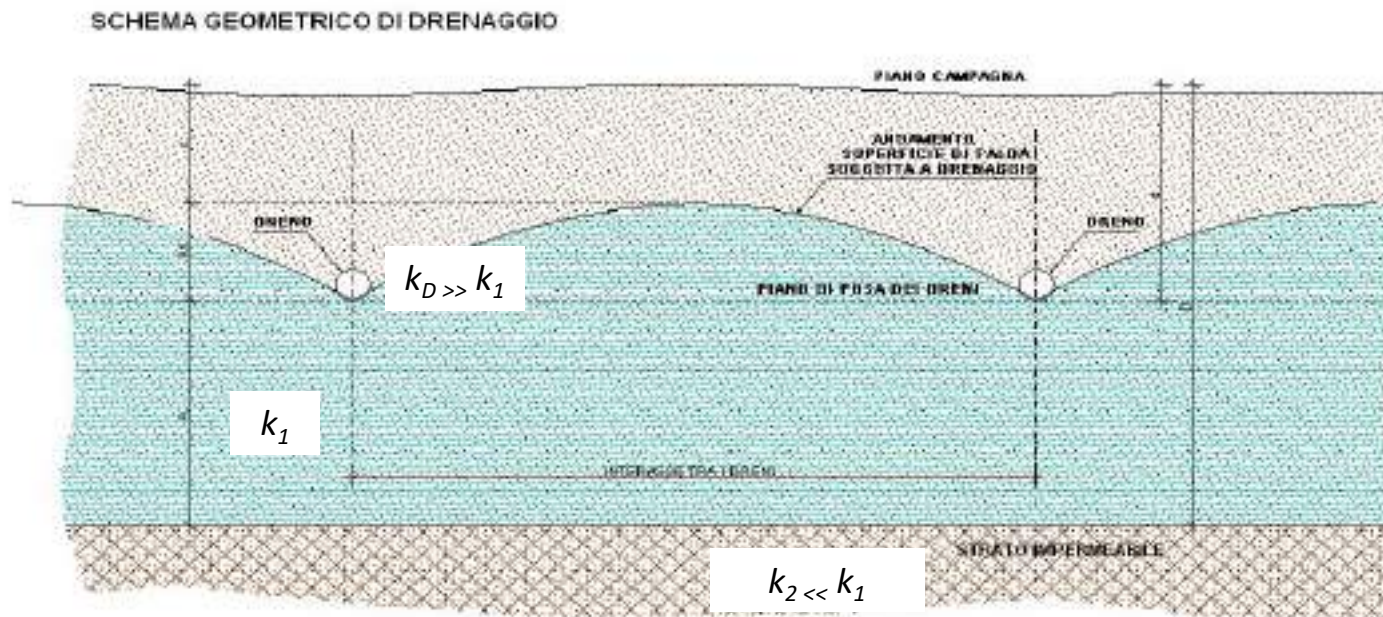




Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

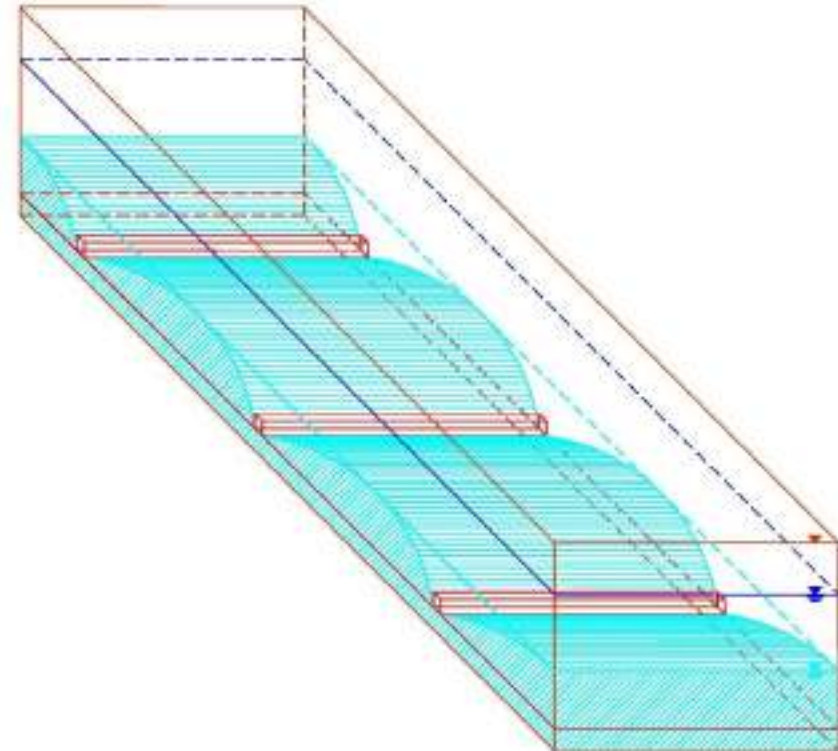
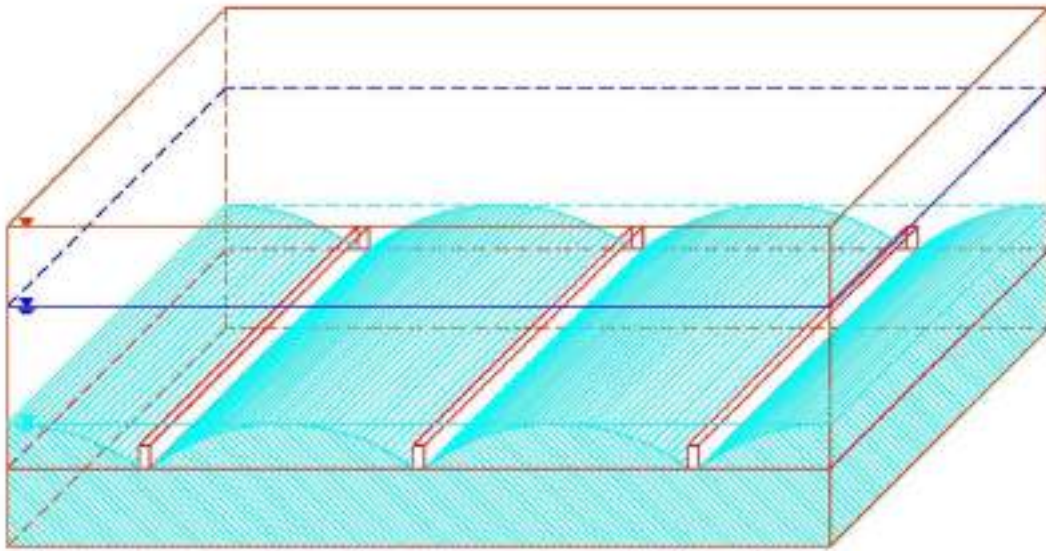
DRENAGGI A GRAVITÀ: la pressione interstiziale è pari alla pressione atmosferica ($u = 0$)
L'annullamento della pressione interstiziale innesca all'interno del terreno (k_1) un moto di filtrazione verso il dreno ($k_D \gg k_1$).
Si ottiene così una riduzione della pressione interstiziale dal valore iniziale u_0 ad un nuovo valore u .





