

4. Teoria e Normativa

4.1 Definizione del problema.

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in roccia, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob};$$

con

F_{sic} = coefficiente di sicurezza;

T_{max} = resistenza di taglio massima;

T_{mob} = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ($T_{max} = T_{mob}$) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1.

Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando F_{sic} risulta maggiore di 1 ($T_{max} > T_{mob}$), instabile in caso contrario ($T_{max} < T_{mob}$). In realtà, per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno, per Legge (D.M.21.1.81 e successivi) e per consuetudine pratica la stabilità può dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_{sic} sia maggiore di **1.3**.

Vanno quindi distinti tre casi:

a) Coefficiente di sicurezza inferiore a 1: il pendio si trova in condizioni di instabilità globale.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

b) Coefficiente di sicurezza compreso fra 1 e 1.3: il pendio si trova in condizioni prossime all'equilibrio limite; anche un piccolo incremento degli sforzi tangenziali sulla superficie potenziale di rottura puo' innescare il fenomeno franoso.

c) Coefficiente di sicurezza superiore a 1.3: il pendio si trova in condizioni di stabilita' globale.

4.2 Impostazione della procedura di calcolo.

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilita' di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;

b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{\max} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi;$$

con

T_{\max} = resistenza di taglio massima del terreno;

c = coesione del terreno;

γ = peso di volume del terreno;

h = profondita' della superficie di rottura;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno.

c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$T_{mob} = (c/F_{sicc}) + (\gamma h \operatorname{tg} \varphi/F_{sicp});$$

con

F_{sicc} =coefficiente di sicurezza legato a c;

F_{sicp} =coefficiente di sicurezza legato a φ ;

introducendo nel calcolo due coefficienti di sicurezza invece di uno, con ovvie complicazioni nella risoluzione analitica del problema;

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati (T_{mob}) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb c, φ , γ ed h devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in piu' settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneita' di T_{mob} . Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di γ , c e φ del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce pero' all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di F_{sic} intervengono le seguenti incognite(n=numero dei conci preso in considerazione):

- a) le forze normali (N) agenti sulla base del concio (n incognite);
- b) le forze tangenziali (T) agenti sulla base dei conci (n incognite);
- c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali (n incognite);
- d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);
- e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

- f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) (n-1 incognite);
- g) il coefficiente di sicurezza F_{sic} (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di $6n-2$ incognite.
Per la sua risoluzione sono disponibili:

- a) $3n$ equazioni d'equilibrio;
- b) n equazioni del tipo:

$$T = (c l + N \operatorname{tg} \varphi) / F_{sic};$$

con

l = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite N , T ed F_{sic} .

- c) n equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di N e T cada a meta' della base del concio.

In totale quindi sono disponibili $5n$ equazioni per la soluzione analitica del problema.

Perche' si possa arrivare alla determinazione di F_{sic} occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.

In realta' perche' il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora $n-2$ equazioni (la differenza fra il numero delle incognite, $6n-2$, ed il numero delle equazioni disponibili, $5n$).

Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

4.3 Differenza con il caso di un pendio in terra.

4.3.1 Criterio di Hoek e Brown.

A differenza di quanto avviene nelle terre sciolte, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio del materiale non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb:

$$T_{\max} = c + \sigma \tan \varphi;$$

dove

c = coesione;

σ = pressione efficace;

φ = angolo d'attrito.

Questo infatti indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo lineare, mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è chiaramente di tipo non lineare.

D'altra parte i metodi dell'equilibrio limite per il calcolo della portanza visti in precedenza richiedono che il materiale, terra o roccia, sia descrivibile attraverso i parametri c e φ .

E' necessaria quindi una correlazione che leghi queste due grandezze a quelle utilizzate normalmente per la descrizione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso.

Hoek e Brown descrivono una procedura che consente l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite anche al caso di ammassi rocciosi.

La forma generale del criterio di rottura di Hoek & Brown è la seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a ;$$

dove:

m_b = valore della costante m per gli ammassi rocciosi;

s, a = costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

σ_c = resistenza alla compressione monassiale della roccia intatta;
 $\sigma_1 \sigma_3$ = sforzi principali in tensioni efficaci.

La determinazione dei parametri a , s e m_b viene fatta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice GSI (Geological Strength Index).

Sulla base del valore stimato dell'indice GSI, si distinguono i seguenti casi:

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate di qualità da buona a media per i quali sia $GSI \geq 25$, si ha:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right);$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right);$$

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate per i quali sia $GSI < 25$ (ma maggiore di 18, valore minimo previsto dalla classificazione), si ha:

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200};$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = 0;$$

- in tutti i casi in condizioni rimaneggiate o disturbate (ammassi rocciosi scavati con esplosivo o alterati e detensionati), si ha:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{14}\right);$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{6}\right) \text{ (solo nel caso } GSI \geq 25, \text{ altrimenti } s=0);$$

La grandezza D indica il grado di disturbo della roccia scavata artificialmente e varia da 0 (roccia non disturbata) a 1 (roccia fortemente disturbata). Può essere stimato indicativamente dalla seguente tabella:

Descrizione	Valori di D
Scavo in galleria con uso controllato di qualità ottima di esplosivi o attraverso T.B.M. (Tunnel Boring Machine) con disturbo minimo dell'ammasso roccioso.	0
Scavo meccanico o manuale in galleria (senza uso di esplosivi) di roccia di qualità mediocre con disturbo minimo dell'ammasso roccioso.	0
Come sopra ma con problemi di riflusso e deformazioni plastiche con sollevamento della base della galleria	0,5
Scavo in galleria con uso scarsamente controllato di esplosivi in roccia compatta con danni che si estendono localmente per 2-3 m.	0,8
Scavi di limitata entità su versanti per la realizzazione di opere di ingegneria con modesto danneggiamento dell'ammasso roccioso.	0,7
Come sopra ma con elevato danneggiamento dell'ammasso roccioso.	1,0
Cave di grande estensione con utilizzo massiccio di esplosivi.	1,0
Come sopra ma con scavo meccanico.	0,7

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Per quanto riguarda la stima dei valori di m_i , costante per i diversi litotipi, in assenza di dati sperimentali, si può fare riferimento alla seguente tabella:

ROCCHE	CLASSE	GRUPPO	GRANULOMETRIA			
			Grossa	Media	Fine	Molto fine
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
			← Grovaccia (18) →			
	Non clastiche	Organiche	← Calcare (chalk) 7 →			
		Carbonatiche	← Carbone (8-21) →			
	Chimiche	Breccia (20)	Calcare spatico (10)	Calcare micinico 8		
			Gesso 16	Anidrite 13		
METAMORFICHE	Non scistose		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Debolmente scistose		Migmatite (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Scistose*		Gneiss 33	Scisti (10)	Fillite (10)	Argilloscisto 9
IGNEE	Acide		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Basiche		Diorite 28		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
		Norite 22				
	Piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)	

4.3.2 Stima dei valori di c_i e ϕ_i dell'ammasso roccioso.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Poiché il criterio di Hoek e Brown esprime una curva di tipo non lineare, i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sulla base del concio.

I valori di c_i e φ_i si possono ottenere attraverso lo sviluppo di una tecnica numerica per la soluzione in forma implicita. In questo caso i passi di calcolo sono i seguenti:

- con le procedure di Hoek e Brown, si calcolano i valori di σ_1 , facendo variare σ_3 da un valore minimo prossimo a 0 fino ad un valore massimo che può essere posto indicativamente uguale a $0,25\sigma_c$. Il passo di variazione di σ_3 ($\Delta\sigma_3$) è fornito dalla relazione $\Delta\sigma_3 = \sigma_c/2^{10}$. Ad n passi $\Delta\sigma_3$ corrispondono altrettante coppie di valori di σ_1 , σ_3 , con le formule di Hoek e Brown, e n gruppi di valori $\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$, σ_n' , τ , ottenuti attraverso le relazioni di Balmer:

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} + 1};$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3}};$$

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{caso GSI} > 25, a=0,5).$$

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{a-1} \quad (\text{caso GSI} \leq 25, s=0).$$

Dalle formule di regressione lineare:

$$\varphi_i' = \arctan \left[\frac{\sum \sigma_n \tau - \frac{\sum \sigma_n \sum \tau}{n}}{\sum \sigma_n^2 - \frac{(\sum \sigma_n)^2}{n}} \right],$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$c_i' = \left(\frac{\sum \tau}{n} \right) - \left[\left(\frac{\sum \sigma_n}{n} \right) \tan \varphi_i' \right],$$

si ricavano i corrispondenti valori di c_i' e φ_i' dell'intervallo considerato.

- S'individua l'intervallo di valori di σ_n calcolati nel passo precedente ($\Delta\sigma_n$) nel quale ricade il σ_n' medio della base del concio. $\Delta\sigma_n$ a sua volta si collega a due intervalli di variazione della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio istantanei ($\Delta c_i'$ e $\Delta\varphi_i'$), da cui si ricavano:

$$c_i = \frac{\sigma_{nbc}'}{\Delta\sigma_n} \Delta c_i',$$

$$\varphi_i = \frac{\sigma_{nbc}'}{\Delta\sigma_n} \Delta\varphi_i',$$

4.3.3 Stima dei valori di c_i e φ_i dei giunti meccanici.

Negli ammassi rocciosi fratturati in cui la stabilità dipende dalla resistenza meccanica dei giunti, i valori di c_i e φ_i si possono ottenere attraverso le relazioni proposte da Barton.

Anche in questo caso i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sul giunto.

Questi i passaggi di calcolo:

$$\tau = \sigma_n' \tan \left[\varphi_b + JRCLog_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n'} \right) \right];$$

$$\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n} = \tan \left[\varphi_b + JRCLog_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n'} \right) \right] - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left\{ \tan^2 \left[\varphi_b + JRCLog_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n'} \right) \right] + 1 \right\}$$

$$\varphi_i = \arctan \left(\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n} \right);$$

;

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \varphi_i.$$

Si ricorda che nel caso in cui lo scivolamento s'imposti lungo la superficie di un giunto e questo risulti aperto (>10 mm) nel calcolo di stabilità andranno utilizzati i parametri del materiale di riempimento.

CONSIDERAZIONI SULL'USO DEL CRITERIO DI ROTTURA DI HOEK & BROWN.

Il criterio di rottura di Hoek & Brown andrebbe utilizzato in teoria solo in presenza di rocce intatte o ammassi rocciosi altamente fratturati, dove l'ammasso roccioso nella sua globalità può essere considerato come un mezzo omogeneo ed isotropo. Non deve essere applicato in situazioni intermedie, dove le superfici di discontinuità presenti vadano ad influenzare il comportamento geomeccanico dell'ammasso. In questi casi problemi d'instabilità potranno aversi esclusivamente per singoli blocchi o porzioni di versante isolati dall'intersezione dei giunti di discontinuità meccanica presenti. Questo tipo di problema andrà affrontato con una procedura sostanzialmente differente (vedi 'Stabilità di cunei isolati').