Interventi di stabilizzazione

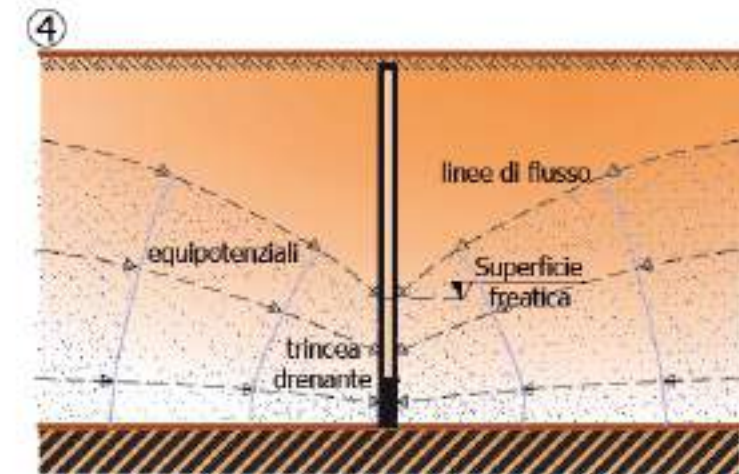
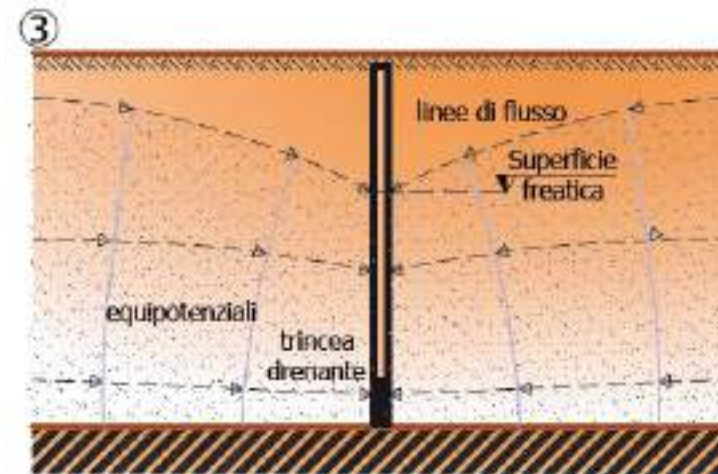
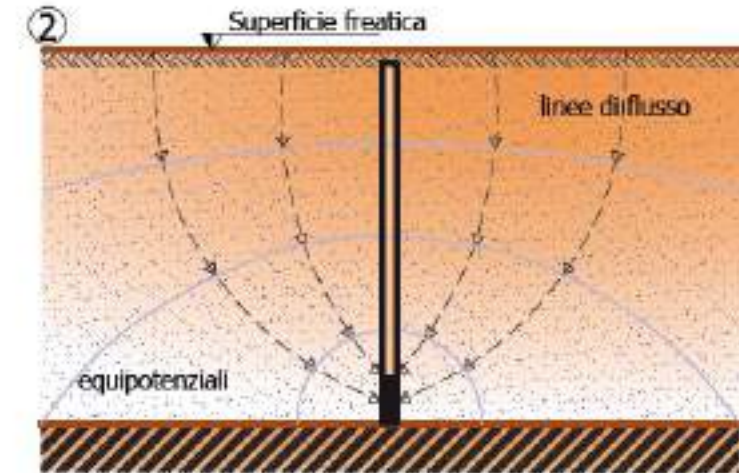
6) Drenaggi





Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi



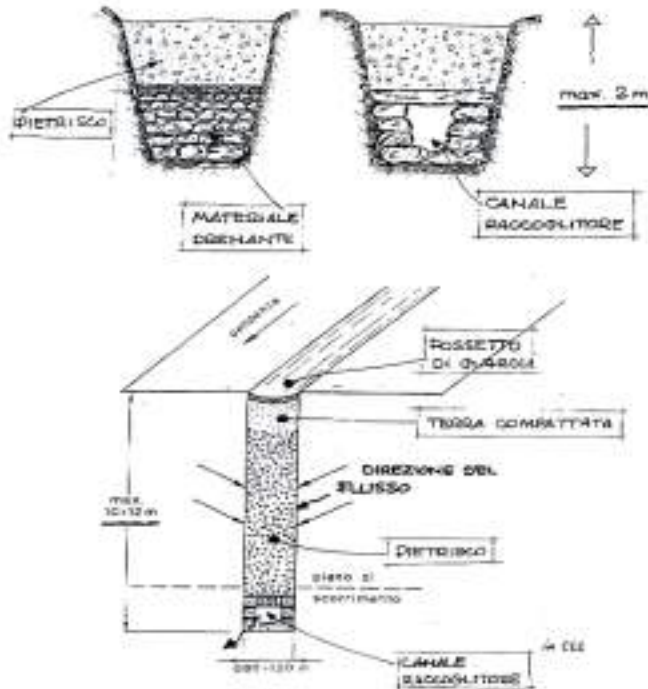


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

DRENAGGI PROFONDI

a) a cielo aperto (PAROCHIA LINTERS)





Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

Si definisce EFFICIENZA IDRAULICA PUNTUALE il rapporto tra la riduzione delle pressioni interstiziali conseguita in un punto e quella massima ottenibile:

$$E = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u}{u_0}$$

Si definisce EFFICIENZA IDRAULICA MEDIA del sistema di drenaggio il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza raggiunto e quello massimo ottenibile:

$$E_D = \frac{\Delta FS}{\Delta FS_{max}}$$



Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

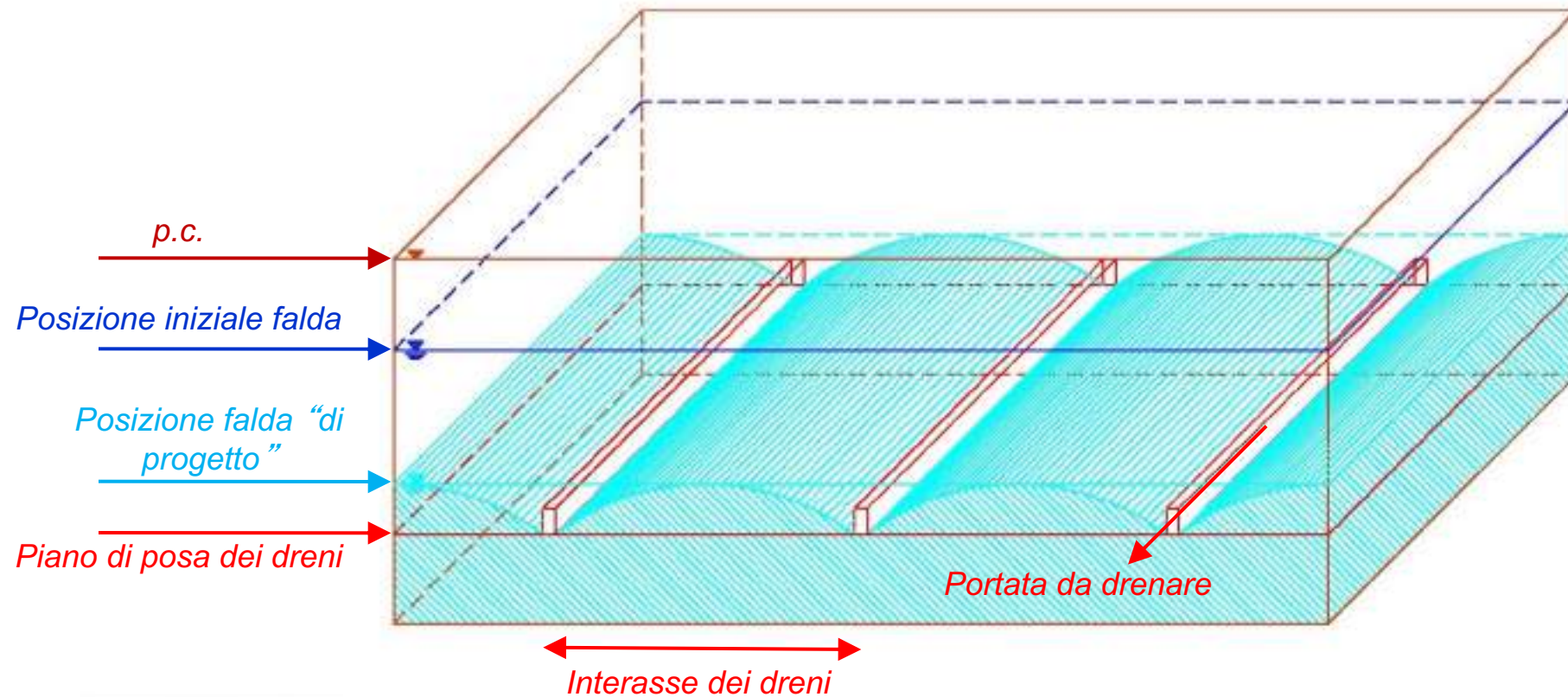
- 1) Determinazione della profondità falda “necessaria e sufficiente” per ottenere l’incremento di FS desiderato*
- 2) Determinazione della profondità di installazione dei dreni*
- 3) Determinazione dell’interasse dei dreni*
- 4) Determinazione della portata da drenare*



Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento





Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

- 1) Determinazione della profondità falda “necessaria e sufficiente” per ottenere l’incremento di FS desiderato*

Tale input si ottiene da verifiche di stabilità del versante condotte, sia in condizioni statiche che sismiche, individuando la posizione alla quale compete il coefficiente di sicurezza desiderato (analisi di sensitività).

La condizione sismica, come consentito dalle normative, può essere considerata mediante l’approccio pseudo-statico, in cui le azioni sismiche, per definizione “dinamiche”, sono considerate alla stregua di azioni “statiche”, proporzionali alle masse attraverso opportuni coefficienti sismici.