4.4 Risoluzione con i metodi dell'equilibrio limite

Le instabilità di interi versanti o di importanti parti di versanti in roccia, avvengono per superfici circolari o subcircolari solo in presenza delle seguenti caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche:

- Pendio costituito da rocce altamente fratturate fino a cataclasate (“waste or crushed rock mass”), con comportamento a grande scala tendenzialmente simile a quello dei terreni e discontinuità non isorientate (“random”) in cui si verificano le condizioni:
 - basso grado di “interlocking” ovvero di intercompensazione e reciproco incastro dei volumi rocciosi unitari determinati dalle superfici di discontinuità
 - dimensioni dei volumi rocciosi unitari isolati dalle discontinuità, trascurabili nei confronti delle dimensioni del pendio. Questa situazione si verifica nei confronti dei versanti fortemente estesi in rapporto al reticolo fratturativo presente; si tratta quindi di un fenomeno che risente in maniera

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

piuttosto evidente del decadimento delle caratteristiche di resistenza per il cosiddetto “effetto scala”. Tale fenomeno contraddistingue i cosiddetti “sackung” (“Deep Seated Mass Rock Creep”) che consistono in frane di versante di grosse dimensioni.

- Pendio costituito da rocce con una o più famiglie di superfici di discontinuità geostrutturale-geomeccanica disposte sfavorevolmente alla giacitura del pendio o con direzione prossima alla stessa. Le superfici di discontinuità geostrutturale-geomeccanica possono essere di origine singenetica, tettonica o metamorfica (o post-tettonica o post-metamorfica) e possono essere inclinate in qualsiasi modo rispetto al pendio purché la loro direzione sia prossima allo stesso ($\pm 20^\circ$ da “*Rock Slope Engineering*”) ovvero le superfici siano “cinematicamente ammissibili”. E’ il caso prevalentemente considerato nella presente trattazione.
- Pendio costituito da rocce tenere e/o suoli molto compatti e sovraconsolidati dove il comportamento complessivo a grande scala è quello rispettivamente di un mezzo omogeneo isotropo continuo e dei terreni.
- Pendio costituito da rocce completamente alterate dai fenomeni di “*weathering*” dove il comportamento è quello dei terreni.

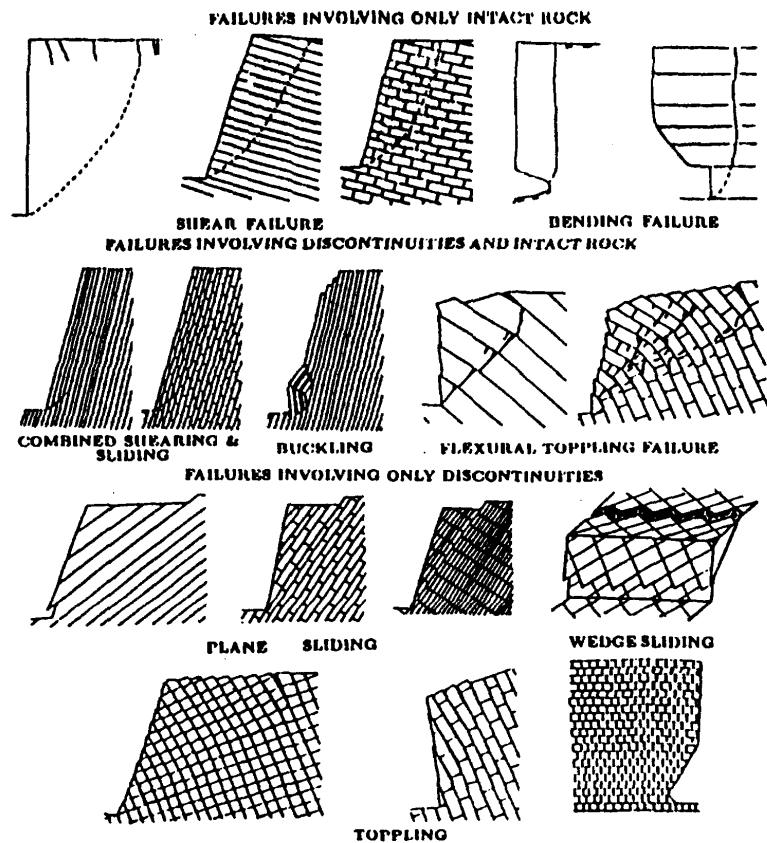


Fig. 1 Scivolamento subcircolare in roccia fratturata con discontinuità non isorientate (“random”)

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Superfici di rottura subcircolari possono verificarsi in tutti i casi in cui esiste una combinazione delle precedenti quattro tipologie di caratteristiche geostrukturali e geomecchaniche.

Con riferimento alla classificazione proposta da Aydan et Alii, che classifica la tipologia di rottura nei versanti in roccia essenzialmente sui criteri di classificazione di tipo C, ovvero determinati dalle strutture o insieme di strutture coinvolte nella rottura, questi fenomeni rientrano nella classe II della Fig. 2. In particolare modo essi combinano taglio lungo la matrice rocciosa e scivolamento lungo le discontinuità preesistenti.



Classification of failure modes of rock slopes

Classificazione delle tipologie di rottura dei pendii rocciosi (da Aydan et Alii, 1922)

Fig. 2 *Classificazione di Aydan et Alii di rottura su pendii in roccia*

Questa eventualità è individuata anche da Jaeger che suggerisce il caso particolare di un pendio con discontinuità a franappoggio con diverse possibili superfici di rottura (vedi Fig. 3);

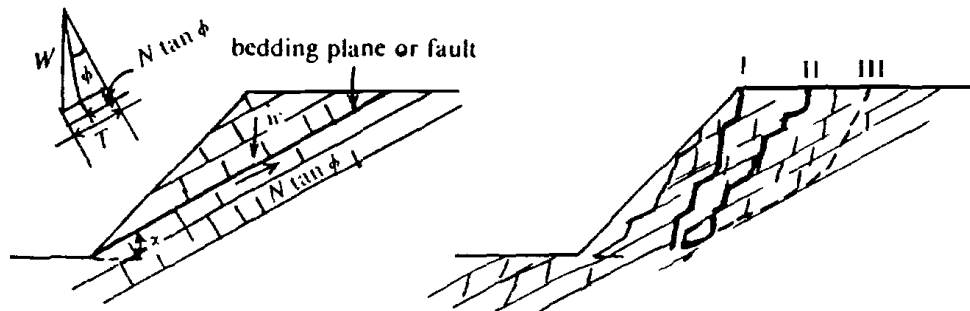


Fig. 3 Possibilità di rottura su roccia e discontinuità secondo Jaeger

a titolo di esempio eclatante e internazionalmente riconosciuto riporta la frana del Vajont (vedi Fig. 4).

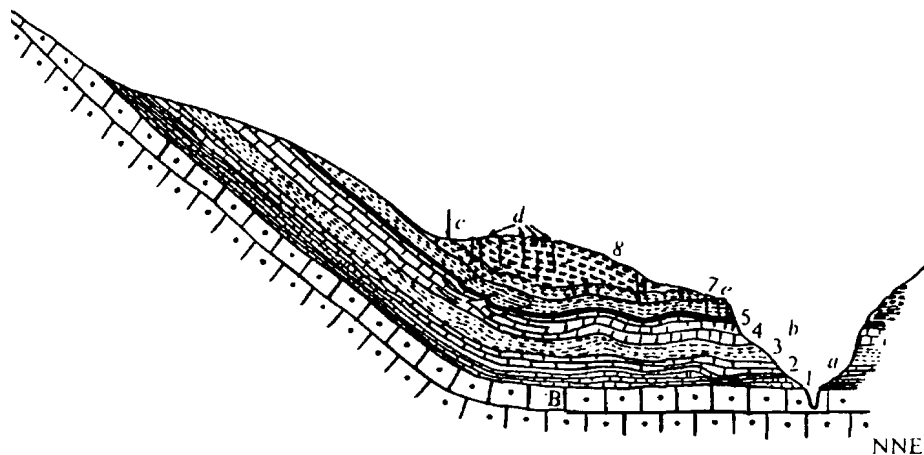


Fig. 4 Frana del Vajont (9 Ottobre 1963)

Di seguito sono illustrati alcuni esempi di pendii in roccia con potenziale formazione di superfici di rottura circolari o subcircolari in base alle relative caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche.

Nb. : In tutti i casi le discontinuità devono risultare con direzione prossima ($\pm 20^\circ$) a quella del pendio; qualora posseggano discontinuità con

immersione reggipoggio di elevata inclinazione, le superfici di potenziale scivolamento non devono ricalcare dette discontinuità nella parte alta del pendio ovvero le analisi all'equilibrio limite a conci non contemplano superfici a tetto con conseguenti stati di sforzo a trazione.

1. Pendio con una sola famiglia di discontinuità immergente a contropoggio
2. Pendio con una sola famiglia di discontinuità immergente a debole franappoggio (in caso di pronunciato franappoggio prevale lo scivolamento planare “*plane failure*”)
3. Pendio con una sola famiglia di discontinuità immersa a reggipoggio
4. Pendio con due o più famiglie di discontinuità in combinazioni di assetti geostrutturali variabili
5. Pendio con due o più famiglie di discontinuità con giaciture orizzontali e verticali
Pendio con una o più famiglie di discontinuità e con contatto formazionali, stratigrafici e/o tettonici particolari.

4.4.1 Metodo di Fellenius.

Con il metodo di Fellenius si pone la condizione che le forze agenti sulle superfici di separazione dei conci (forze di interstriscia) siano trascurabili. E' un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.