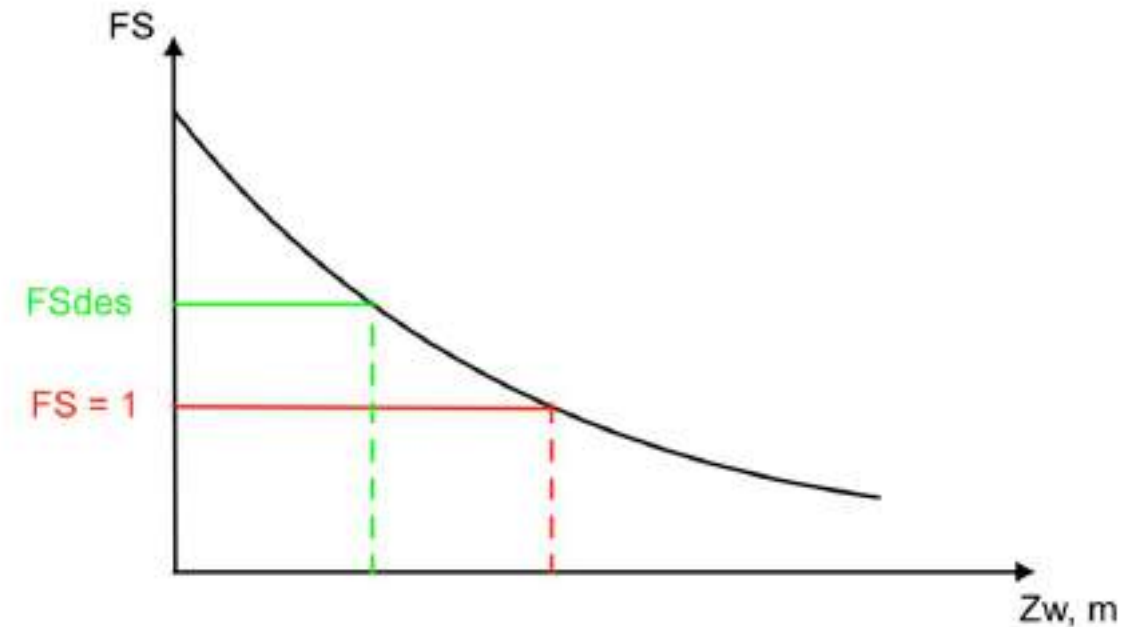
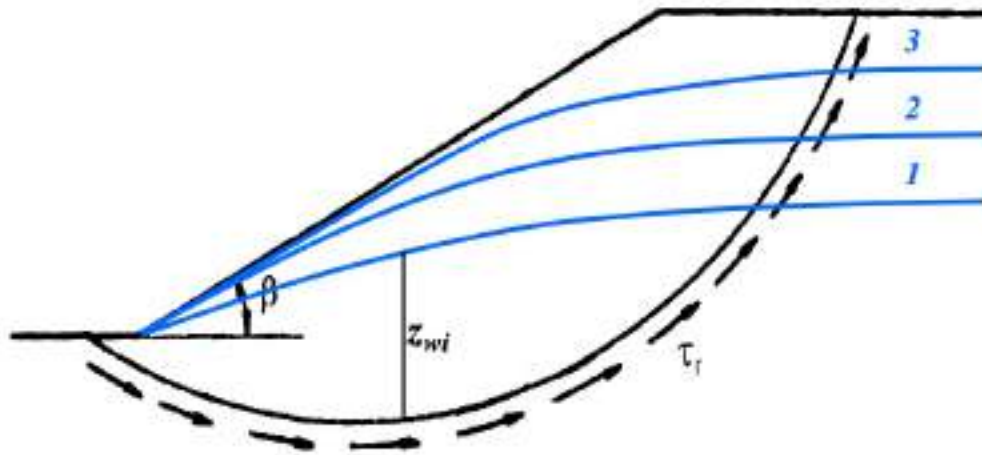


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

- 1) Determinazione della profondità falda “necessaria e sufficiente” per ottenere l’incremento di FS desiderato



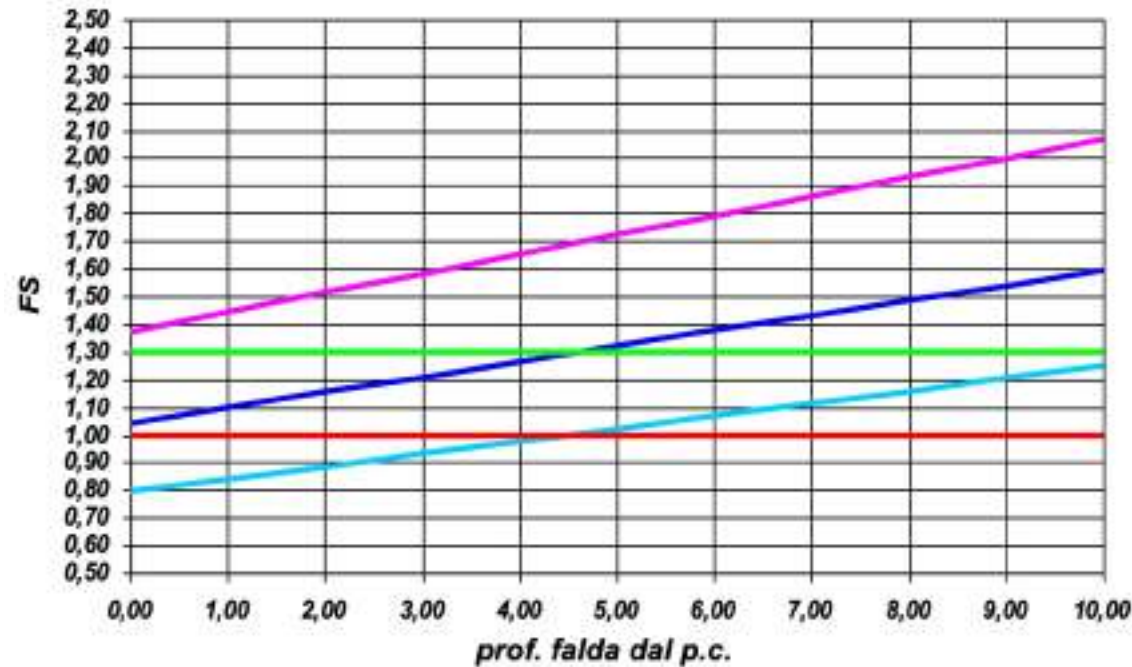
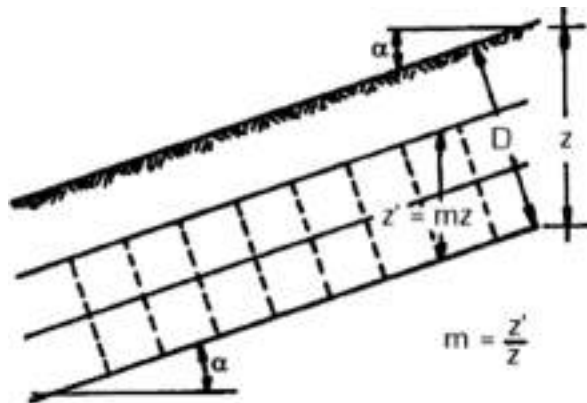


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

- 1) Determinazione della profondità falda “necessaria e sufficiente” per ottenere l’incremento di FS desiderato



Non sempre il solo drenaggio conduce a stabilità! ⇨ interventi integrativi (riprofilature, opere di sostegno, ecc.)