Posto:

$$N_i = W_{\text{concio}(i)} \cos \alpha_i;$$

con

$W_{\text{concio}(i)}$ = peso del volume di terra compreso nel concio i-esimo;

α_i = inclinazione della base del concio i-esimo;

N_i = componente normale alla base del concio di $W_{\text{concio}(i)}$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro della superficie circolare di scivolamento potenziale del pendio, si può scrivere:

$$\sum R \sin \alpha_i W_{\text{concio}(i)} = \sum R T_i;$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

in cui il prodotto $R \text{ sen } \alpha_i$ rappresenta il braccio di $W_{\text{concio}(i)}$.
Si ottiene infine:

$$F_{\text{sic}} = \frac{\sum(C_i L_{\text{concio}(i)} + N_i \text{tg } \varphi_i)}{\sum \text{sen } \alpha_i W_{\text{concio}(i)}};$$

con

C_i =coesione agente lungo la base del concio i ;

$L_{\text{concio}(i)}$ =lunghezza della base del concio i ;

φ_i =angolo d'attrito agente lungo la base del concio i ;

Introducendo il contributo dovuto alla presenza di falda idrica si ottiene:

$$F_{\text{sic}} = \frac{\sum C_i L_{\text{concio}(i)} + (N_i - h_{\text{falda}(i)} L_{\text{concio}(i)}) \text{tg } \varphi_i}{\sum W_{\text{concio}(i)} \text{sen } \alpha_i};$$

in cui:

$h_{\text{falda}(i)}$ =altezza della falda rispetto alla base del concio i ;

Il metodo di Fellenius conduce generalmente a sottostime di F_{sic} rispetto a metodi più rigorosi, soprattutto in terreni coesivi e/o sovraconsolidati e per superfici profonde. L'errore è comunque a favore della sicurezza, anche se in alcuni casi può superare il 20% rispetto a metodi rigorosi.

Può essere utilizzato con superfici di calcolo circolari e di forma qualsiasi.

Questo metodo, come i successivi che verranno presi in esame, può a volte fornire coefficienti di sicurezza negativi. Ciò si verifica, quando l'inclinazione della superficie di scivolamento al piede assume valori negativi molto elevati, come nel caso di superfici molto profonde rispetto alla loro estensione in lunghezza. Queste superfici vanno considerate sicuramente stabili e il valore di F_s stimato privo di significato. Nel programma le superfici di scivolamento che presentano valori di F_s negativi vengono ignorate.

4.4.2 Metodo di risoluzione di Bishop (semplificato).

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Con il metodo di Bishop semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

E' anche questo un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.

Viene supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con $X_i = (c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \operatorname{tg} \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con g_w = peso di volume dell'acqua;

h_w = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \operatorname{tg} \alpha \times \operatorname{tg} \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \operatorname{sen} \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \sum_{i=1-n} T_i \max / \sum_{i=1-n} T_i \text{ mob}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della $T \max$. Di conseguenza non sarà possibile la determinazione diretta di F_s .

La procedura da adottare dovrà essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s .

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di F_s (per es. ottenuto applicando Fellenius) e si calcola un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s'-F_s>0.001$), si ritorna al passo a), inserendo, al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e' F_s' .

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_w \times h_w - c \times \text{tg } \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$

con s' = pressione normale agente sulla base del concio;

- $\cos \alpha \times (1 + Y/F_s) > 0.2$.

In caso contrario il metodo puo' condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Il metodo va applicato preferibilmente su versanti costituiti da terreni omogenei, dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche, o, al limite, su terreni in cui la stratificazione non porti a contatto litologie a comportamento meccanico significativamente diverso (per esempio sabbia su argilla); se ne sconsiglia l'uso anche in presenza di terreni fortemente sovraconsolidati.

Confrontando il metodo di Bishop semplificato con la sua versione completa, si ottengono differenze massime nei valori dei coefficienti di

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

sicurezza non superiori all'uno per cento. Rispetto ad altri metodi più rigorosi, come il G.L.E., lo scarto non supera il 5%, tranne nel caso, di scarso interesse pratico, in cui sia $F_s < 1$.

4.4.3 Metodo di risoluzione di Janbu (semplificato).

Nel metodo di Janbu semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

Questo metodo, a differenza di quello di Bishop, consente di verificare superfici potenziali di scivolamento di forma qualsiasi ed è un metodo basato sull'equilibrio delle forze agenti.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio, da:

$$T_i \text{ max} = X_i / (1 + Y_i/F_s);$$

con $X_i = [c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \text{tg } \varphi] \times [1 + (\text{tg } \varphi^2)] \times dx$
con g_w = peso di volume dell'acqua;
 h_w = altezza dell'acqua sulla base del concio;
 dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;
 α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \text{tg } \alpha \times \text{tg } \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio è per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \text{tg } \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$F_s = \frac{\sum_{i=1-n} T_i \max}{\sum_{i=1-n} T_i \text{mob}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della $T \max$. Di conseguenza non sara' possibile la risoluzione diretta.

La procedura da adottare, anche in questo caso, dovra' essere di tipo iterativo fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s .

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di F_s (per es. con Fellenius) e si determina un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s' - F_s > 0.001$), si ritorna al passo a), inserendo al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e' F_s' .

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo va applicato preferibilmente su versanti costituiti da terreni eterogenei, dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche, o fortemente sovraconsolidati. In questi casi infatti la superficie potenziale di rottura avra' probabilmente forma irregolare, lontana dalla circolarita'.

Il metodo di Janbu puo' condurre, rispetto ad altri metodi piu' rigorosi, come il G.L.E., a scarti non trascurabili in presenza di superfici potenziali di rottura profonde o in presenza di forte coesione. E' quindi consigliabile, in queste situazioni, l'introduzione di un fattore correttivo che minimizzi tale scarto.

Janbu suggerisce per tale coefficiente la seguente forma:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$f = 1 + K \times [d/l - 1.4 \times (d/l)^2];$$

con

l = lunghezza del segmento retto congiungente il piede del versante con la sua estremità superiore;

d = scarto massimo fra la congiungente il piede del versante e l' estremità superiore e la superficie potenziale di scivolamento, misurato lungo la perpendicolare del primo;

K = costante uguale a 0.31 in terreni privi di coesione (c=0) e a 0.5 per terreni coesivi (c>0).

Il coefficiente di sicurezza corretto e' dato quindi da:

$$F_s' = f \times F_s$$

con F_s = coefficiente di sicurezza non corretto.

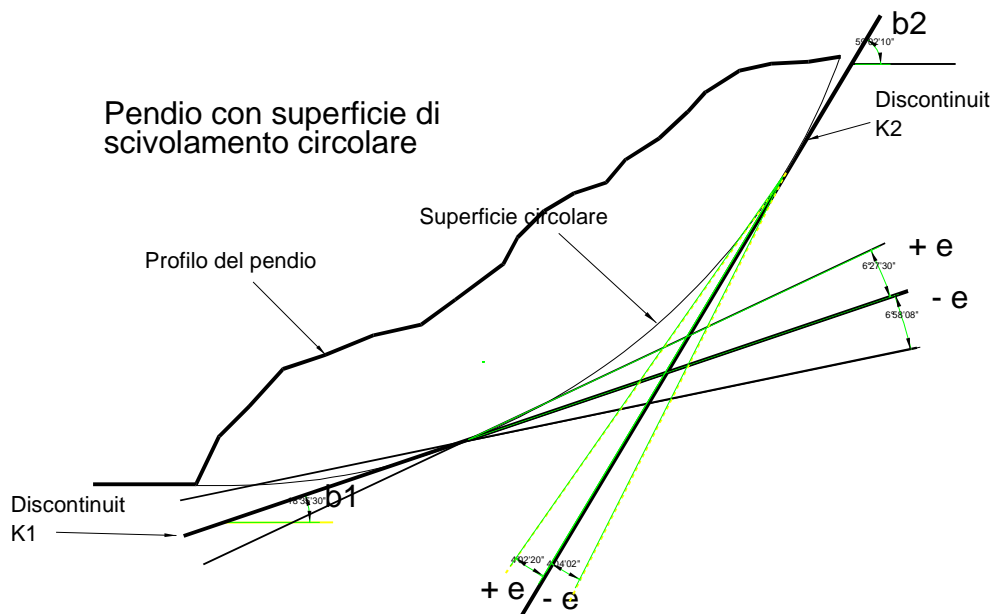
Il metodo di Janbu semplificato si presta inoltre meglio di altre procedure alla verifica dell'influenza di superfici di discontinuità geomeccaniche sulla stabilità complessiva. Le porzioni di superficie di potenziale scivolamento appartenenti alle superfici subcircolari e/o irregolari che ricadono all'interno di un intervallo prefissato intorno ai piani di discontinuità ne assumono le relative caratteristiche di resistenza, mentre le restanti parti assumeranno le caratteristiche della massa rocciosa nel suo complesso.

In pratica nel calcolo si tiene conto di ciò attraverso la seguente procedura:

- s'individuano le superfici di discontinuità con valore della direzione di immersione contenute entro $\pm 20^\circ$ rispetto alla direzione di immersione del pendio (asse della sezione) e le relative caratteristiche di:
 - a1) distribuzione di frequenza dei valori di immersione (dip, β);
 - a2) caratteristiche di resistenza secondo il criterio di Hoek & Brown, Mohr-Coulomb o Barton;
- s'individuano le inclinazioni (α) (valori di dip) delle basi dei conci della massa di potenziale scivolamento;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

- si stima l'intervallo o "cono di confidenza" ($\pm \epsilon$), dipendente dalla distribuzione di frequenza dei valori di immersione (β) entro il quale applicare alla base del conio le caratteristiche della discontinuità in essa compresa. L'intervallo (ϵ) si può determinare sulla base di:
 - c1) un valore prefissato "a priori"
 - c2) un valore di ampiezza della classe modale
 - c3) altri valori di significatività statistica in base alla forma di distribuzione di frequenza del campione ("gaussiana" o non)
- si attribuiscono le caratteristiche di resistenza alle basi dei conici quando la loro dip (α) ricade (vedi Fig. 6) all'interno dell'intervallo o "cono di confidenza" ($\pm \epsilon$) precedentemente definito ovvero quando $\beta - \epsilon < \alpha < \beta + \epsilon$. Le caratteristiche di resistenza saranno immesse secondo i parametri richiesti dal criterio di resistenza prescelto nella fase a2).



b_1, b_2 = valori di immersione (dip) delle discontinuità
 $+ \epsilon, - \epsilon$ = valori di escursione del "cono di confidenza" intorno alla discontinuità

4.4.4 Metodo di risoluzione di Spencer

Nel metodo di Spencer si pone la condizione che le forze d'interazione lungo le superfici di divisione dei singoli conci siano orientate parallelamente fra loro ed applicate nel punto medio della base del concio. Si tratta, nella sua espressione analitica, di un' estensione del metodo di Bishop semplificato, ed è quindi valido per superfici di scivolamento sub-circolari.

E' un metodo rigoroso in quanto basato sia sull'equilibrio dei momenti che delle forze agenti.