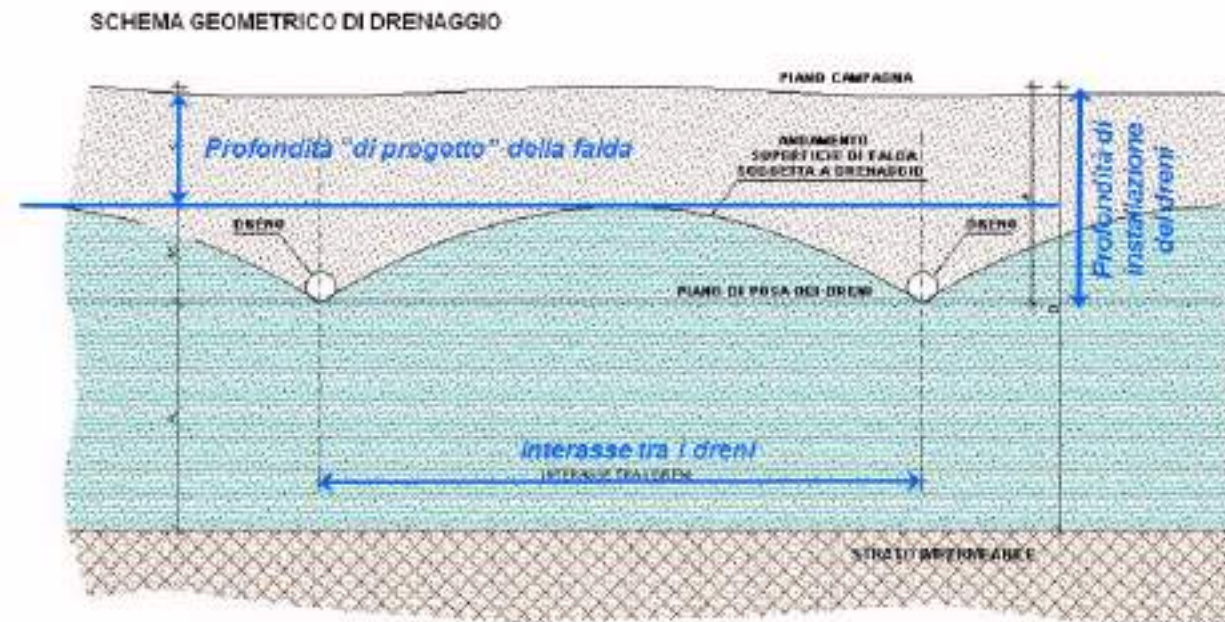


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

2) Determinazione della profondità di installazione dei dreni



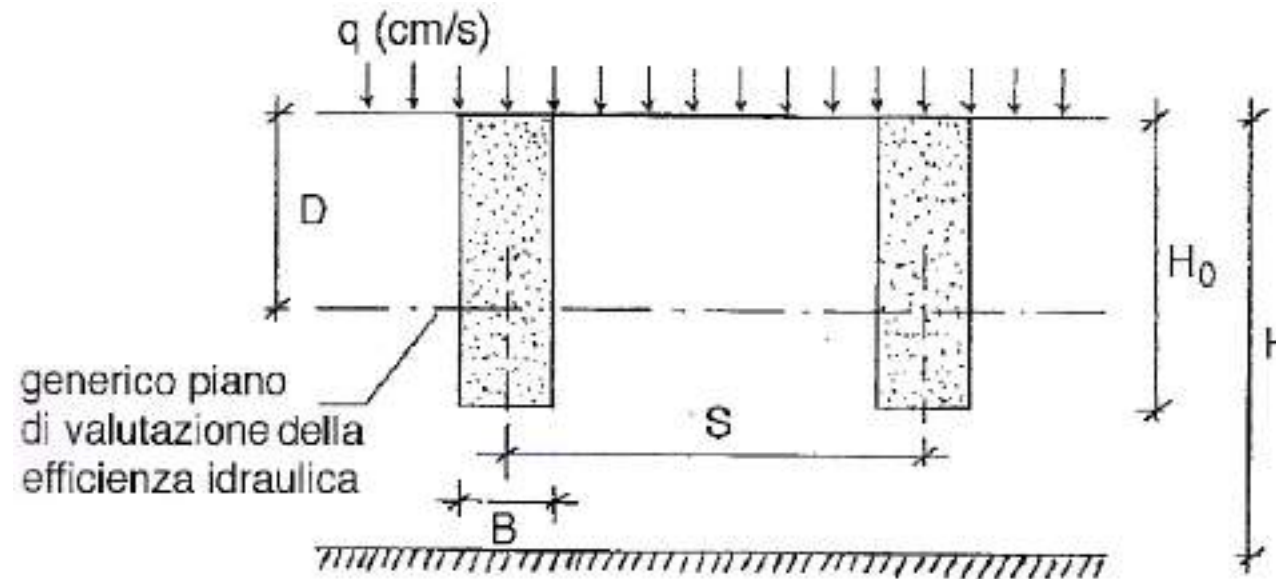


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

2) Determinazione della profondità di installazione dei dreni



Metodo semplificato (Hutchinson, 1977)