La forza d'interazione fra i conci applicata nel punto medio della base del concio i-esimo è data da:

$$Q_i = [(c \times l / Fs) \times (W \cos \alpha - h \times g_w \times l \times \sec \alpha) \times \operatorname{tg} \varphi / Fs - W \operatorname{sen} \alpha] / (\cos(\alpha - \theta) \times m_a)$$

con $m_a = 1 + [\operatorname{tg} \varphi \times \operatorname{tg}(\alpha - \theta)] / Fs$

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$(1) \sum Q_i \times R \times \cos(\alpha - \theta) = 0;$$

con R = raggio dell'arco di cerchio.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum Q_i \cos \theta = 0;$$

$$\sum Q_i \operatorname{sen} \theta = 0.$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$(2) \sum Q_i = 0.$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (Fsm), ottenuto dalla (1) legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (Fsf) dalla (2), legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la (1) e la (2) per un dato intervallo di valori dell'angolo teta, considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia Fsm=Fsf. Il metodo è valido per superfici di scivolamento circolari e di forma qualsiasi.

4.4.5 Metodo di risoluzione G.L.E. (General Limit Equilibrium)

Il metodo G.L.E. (Fredlund e Kran, 1977) rappresenta una riformulazione del quello di Morgenstern Price. Si tratta di un metodo 'rigoroso', che cioè prende in considerazione sia l'equilibrio dei momenti che delle forze. L'espressione della forma normale agente sulla base del concio i-esimo è la seguente:

$$N_i' = \frac{W_i + (X_{i-1} - X_i) + V_i - u_i l_i \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} c_i l_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \sin \alpha_i \tan \varphi_i}$$

dove:

W =Peso del concio;

X =Forza d'interstriscia verticale;

V =Forze esterne verticali;

u =Carico idraulico;

l =Lunghezza della base del concio;

α =Inclinazione della base del concio.

Il coefficiente di sicurezza per l'equilibrio delle forze è dato dalla relazione:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$F_{forze} = \frac{\sum(c_i l_i + N_i' tg \varphi_i) \cos \alpha_i}{\sum(N_i' + uil_i) \sin \alpha_i + \sum kW_i - \sum O_i}$$

dove:

O = Forze esterne orizzontali;

k = Coefficiente sismico orizzontale.

Il coefficiente di sicurezza per l'equilibrio dei momenti è dato invece dall'espressione:

$$F_{momenti} = \frac{\sum(c_i l_i + N_i' tg \varphi_i) r_i}{\sum W_i d_i - \sum(N_i' + uil_i) s_i + \sum kW_i m_i - \sum O_i n_i + \sum V_i d_i}$$

dove:

r = Distanza, misurata lungo la perpendicolare, della base del concio dal centro di rotazione ;

s = Distanza, misurata lungo la parallela, del punto mediano della base del concio dal centro di rotazione ;

d = Distanza, misurata lungo l'orizzontale, del punto mediano della base del concio dal centro di rotazione ;

m = Distanza, misurata lungo la verticale, del baricentro del concio dal centro di rotazione ;

n = Distanza, misurata lungo la verticale, del punto topografico giacente sulla verticale del punto mediano della base del concio dal centro di rotazione .

A queste espressioni va aggiunta quella che lega le forze di interstriscia verticali (X) a quelle orizzontali (E):

$$X(x) = E(x) \lambda f(x)$$

dove:

E = Forze d'interstriscia orizzontali;

λ = Coefficiente variabile da 0 a 1;

f(x) = Funzione di interstriscia, posta nel programma costante e uguale a 1.

Nella pratica la determinazione di Fs si ottiene con la seguente procedura di calcolo.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

- Si stima un primo valore di F_s , per esempio con il metodo di Fellenius.
- Facendo variare il coefficiente λ all'interno dell'intervallo 0-1 con passo prestabilito (per esempio 0,1), si calcolano, con procedura iterativa, le forze normali N' , le forze di interstriscia, partendo da un valore iniziale di $X=0$ e $E=0$, e quindi i fattori di sicurezza F_{forze} e $F_{momenti}$.
- Il valore di F_s da adottare è quello per cui, i valori di N' , X e E calcolati danno $F_{forze} = F_{momenti}$.

La scelta della funzione $f(x)$ da utilizzare non influenza in maniera significativa il calcolo.

Il metodo è valido per superfici di scivolamento circolari e di forma qualsiasi.

4.4.6 Metodo di risoluzione di Sarma

Il metodo di Sarma si differenzia dai metodi dell'equilibrio limite visti per un approccio al problema basato non sulla stima del coefficiente di sicurezza, ma sulla valutazione del coefficiente sismico critico per il quale il pendio si trova in condizioni di equilibrio limite ($F_s=1$).

Le forze di interstriscia, in questo caso, vengono calcolate con la relazione:

$$X_{i-1} - X_i = \lambda \Psi_i;$$

dove Ψ_i è una forza, inserita dall'operatore, tale per cui sia abbia:

$$\sum \Psi_i = 0.$$

Il coefficiente λ può essere calcolato direttamente con la relazione:

$$\lambda = \frac{-D_i(y_i - y_g)}{\sum \Psi_i [(x_i - x_g) + (y_i - y_g) \operatorname{tg}(\varphi_i - \alpha_i)]}$$

dove:

$$D = W_i \operatorname{tg}(\varphi_i - \alpha_i) + \frac{c_i b_i \cos \varphi_i \sec \alpha_i - u_i l_i \sin \varphi_i}{\cos \alpha_i \cos \varphi_i + \sin \alpha_i \sin \varphi_i};$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

b = lunghezza del concio proiettata sull'orizzontale;
 x_i, y_i = coordinate del punto mediano della base del concio;
 x_g, y_g = coordinate del baricentro del volume di terreno isolato dalla superficie di scivolamento.

Determinato il coefficiente λ si può procedere al calcolo diretto del coefficiente sismico critico.

$$k_c = \frac{\sum D_i + \lambda \sum \psi_i \operatorname{tg}(\varphi_i - \alpha_i)}{\sum W_i}$$

Il valore di K_c determinato rappresenta quindi il coefficiente sismico al quale è associabile un coefficiente di sicurezza $F_s=1$.

Più problematico è il calcolo inverso, cioè, noto il valore di K_c , che può anche essere uguale a zero, la determinazione del coefficiente di sicurezza ad esso abbinabile.

La procedura suggerita in letteratura è presentata di seguito.

- Si determina il valore di K_c in condizioni critiche ($F_s=1$).
- Si fissa un valore arbitrario di F_s , per esempio 1,3, e si ripete il calcolo di K_c , utilizzando i valori della coesione dell'angolo di attrito corretti come segue:

$$c_c = \frac{c}{F_s}, \varphi_c = \frac{\varphi}{F_s}.$$

- Ripetendo la procedura con nuovi valori di F_s , si costruisce un diagramma con, lungo le ascisse, i valori di F_s e lungo le ordinate i valori di K_c , dal quale si può ricavare immediatamente il valore di F_s associato ad ogni valore di K_c .

In realtà questo diagramma non è esattamente lineare, quindi l'interpolazione conduce ad un errore spesso non trascurabile.

Si consiglia quindi di utilizzare questo metodo esclusivamente per la determinazione di k_c in condizioni critiche, in analisi di stabilità in zona sismica.

4.4.7 Applicazione della rottura progressiva a superfici di scivolamento in roccia.

Molto frequentemente se non sempre il collasso di un versante o di un fronte di scavo in roccia avviene per il fenomeno della rottura progressiva; alla rottura delle parti più sollecitate, le cui caratteristiche di resistenza precipitano verso termini residui, segue infatti la redistribuzione delle tensioni in eccesso con conseguente crisi di porzioni sempre maggiori che conducono al collasso globale.

Di tale effetto, difficilmente implementabile in un codice di calcolo automatico basato sull'equilibrio limite, se ne può tenere in conto attraverso due approcci:

- a) con l'attribuzione dei parametri residui ai concii con coefficiente di sicurezza $FS(n) < 1$
- b) considerando la cessione degli esuberanti di forze agenti sulla base di concii con $FS(n) < 1$ ai concii limitrofi.

La prima procedura appare più semplice e percorribile.

Secondo questa metodologia e considerando il metodo di Bishop semplificato si può procedere attraverso le seguenti fasi:

- 1) si determina il valore di FS globale
- 2) si stimano i valori di $FS(n)$ relativi ai singoli concii
- 3) s'individuano i concii a rottura per scivolamento (dove cioè $FS(n) < 1$)
- 4) si attribuiscono i valori di resistenza al taglio residua ai concii con $FS(n) < 1$
- 5) si procede al ricalcolo del coefficiente di sicurezza globale del versante.

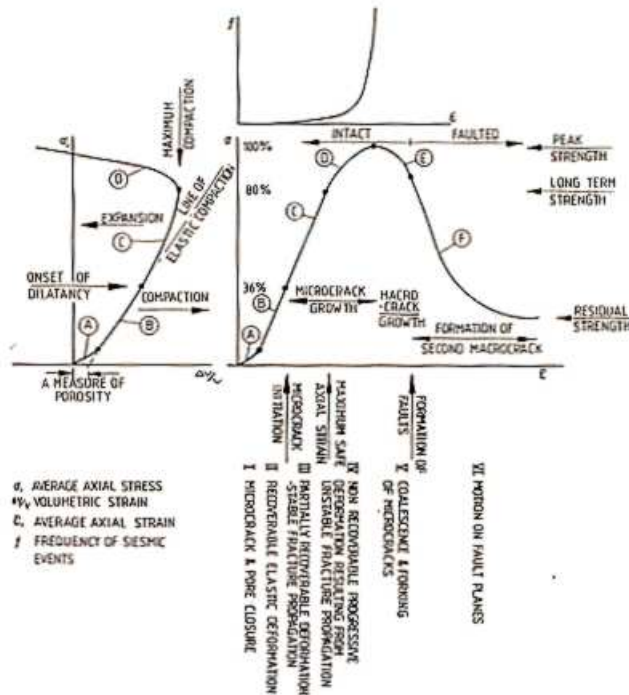
La fase 4 appare la più critica nell'intero processo.

Il comportamento tensio-deformativo di una roccia o ammasso roccioso dipende da svariati fattori.

Considerando una curva sforzi-deformazioni caratteristica (Fig. 1, [Price, 1979]) di un campione in roccia sottoposto a compressione monoassiale si osservano le fasi tipiche di evoluzione della rottura.

In essa si individuano, dopo un iniziale fase di compattazione dei vuoti (a), tre fasi fondamentali di sviluppo corrispondenti a :

- 1) fase di pseudo-elasticità (b, c)
- 2) fase di inizio rottura (d, e)
- 3) fase di propagazione della rottura (f)



The complete rock deformation curve (after Price 1979).

Fig.1 - Curva sforzi-deformazioni caratteristica.