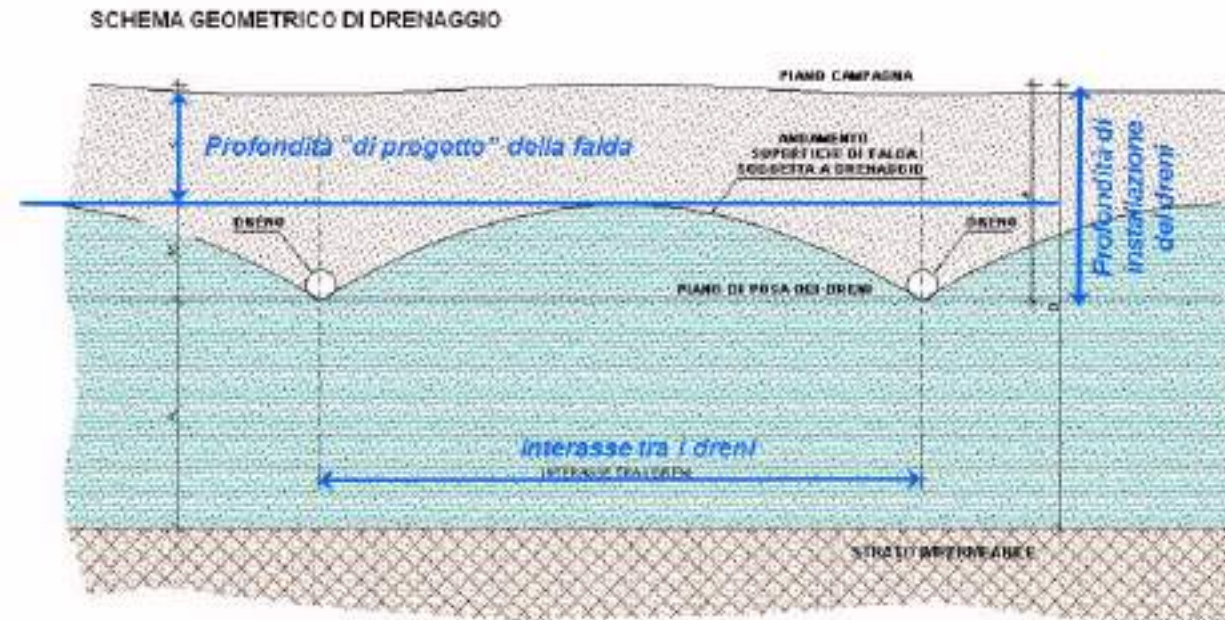


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

3) Determinazione dell'interasse dei dreni





Interventi di stabilizzazione

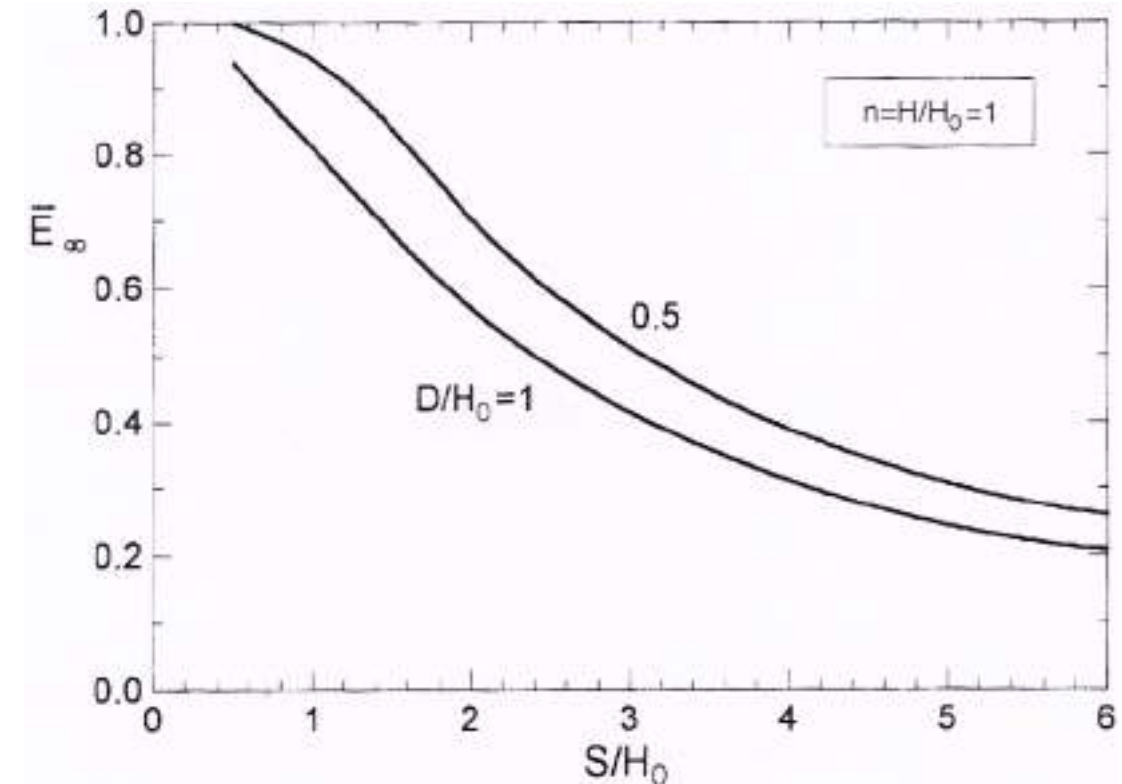
6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

3) Determinazione dell'interasse dei dreni

Metodo semplificato (Hutchinson, 1977)

Determinati i valori del rapporto n tra la profondità di installazione dei dreni H_0 e lo spessore H del pendio e del rapporto tra la profondità di progetto della falda D ed H_0 , si entra in un abaco con il valore dell'efficacia idraulica E