Tale comportamento, tipico di un campione di roccia intatta, può in realtà differire notevolmente nella pratica nel caso di un ammasso roccioso fratturato sottoposto a un tensore di sforzi non monoassiale.

Esemplificativamente, con riferimento alla Fig. 2, si possono distinguere tre tipologie di comportamenti tipo:

- a) elastico-fragile (*brittle*)
- b) elastico perfettamente plastico (*ductile*)

c) elastico-plastico con incrudimento (*ductile-strain hardening*)

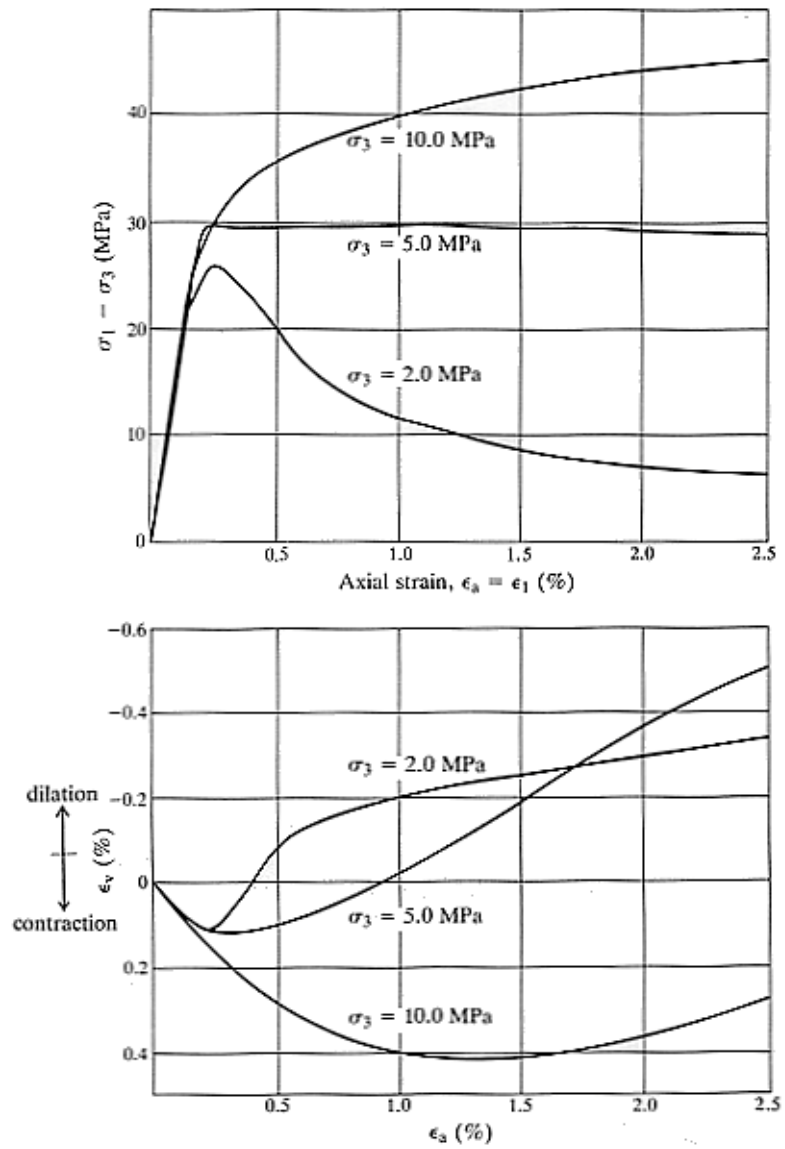


Fig.2 - Tipologie di comportamenti.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Il comportamento elastico-plastico con rammollimento può essere considerato un sottotipo dei casi a) e b).

Nella figura 2 i tre comportamenti sforzi-deformazioni differiscono a causa della diversa tensione di confinamento (σ_3) applicata: al crescere di questa si ha una migrazione dal tipo a) al tipo c).

In generale si possono quindi individuare tre livelli di resistenza, che con riferimento al tipo elastico-fragile della Fig. 3 [Brady & Brown], corrispondono ai punti A, B, C:

A = sforzo di “snervamento” (*yield strength*)

B = sforzo di picco (*peak strength*)

C = sforzo residuo (*residual strength*).

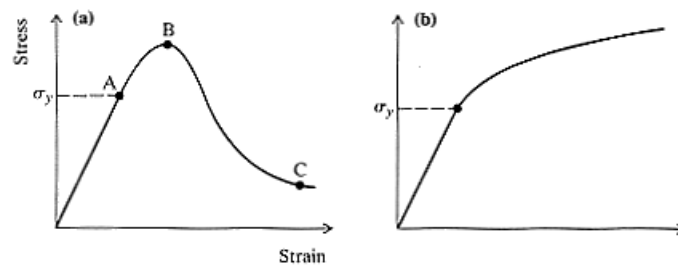


Fig.3 - Livelli di resistenza sulla curva intrinseca.

Il comportamento di tipo b) è di fatto considerato in tutti i metodi di calcolo all'equilibrio limite di stabilità di versanti; infatti in esso la resistenza di picco coincide con quella residua.

Il comportamento di tipo a) elastico-fragile è proprio delle rocce; esse possono avere comportamento di tipo b) solo se fortemente fratturate o alterate.

In generale comunque è lecito aspettarsi, nel caso degli ammassi rocciosi, una caduta di resistenza connessa al superamento della resistenza di picco.

Detta caduta di resistenza sarà funzione di:

- stato fratturativo dell'ammasso
- tensione di confinamento nel campo degli sforzi.

Qualora si applicasse il criterio di rottura di Hoek & Brown si possono allora utilizzare come parametri residui quelli ottenuti dalla formulazione

PROGRAM GEO –B-rock ver.2 per Windows

empirica di Priest & Brown che definisce i valori di m,s in funzione del parametro RMR.

4.5 Calcolo dell'influenza di carichi esterni e di opere di sostegno sulla stabilità del versante.

4.5.1 Sovraccarichi esterni.

Con S_n indichiamo la componente normale al piano potenziale di taglio della somma delle forze applicate sulla superficie della base del concio da sovraccarichi esterni (S_i). La sua espressione è la seguente:

$$S_n = S_i (\sin \beta \cos \alpha + \cos \beta \sin \alpha);$$

con

α =inclinazione della base del concio.

β =inclinazione dei sovraccarichi rispetto all'orizzontale, crescente in senso antiorario.

Con S_t indichiamo la componente tangenziale al piano potenziale di taglio della somma delle forze applicate sulla superficie del concio da sovraccarichi esterni (S_i). La sua espressione è la seguente:

$$S_t = S_i (\cos \beta \cos \alpha - \sin \beta \sin \alpha);$$

L'effetto di un sovraccarico sul pendio e' quindi duplice: si ha una variazione positiva o negativa (a seconda dell'inclinazione del sovraccarico rispetto alla superficie potenziale di rottura) sia delle forze normali sia di quelle tangenziali, con conseguente modifica dei valori della resistenza al taglio massima e di quella mobilitata.

$$F_s = \frac{Forze_{stab} + \sum S_{n_i}}{Forze_{instab} + \sum S_{t_i}}$$

4.5.2 Sollecitazioni sismiche.

L'analisi dell'influenza delle sollecitazioni sismiche sulla stabilità globale di un versante può essere condotta attraverso due approcci differenti:

1. si può introdurre la semplificazione che il sisma agisca come un sistema di forze sul pendio di intensità e verso costante per tutta la durata dell'evento sismico (metodo pseudostatico);
2. si può introdurre nel calcolo un sistema di forze che tenga conto delle variazioni di verso ed intensità della sollecitazione sismica durante l'evento (metodo dinamico).

La seconda procedura (metodo dinamico), pur conducendo a valutazioni più realistiche, richiede la conoscenza o la simulazione di un accelerogramma di riferimento, che fornisca per ogni istante dell'evento sismico l'andamento delle accelerazioni subite dal pendio. Questi dati non sono però di facile acquisizione, fatto che limita in pratica l'utilizzo di questo approccio.

Il programma utilizza il metodo pseudostatico, metodo meno preciso di quello dinamico (fornisce in genere stime a favore della sicurezza della stabilità globale), ma che presenta il vantaggio di essere di facile applicazione. Gli unici dati richiesti in questo caso sono l'accelerazione sismica massima orizzontale

Il valore A_{go} (accelerazione massima orizzontale), si ricava dalla seguente relazione:

$$A_{go} = S_s S_t a_g$$

dove a_g è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che, in mancanza di valutazioni migliori, può essere scelto fra quelli proposti dal D.M. 14/09/2005:

- $a_g = 0.05$ in zona 4;
- $a_g = 0.15$ in zona 3;
- $a_g = 0.25$ in zona 2;
- $a_g = 0.35$ in zona 1;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

o, nel caso si applichi il D.M. 14/01/2008, ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto.

Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore S_s vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito, secondo il D.M.14/09/2005, è il seguente:

Classe	Descrizione	S_s
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.	1.0
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt} > 50$ o coesione non drenata > 250 kPa).	1.25
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < cu < 250$ kPa).	1.25
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $cu < 70$ kPa).	1.35
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali non litoidi (granulari o coesivi), con valori di V_{s30} simili a quelli delle classi C o D e spessore compreso fra 5 e 20 m, giacenti su un substrato più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.	1.25

Lo schema, con il D.M.14/01/2008, varia leggermente:

Classe	Descrizione	S_s
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	1,00
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_{0a_g} \leq 1,20$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

	graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$1,00 \leq 1,70 - 0,60F_0 a_g \leq 1,50$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	$0,90 \leq 2,40 - 1,50F_0 a_g \leq 1,80$
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{s30} > 800$ m/s).	$1,00 \leq 2,00 - 1,10F_0 a_g \leq 1,60$

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2,2; si ricava, come a_g , dalla tabella allegata al D.M.14 gennaio 2008.

Per V_{s30} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione, calcolata secondo la relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Analogamente per N_{spt30} e cu_{30} :

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$N_{spt,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{spt,i}}}$$

$$cu_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{cu_i}}$$

Nel caso non siano disponibili le misure di Vs per i primi 30 metri e i terreni siano costituiti da alternanze di terreni a grana grossa e fina, si procede calcolando le classi corrispondenti per $N_{spt,30}$ e cu_{30} , assumendo quindi la classe peggiore fra le due calcolate.

In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe E.

Il fattore di amplificazione topografica, con il D.M.14/09/2008, S_t si ottiene dal seguente schema:

- $S \geq 1.2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S \geq 1.4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;
- $S \geq 1.2$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Con il D.M.14/01/2008 S_t si ricava dalla seguente tabella

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

Per il parametro Agv (accelerazione massima verticale) una stima può essere fatta applicando la relazione proposta da Tezcan et alii (1971):

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$A_{gv} = f \times A_{go};$$

con f = fattore di trasformazione variabile da 0.5 a 0.67 ($f=0.5$ secondo i D.M. 14/09/2005 e 14/01/2008).

Una valutazione dell'effetto di un sisma sulla stabilità di un versante può essere fatta, supponendo che, durante l'intervallo di tempo in cui si ha la manifestazione dell'evento sismico, su ogni singolo concio venga applicata una forza orizzontale, applicata al baricentro del concio e diretta verso l'esterno, di modulo uguale a:

$$F_{sisma} = k_c W_i$$

con k_c = coefficiente sismico orizzontale dato da βA_{go} ;

W = peso del concio i -esimo.

Il parametro β , secondo il D.M. 14/09/2005, va posto sempre uguale a 0,5.

Nel D.M.14/01/2008 invece β va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β	β
$0,2 < a_g \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g \leq 0,1$	0,20	0,20

Nella verifica occorre tener conto anche dell'azione sismica verticale che va ad incrementare il peso dei singoli conci secondo l'espressione:

$$W_{is} = W_i (1 + k_v)$$

in cui k_v è il coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di k_c .

Nella stima del coefficiente di sicurezza la forza sismica calcolata va aggiunta alle forze instabilizzanti.

$$F_s = \frac{Forze_{stab}}{Forze_{instab} + \sum F_{sisma} \cos \alpha_i}$$

4.5.3 Tiranti.

La tirantatura di un versante potenzialmente instabile cerca di conseguire il duplice obiettivo di introdurre forze tangenziali (S_t) che si oppongano a quelli instabilizzanti dovuti alla forza di gravità e di aumentare le forze normali (S_n) agenti sulla base del concio.

Si fa una distinzione fra tiranti passivi, attivi e parzialmente attivi.

TIRANTI PASSIVI

Nel caso di tiranti passivi l'ancoraggio non viene pretensionato. In questo caso l'effetto dell'opera è quello di incrementare, a lungo termine, a seguito della deformazione del volume di terreno a monte, le forze normali stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento.

Analiticamente la variazione del fattore di sicurezza può essere espresso come segue:

$$F_s = \frac{Forze_{stab} + \sum T \cos \theta_i}{Forze_{instab}}$$

T=resistenza allo sfilamento del tirante;

θ = angolo che il tirante forma con la perpendicolare alla base del concio, dove viene applicato.

TIRANTI ATTIVI

Nel caso di tiranti attivi l'ancoraggio viene pretensionato fino al raggiungimento della resistenza massima allo sfilamento. In questo caso l'effetto dell'opera è quello di contrastare immediatamente le forze tangenziali instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento.

Analiticamente la variazione del fattore di sicurezza può essere espresso come segue:

$$F_s = \frac{Forze_{stab}}{Forze_{instab} - \sum T \sin \theta_i}$$

T=resistenza allo sfilamento del tirante;

θ = angolo che il tirante forma con la perpendicolare alla base del concio, dove viene applicato.

TIRANTI PARZIALMENTE ATTIVI

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Nel caso di tiranti parzialmente attivi l'ancoraggio viene pretensionato ad un valore inferiore al valore della resistenza massima allo sfilamento. In questo caso l'effetto dell'opera è quello di contrastare, immediatamente, le forze tangenziali instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento, con una forza uguale a quella del pretensionamento e, a lungo termine, incrementare le forze normali stabilizzanti, con una forza data dalla differenza fra la resistenza allo sfilamento e il pretensionamento.

Analiticamente la variazione del fattore di sicurezza può essere espresso come segue:

$$F_s = \frac{Forze_{stab} + \sum(T - P)\cos\theta_i}{Forze_{instab} - \sum P\sin\theta_i}$$

T=resistenza allo sfilamento del tirante;

P=pretensionamento del tirante;

θ = angolo che il tirante forma con la perpendicolare alla base del concio, dove viene applicato.

La grandezza T può essere calcolata con la relazione di Bustamante Doix.

La relazione è la seguente:

$$T_l = \pi\alpha D_p L q_s ;$$

dove:

D_p =diametro di perforazione;

L =lunghezza della zona ancorata;

α =fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

q_s =attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

IL coefficiente α è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere stimato dalla seguente tabella:

Litologia	Coefficiente α	
	Iniezione ripetuta	Iniezione semplice
Ghiaia	1,8	1,3-1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6-1,8	1,2-1,4

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Sabbia ghiaiosa	1,5-1,6	1,2-1,3
Sabbia pulita	1,4-1,5	1,1-1,2
Sabbia limosa	1,4-1,5	1,1-1,2
Limo	1,4-1,6	1,1-1,2
Argilla	1,8-2,0	1,2
Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1,8	1,1-1,2

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,05 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,006(c - 10) + 0,1 \text{ per terreni coesivi (c=coesione in t/mq)}$$

iniezione ripetuta:

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,1 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,008(c - 10) + 0,18 \text{ per terreni coesivi (c=coesione in t/mq)}$$

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo T_l per un coefficiente di sicurezza, solitamente posto uguale a 2,5.

$$T = \frac{T_l}{2,5}$$

Nel posizionare e dimensionare i tiranti va tenuto presente che:

- il bulbo d'ancoraggio deve trovarsi ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di scivolamento, per poter esercitare la sua azione stabilizzante;
- l'inclinazione ottimale del tirante può essere valutata con la relazione :

$$i_{\text{ottimale}} = \arctg(\tan \varphi / F_s)$$

con

φ =angolo di resistenza al taglio del terreno;

F_s =coefficiente di sicurezza da raggiungere con l'intervento.

4.5.4 Reticolo di micropali.

La stabilizzazione di un versante può essere ottenuta anche attraverso la messa in opera di un reticolo di pali di piccolo diametro (micropali). L'effetto che si cerca di ottenere in questo caso è di incrementare la resistenza al taglio mobilitabile lungo la superficie di scivolamento, creando un complesso pali-terreno che si comporti come un insieme omogeneo, rispetto alle sollecitazioni a cui è sottoposto il pendio. Questa azione di armatura del pendio può essere introdotta nel calcolo, supponendo un incremento virtuale della resistenza meccanica del terreno costituente il versante.

Supponendo, a favore della sicurezza, che l'angolo di resistenza al taglio del terreno rimanga invariato, si può esprimere il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del pendio incrementando il parametro coesione. La procedura è descritta di seguito.

- Si calcola l'area resistente equivalente del micropalo singolo attraverso la relazione:

$$A_e = A_{cls} + C_o \times A_{acciaio};$$

con

A_{cls} =area trasversale del micropalo;

$A_{acciaio}$ =area dell'armatura d'acciaio.

C_o =coef. di omogeneizzazione.

- Si valuta l'incremento della superficie potenziale di scivolamento con la formula:

$$DS = C_o \times N_m \times A_e;$$

in cui

C_o =rapporto fra i moduli elastici palo-terreno dato da:

$$C_o = E_p / E_t;$$

dove:

E_p =modulo di elasticità del calcestruzzo;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

E_t =modulo di deformazione media del terreno;

N_m =numero di file di micropali per metro verticale.

- Si determina l'incremento della coesione lungo la superficie potenziale di scivolamento con la relazione:

$$D_c = (c_i + S_{mi} \times \tan \phi_{ii}) \times DS / \sum l_i$$

dove:

c_i =coesione media del concio i-esimo;

ϕ_{ii} =angolo di resistenza al taglio media nel concio i-esimo;

S_{mi} =pressione efficace media agente sulla base del concio i-esimo

$\sum l_i$ =sommatoria delle lunghezze delle basi dei singoli conci.

- Si stima infine coesione virtuale per ogni concio, da usare nella verifica di stabilità, con la relazione:

$$C_v = C_i + D_c.$$

Come nel caso dei tiranti è evidente che il reticolo di micropali per svolgere un'azione stabilizzante deve andare ad appoggiarsi ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di scivolamento.

4.5.5 Muri e gabbionate.

Opere di stabilizzazione superficiali, come muri e gabbionate, vanno considerati, nella verifica di stabilità del pendio, sia per il loro effetto come sovraccarichi verticali sia per l'azione di contenimento che esercitano sul terreno a monte. I due effetti vanno calcolati come segue:

- il sovraccarico verticale (S_v) è dato dal peso dell'opera, muro o gabbionata per metro di spessore;
- la forza massima di contenimento (S_o), che si suppone agisca lungo il piano orizzontale, è data dalla relazione:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$S_o = (W_{muro} + S_a) \operatorname{tg} \varphi + cb ;$$

in cui:

W_{muro} = peso del muro;

b = larghezza della base del muro;

S_a = spinta attiva del terreno;

Va tenuto presente che l'azione di sostegno entra in gioco solo nelle superfici potenziali di scivolamento che vanno ad intersecare la base dell'opera: per superfici più profonde il muro o la gabbionata agiscono solo come sovraccarichi, senza espletare funzione di contenimento.

Nel calcolo della stabilità del pendio, l'effetto delle due spinte è quello di modificare le forze stabilizzanti e instabilizzanti agenti sulla base del concio. Analiticamente questo può essere espresso come segue:

- nel caso l'opera agisca come sovraccarico verticale:

$$F_s = \frac{\text{Forze}_{stab} + \sum Sv \cos \alpha_i}{\text{Forze}_{instab} + \sum Sv \sin \alpha_i}$$

- nel caso invece l'opera svolga azione di contenimento:

$$F_s = \frac{\text{Forze}_{stab} + \sum So \sin \alpha_i}{\text{Forze}_{instab} + \sum So \cos \alpha_i}$$

4.5.6 Chiodature.

La presenza dell'elemento strutturale lineare metallico (tirante o chiodo) agisce come sezione resistente al taglio puro lungo la superficie di potenziale rottura; in tal caso, allo scopo di rappresentare lo sforzo resistente

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

di taglio puro offerto dall'elemento resistente, d'ora in poi chiamato "chiodo", è possibile introdurre un incremento di resistenza (T_d) nell'ammasso roccioso dovuto al cosiddetto "effetto Dowel" (in italiano "effetto tassellatura o incavicchiatura").

I presupposti perchè si sviluppi l' "effetto Dowel" sono:

- a) elementi di rinforzo passivi ovvero non tesati
- b) sufficiente rigidità e resistenza dell'ammasso roccioso al contorno dell'insieme cementazione-chiodo.