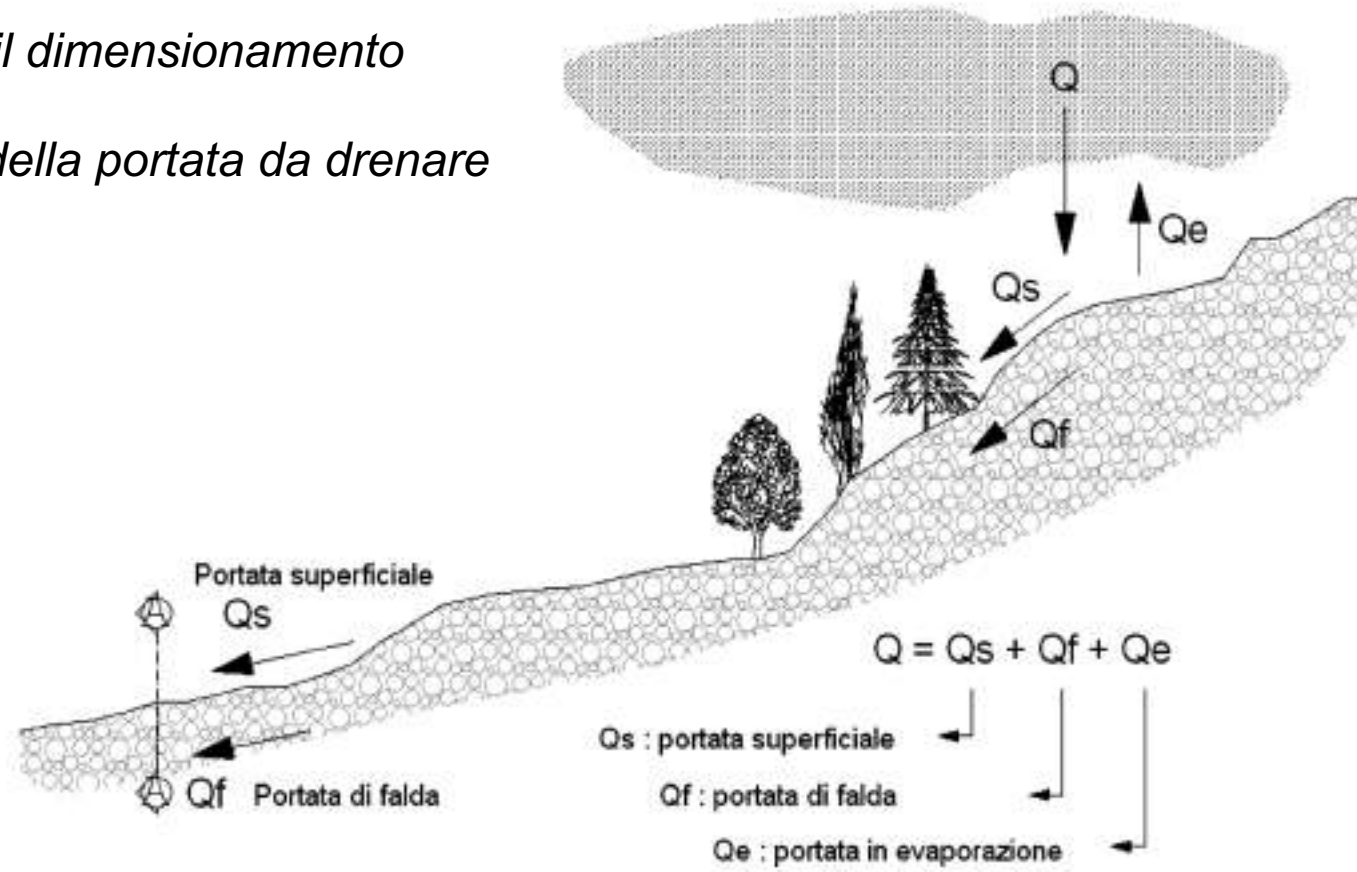


Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

4) Determinazione della portata da drenare





Interventi di stabilizzazione

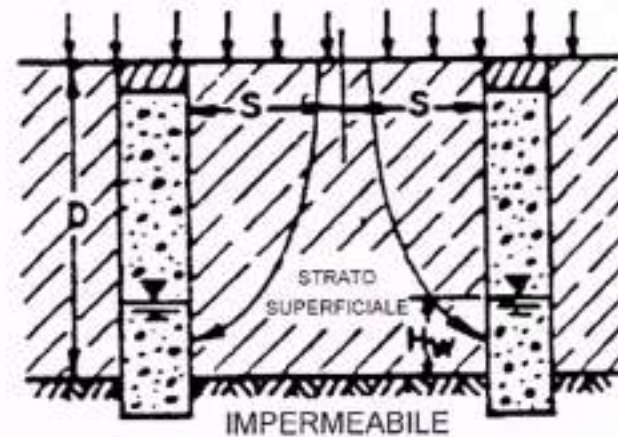
6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

4) Determinazione della portata da drenare

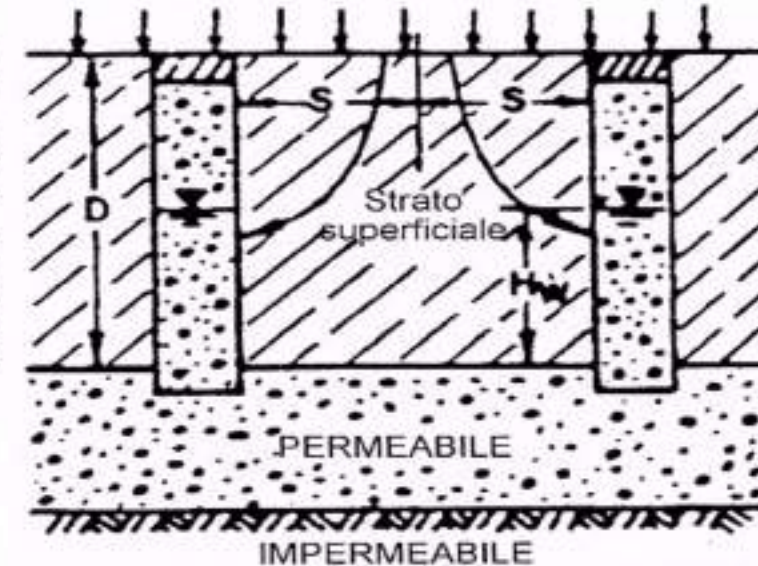
Può farsi ricorso a metodi semplificati che valutano la portata entrante all'interno della trincea attraverso le superfici verticali di scavo.

Metodo semplificato
(NAVFAC - Naval Facilities
Engineering Command)