Secondo Bjurstrom questo effetto dipende da tre parametri dell'insieme roccia al contorno-cementazione-chiodo:

1. il diametro del chiodo (o barra) (\varnothing_b o d_b)
2. la resistenza a compressione monoassiale minore tra quella dell'anello di cementazione nel foro e quella dell'ammasso roccioso al contorno (σ_c)
3. la resistenza allo snervamento del chiodo (o barra) (σ_s)

Il contributo alla forza resistente così offerto da ciascun chiodo è pari a :

$$T_d = 0,67 d_b^2 \sqrt{\sigma_s \sigma_c} \text{ [MPa * m}^2\text{] ;}$$

dove i parametri sono espressi in:

d_b [m], σ_c [MPa], σ_s [MPa]

In termini di incremento di coesione dovuto all' "effetto Dowel" -

C_d = coesione dovuta all' " effetto Dowel" – si ha:

$$C_d = \frac{n T_d}{s} \quad \text{[MPa];}$$

dove :

n = numero di chiodi che interessa la superficie di scivolamento

s = sviluppo della superficie di scivolamento considerata

Per inserire l'incremento di resistenza così espresso nelle verifiche di stabilità in roccia occorre calcolare i parametri n_i e s_i relativi alla base di ciascun i-esimo concio e conseguentemente stimare la componente di

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

resistenza (coesione = $C_{d-i-esimo}$) per “*effetto Dowel*” di ciascuno di essi da sommarsi alla coesione dell’ammasso roccioso naturale.

4.5.7 Tension crack.

In presenza di movimenti franosi incipienti o in evoluzione, è frequente la formazione in superficie di fratture di trazione (tension crack). Queste oltre a rappresentare vie preferenziali per l’infiltrazione delle acque superficiali nel corpo di frana, possono portare alla formazione di ristagni superficiali, agenti come sovraccarichi sul pendio.

La variazione delle forze normali e tangenziali agenti sulla superficie del concio è data da:

$$F_s = \frac{Forze_{stab} + \sum Sv \cos \alpha_i}{Forze_{instab} + \sum Sv \sin \alpha_i}$$

con

$Sv = \gamma h$

γ = peso di volume dell’acqua;

h = altezza dell’acqua nella tension crack;

Va ricordato anche che fratture di trazione superficiali possono formarsi in terreni coesivi per essiccazione.

4.6 Effetto dell’acqua sulla stabilità dei versanti.

Come è possibile constatare dall’osservazione delle formule utilizzate nei metodi dell’equilibrio limite, la falda viene fatta intervenire nel calcolo in due modi:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

- attraverso l'introduzione del carico idrostatico in diminuzione delle forze normali agenti sulla base del concio;
- attraverso l'utilizzo nelle verifiche del peso di volume immerso del terreno.

Attenzione.

Non bisogna confondere il peso di volume immerso del terreno con il peso di volume saturo.

Il peso di volume saturo è dato dalla somma del peso per unità di volume dello scheletro solido del terreno e del peso dell'acqua gravitativa infiltrata nei pori beanti dello stesso.

Il peso di volume immerso è uguale invece al peso di volume saturo diminuito dalla spinta di galleggiamento.

Per esempio, se il peso di volume saturo del terreno è uguale a 2 t/mc ed il peso di volume dell'acqua è 1 t/mc, il peso di volume immerso del terreno sarà dato da:

$$\text{peso di volume saturo} - \text{peso di volume dell'acqua} = 2 - 1 = 1$$

Nel caso in cui siano presenti carichi idraulici superficiali (corsi d'acqua, laghi, ristagni ecc...) la superficie del pendio, a favore della sicurezza, può essere considerata permeabile. Questo comporta che il terreno costituente il pendio venga considerato saturo e trattato come se si fosse in presenza di falda. Ciò, da un punto di vista del calcolo porta ad una parziale compensazione dell'effetto, generalmente stabilizzante (perchè di solito applicati al piede del versante) dei carichi idraulici superficiali.

Un caso particolare è quello costituito da pendii dove la circolazione idrica sia limitata a livelletti di terreno più permeabili di spessore limitato e dove quindi non sia possibile individuare una vera e propria falda. In questi casi trattare le venute d'acqua come falda, disegnando una superficie di filtrazione continua, può condurre ad errori grossolani. Questi errori nel caso di terreno con $\phi > 0$ (condizioni drenate) sono a favore della sicurezza, ma in terreni con $\phi = 0$ (condizioni non drenate) risultano al contrario a sfavore della sicurezza. Si consideri, per esempio, un pendio costituito prevalentemente da terreni argillosi: nel caso $\phi = 0$, utilizzando per semplicità la relazione di Fellenius, la relazione diventerà:

$$F_{sic} = \frac{\sum C_i L_{concio(i)}}{\sum W_{concio(i)} \sin \alpha_i}$$

Effettuando la verifica in assenza di falda e poi ripetendola con la falda si noterà che il coefficiente di sicurezza tenderà ad **aumentare**, in contrasto con quello che indica l'esperienza. Da un punto numerico il risultato si spiega con il fatto che in presenza di falda, mentre il numeratore della relazione non viene modificato, il denominatore risulterà diminuito, e quindi il coefficiente di sicurezza aumentato, per l'utilizzo nel calcolo del peso di volume immerso del terreno.

In questa situazione si consiglia di effettuare la verifica in assenza di falda e di introdurre l'effetto della circolazione idrica limitata, diminuendo il valore della coesione, per effetto del rammollimento del terreno, ed aumentando il peso di volume del terreno, per tener conto della sua parziale saturazione.

In linea di principio si dovrebbe considerare anche la forza esercitata dall'acqua nel suo moto di filtrazione nel terreno. Questa forza può essere introdotta nel calcolo come altezza d'acqua equivalente che va a sommarsi all'altezza piezometrica. Il contributo dovuto alla filtrazione è stimabile con la relazione:

$$h(m) = \frac{v^2}{2g}$$

dove:

$v(m/s)$ = Velocità di filtrazione dell'acqua nel terreno, fornita dalla legge di Darcy $k \times i$;

$k(m/s)$ = Permeabilità del terreno;

i = Gradiente idraulico

$g(m/s^2)$ = Accelerazione di gravità

Risulta evidente che, essendo la velocità di filtrazione molto bassa, quasi sempre questo termine può essere trascurato.

4.7 Metodi di analisi probabilistica.

4.7.1 Introduzione.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Nelle verifiche di stabilità di un pendio si è in condizioni di equilibrio, quando il rapporto fra le forze stabilizzanti (R) e quelle instabilizzanti (S) è uguale a 1 (R/S=1). Il rapporto R/S viene detto, come noto, coefficiente di sicurezza (Fs). Per tener conto dei possibili errori introdotti nell'analisi, però, per consuetudine e per Legge si prende come coefficiente di sicurezza di riferimento non l'unità, ma un valore superiore, solitamente 1,3.

Le fonti di errore sono principalmente quattro:

1. la naturale disomogenità del terreno: le indagini geognostiche sono solitamente puntuali e non permettono, o permettono solo in parte, di riconoscere la variabilità laterale delle caratteristiche meccaniche del terreno;
2. l'imprecisione nell'esecuzione delle indagini geognostiche condotte in sito o in laboratorio;
3. l'approssimazione delle correlazioni empiriche disponibili in letteratura per ricavare indirettamente i parametri del terreno;
4. le semplificazioni introdotte nel modello del terreno.

In un approccio di tipo deterministico gli errori introdotti nel calcolo vengono, come si è detto, assorbiti, imponendo un valore del coefficiente di sicurezza maggiore di 1.

Un'analisi di tipo probabilistico, che permetta l'esame degli errori con gli strumenti della teoria della probabilità, consente di affrontare il problema delle fonti di incertezza in maniera più rigorosa e razionale.

L'analisi probabilistica abbandona il concetto di coefficiente di sicurezza, preferendogli quello di **margin di sicurezza** (MS), definito come la differenza fra le forze stabilizzanti e quelle instabilizzanti (MS=R-S). Poiché, però, l'applicazione rigorosa di questa definizione non consentirebbe l'utilizzo di alcuni metodi di calcolo, quali quelli di Sarma e di Spencer, spesso il margine di sicurezza viene ridefinito come segue:

$$MS = \frac{R}{S} - 1 = F_s - 1$$

In pratica questa definizione di margine di sicurezza si ottiene, dividendo i due membri per S e fornisce un MS normalizzato.

All'equilibrio MS dovrà essere uguale a zero (S=R); valori maggiori di zero sono indicativi di pendii stabili, valori minori di zero di pendii instabili.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Le fonti di incertezza conducono alla generazione di un intervallo di valori di MS possibili distribuiti secondo una legge di densità di probabilità (per esempio quella gaussiana). Si definisce probabilità di rottura (pr) la probabilità che il valore di MS sia inferiore a 0 (condizione di equilibrio). L'indice di affidabilità è legato alla probabilità di rottura attraverso la relazione:

$$I = 1 - pr$$

Le analisi di stabilità di un pendio con approccio probabilistico vengono comunemente condotte con i metodi di Montecarlo e di Rosenblueth. Tali metodi consentono la generazione di una distribuzione dell'andamento del margine di sicurezza, partendo da un numero relativamente limitato di coppie di valori c e ϕ misurati. Su tale distribuzione sarà possibile effettuare la stima della probabilità di rottura.

4.7.2 Metodi di Montecarlo applicati alla verifica di stabilità.

I metodi di Montecarlo si basano sulla generazione di numeri casuali, scelti in determinati intervalli, che godano nel complesso di proprietà statistiche. Fra le varie applicazioni possibili di tali metodi, vi è quella detta 'del campionamento' che consiste nel dedurre proprietà generali di un insieme grande, studiandone solo un sottoinsieme casuale, giudicato rappresentativo dell'insieme stesso. È evidente che maggiori saranno le dimensioni del campione random, più rappresentative saranno le proprietà dedotte. Nel caso di applicazione del metodo alla verifica di stabilità di pendii in terra, la procedura da seguire potrebbe essere la seguente:

- si genera la distribuzione delle variabili aleatorie **coesione** e **angolo d'attrito** misurate in situ o in laboratorio, supponendo che sia di tipo gaussiano (cioè rappresentate da una curva a campana, con il valore centrale corrispondente al valore medio);
- attraverso un generatore di numeri casuali, si crea una serie, estesa quanto si vuole, di valori numerici compresi fra 0 e 1;
- si associa ad ogni valore numerico casuale della serie un valore della coesione e dell'angolo d'attrito, rispettando la curva di distribuzione delle probabilità di queste due grandezze (facendo cioè in modo che la

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

frequenza con cui un certo parametro viene chiamato nel calcolo sia uguale alla sua probabilità ricavata dalla curva gaussiana di probabilità del parametro stesso); in questo modo si trasforma la serie di numeri casuali generati nel punto precedente in una serie di coppie di valori di c e φ ;

- scelto un metodo deterministico di calcolo, si esegue la verifica di stabilità con tale metodo per ogni coppia di valori di c e φ , ricavando il rispettivo margine di sicurezza MS;
- si crea la curva di distribuzione della frequenza dei valori di MS ottenuti, per esempio sottoforma di istogramma, visualizzando l'andamento di tali coefficienti.