CASO 1

$$Q = \left(\frac{16 DK}{\pi^2} \right) F$$



CASO 1

$$Q = K \cdot S \cdot F$$

Q = Massima portata drenata dalla trincea per unità di lunghezza

K = Permeabilità dello strato superficiale

2S = Spaziatura delle trincee

F = Coefficiente di flusso



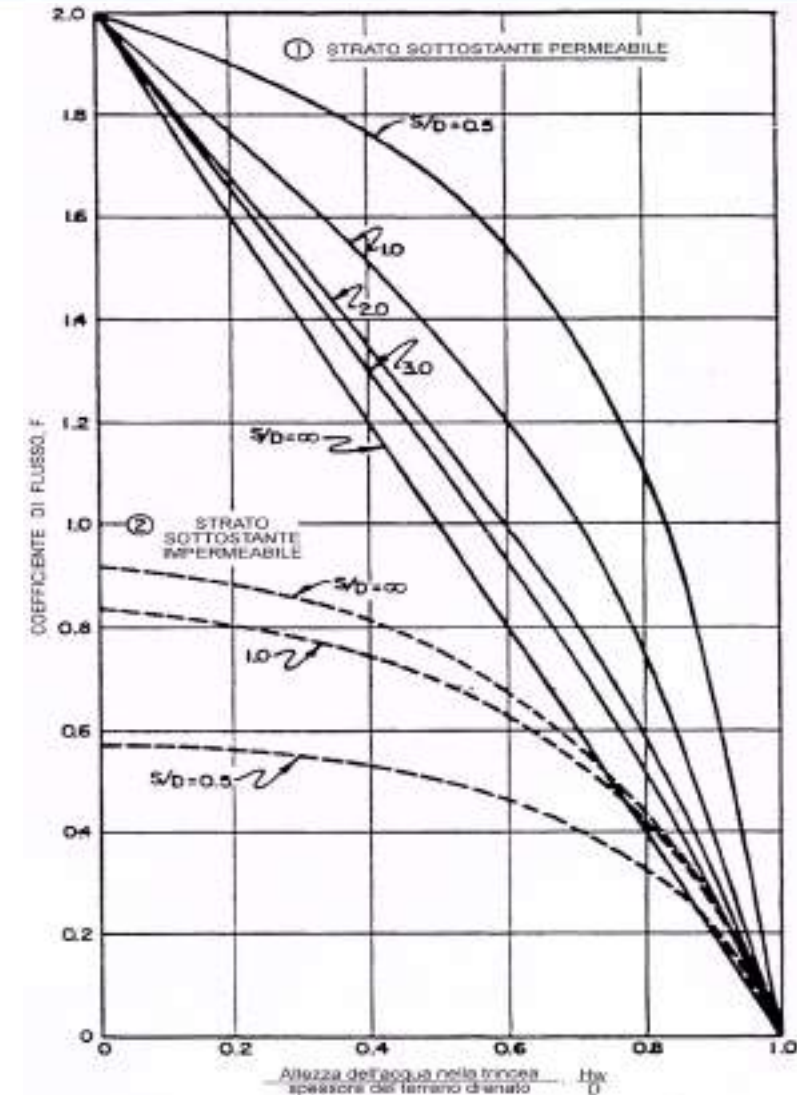
Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Percorso progettuale per il dimensionamento

4) Determinazione della portata da drenare

Metodo semplificato
(NAVFAC - Naval Facilities
Engineering Command)





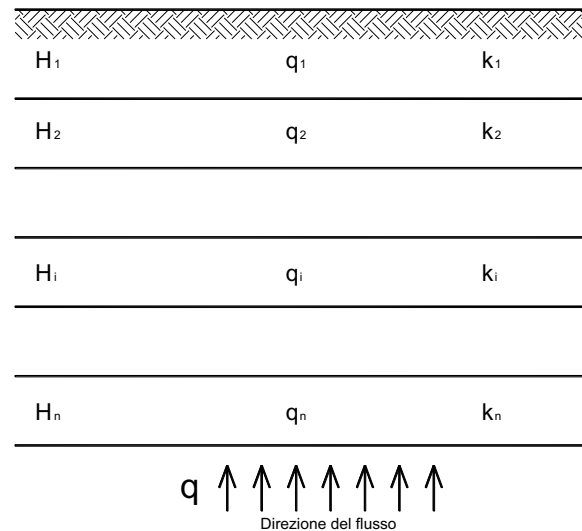
Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Quanto precedentemente visto vale nel caso di terreno omogeneo ($k=cost$).

Se i terreni sono stratificati occorrerà riferirsi a dei valori “equivalenti” di permeabilità.

Se il terreno è costituito da n strati, ognuno dei quali caratterizzato da uno spessore H e da un certo valore della permeabilità k , nel caso in cui il flusso della portata “ q ” avvenga perpendicolarmente agli strati (strati in “serie”), è possibile definire la permeabilità equivalente in direzione verticale:



$$K_{eq_v} = \Sigma H_i / \Sigma (H_i / k_i)$$

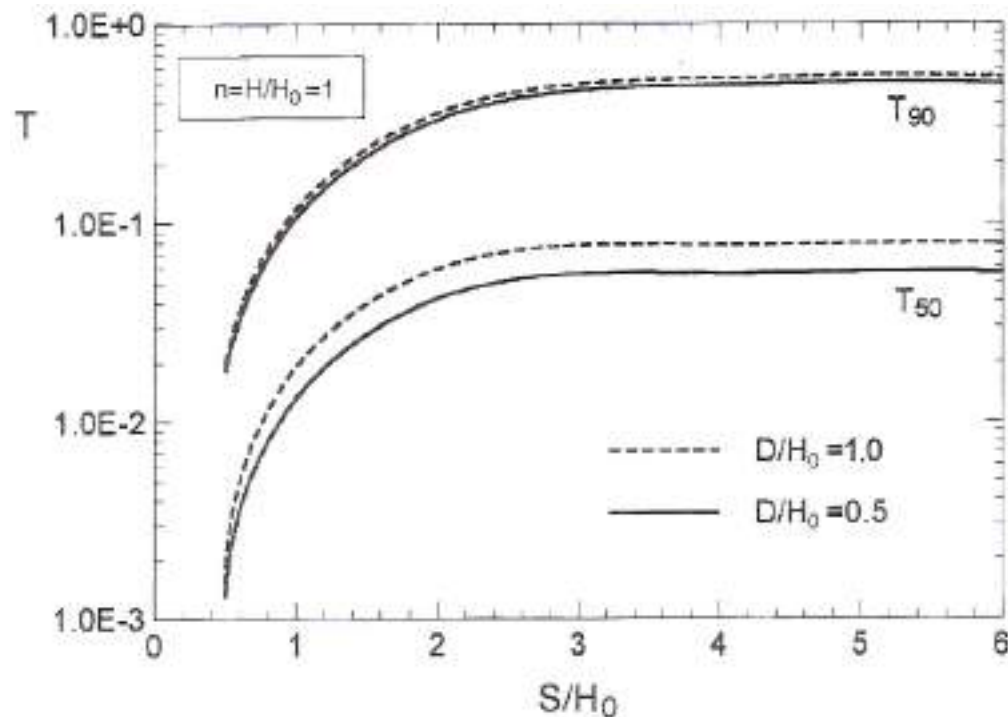
In questo caso la permeabilità equivalente ha lo stesso ordine di grandezza della più bassa permeabilità.



Interventi di stabilizzazione

6) Drenaggi

Stima del transitorio per l'equilibrio idrodinamico



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

T_{50} = tempo necessario per raggiungere il 50% dell'efficienza

T_{90} = tempo necessario per raggiungere il 90% dell'efficienza



GRAZIE PER L'ATTENZIONE