Dopo aver generato una curva di probabilità stabile, è possibile quindi calcolare il valore medio MS_m e lo scarto quadratico medio S_{MS} del campione virtuale generato.

Il metodo di Montecarlo può essere impiegato anche per retro-analisi di stabilità. Costruendo infatti a tentativi delle curve di distribuzione ipotetiche di c e φ , si può stimare per quale intervallo di questi valori il pendio risulta stabile. Il confronto fra la distribuzione dei parametri geotecnici ipotizzata e quella misurata permette di trarre delle conclusioni sulla stabilità globale del pendio.

Il metodo di Montecarlo richiede, per consentire di ottenere delle distribuzioni di MS valide, che venga generato un numero sufficientemente elevato di coppie di parametri c e φ . Normalmente per ottenere distribuzioni stabili del margine di sicurezza sono necessarie alcune migliaia di verifiche. Il raggiungimento della stabilità delle curve di distribuzione può essere valutato, applicando il metodo di Montecarlo su due insiemi di verifiche e confrontando quindi le relative distribuzioni con il test del χ^2 .

4.7.3 Metodo di Rosemblueth applicato alla verifica di stabilità.

Il metodo di Rosemblueth, applicato allla verifica di stabilità di un pendio in terra, consente di ricavare il valore più probabile del margine di sicurezza (valore medio) ed un'indicazione della sua dispersione (scarto quadratico medio).

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Si possono utilizzare anche in questo caso come variabili casuali i parametri c e φ , supponendo una loro distribuzione gaussiana simmetrica (cioè a curva a campana con i tratti di sinistra e di destra simmetrici rispetto al valore centrale).

Il procedimento da seguire è il seguente:

- dai dati misurati in situ o in laboratorio, si calcoli il valore medio di c e φ (c_m e φ_m) e i rispettivi scarti quadratici medii (s_c e s_φ);
- utilizzando uno dei metodi dell'equilibrio limite, si calcoli il margine di sicurezza relativo alle seguenti combinazioni di parametri:
 1. ($c = c_m + s_c$ $\varphi = \varphi_m + s_\varphi$) $\Rightarrow MS_1$
 2. ($c = c_m + s_c$ $\varphi = \varphi_m - s_\varphi$) $\Rightarrow MS_2$
 3. ($c = c_m - s_c$ $\varphi = \varphi_m + s_\varphi$) $\Rightarrow MS_3$
 4. ($c = c_m - s_c$ $\varphi = \varphi_m - s_\varphi$) $\Rightarrow MS_4$
- si calcoli quindi il valore medio di MS attraverso la relazione:

$$MS_m = (MS_1 + MS_2 + MS_3 + MS_4) / 4;$$

e lo scarto quadratico medio con la formula:

$$S_{MS} = 0.5 \times \sqrt{(MS_1^2 + MS_2^2 + MS_3^2 + MS_4^2)}.$$

4.7.4 Stima della probabilità di rottura.

Lo scopo di un'analisi condotta con il criterio probabilistico è quello di arrivare all'individuazione della probabilità di rottura (pr) del pendio in esame. I metodi di Montecarlo e di Rosenblueth consentono di ricavare valutazioni attendibili del valore medio MS_m e dello scarto quadratico S_{MS} del margine di sicurezza. Queste grandezze consentono di ricavare direttamente il valore di MS associato ad una determinata **probabilità di superamento** (valore caratteristico di MS) attraverso la relazione:

$$MS_k = MS_m (1 + \chi V_{ms})$$

dove:

MS_k = valore caratteristico del margine di sicurezza;

MS_m = valore medio del margine di sicurezza;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

V_{ms} = coefficiente di variazione di MS, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di MS;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

Per probabilità di superamento s'intende la probabilità che il valore 'reale' di MS sia inferiore ad un valore dato. Quindi, per esempio, affermare che un valore di MS ha una probabilità di superamento del 10% significa che c'è una probabilità del 10% che il valore 'reale' del margine di sicurezza sia inferiore.

Il parametro χ dipende esclusivamente dalla legge di densità di probabilità scelta. Nel caso di una distribuzione gaussiana i valori di χ si possono ricavare direttamente dalla seguente tabella:

Tabella 1

Probabilità di superamento %	χ
1	-2,326
5	-1,645
10	-1,282
20	-0,842
30	-0,524
40	-0,253
50	0
60	0,253
70	0,524
80	0,842
90	1,282
95	1,645
99	2,326

ESEMPIO:

Si voglia calcolare il valore caratteristico di MS corrispondente ad una probabilità di superamento del 10%, con un valore medio di MS di 0,12 e uno scarto quadratico di 0,02.

$MS_m=0,12$

$S_{MS}=0,02$

$\chi=-1,282$ (dalla tabella)

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$V_{MS} = 0,02/0,12 = 0,167$$

$$MS_k = 0,12 \times (1 - 1,282 \times 0,167) = 0,09$$

Dalla definizione di probabilità di superamento deriva direttamente quella di probabilità di rottura, che può essere definita come la probabilità di superamento associata ad un valore di MS nullo. Il parametro χ associato ad un valore di MS=0 viene fornito dalla relazione:

$$\chi_r = -\frac{1}{V_{ms}}$$

Calcolato il valore di χ_r , dalla tabella 1 si ricava la probabilità di rottura.

Nell'esempio visto in precedenza si ha:

$$\chi_r = -1/0,167 = -5,99$$

Il valore ricavato indica che la probabilità di rottura è inferiore all'uno per cento, cioè che la probabilità, per il pendio preso in esame, che il margine di sicurezza 'reale' sia inferiore a 0 è minore dell'1%.

Rimane da definire quale probabilità di rottura si possa considerare accettabile, cioè per quale valore di pr il pendio può essere definito stabile. In linea di principio tale valore dovrebbe essere legato all'importanza del caso e allo stato di conoscenza delle caratteristiche del terreno. Prendendo come riferimento quanto suggerito da Priest e Brown (1998), si può in prima approssimazione considerare come riferimento una probabilità di superamento del 1% in situazioni in cui il verificarsi dell'evento franoso non comporti gravi danni a cose e persone e dello 0,3% nei casi contrari. Quindi se la probabilità di rottura risulta inferiore a questo valore il pendio potrà essere considerato stabile. E instabile in caso contrario.

4.8 Analisi qualitativa del grado di stabilità di un pendio con il metodo fuzzy.

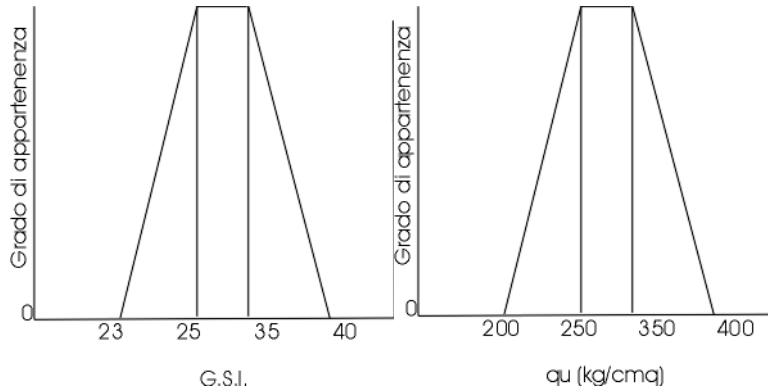
Gli strumenti della logica fuzzy, o logica sfumata, consentono di trattare in maniera rigorosa problemi in cui vi è la necessità di giungere ad un giudizio di tipo qualitativo, partendo da una serie di dati noti solo con grande approssimazione.

Fra le innumerevoli applicazioni possibili vi è quella relativa alla valutazione del grado di stabilità di un pendio. La procedura di calcolo prevede tre passaggi fondamentali.

1. Definizione delle funzioni di appartenenza dei parametri di resistenza al taglio. La funzione di appartenenza è lo strumento base della logica fuzzy. Indica in generale il grado di appartenenza di una serie di dati ad un particolare insieme. Nel caso specifico rappresenta il grado di appartenenza dei parametri GSI, q_u (resistenza alla compressione monassiale) allo strato di terreno preso in considerazione. Quei valori di GSI, q_u che sicuramente appartengono all'insieme strato considerato vengono contraddistinti da un grado di appartenenza uguale a 1. I valori di GSI, q_u che altrettanto sicuramente non appartengono all'insieme strato hanno un grado di appartenenza uguale a 0. Valori intermedi hanno gradi di appartenenza intermedi.

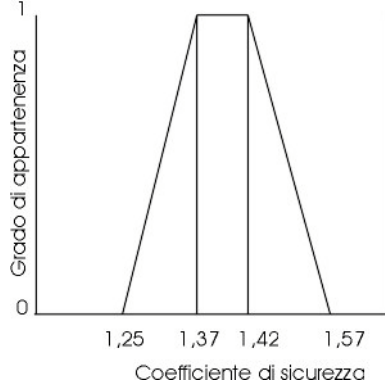
ESEMPIO: si suppone che, sulla base di dati bibliografici o di indagini eseguite in precedenza su terreni simili, un pendio, costituito da un unico strato, possa avere un GSI compreso fra 25 e 35 e una q_u compresa fra 250 e 350 kg/cm²; si suppone anche che la roccia non possa avere valori di GSI minori di 23 e maggiori di 40 e q_u minori di 200 e maggiori di 400 kg/cm². Sulla base di queste indicazioni è possibile costruire le due funzioni di appartenenza per GSI e q_u .

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows



2. Generazione della funzione di appartenenza del coefficiente di sicurezza. Combinando insieme le coppie di valori GSI, q_u riconosciute e utilizzando un metodo di calcolo deterministico (Fellenius, Bishop, Janbu, ecc.) si ottengono i corrispondenti valori del coefficiente di sicurezza (uno per ogni coppia). La possibile superficie di scivolamento può essere stabilita, eseguendo, per esempio, una verifica preliminare con una coppia di valori medi di GSI e q_u . Con i valori di F_s determinati si costruisce la funzione di appartenenza del coefficiente di sicurezza.

Nell'esempio precedente andrà calcolato il coefficiente di sicurezza per le coppie (23, 200), (25, 250), (35, 350) e (40, 400). Supponendo di ottenere i seguenti valori di F_s , $F_{s1}=1,25$, $F_{s2}=1,37$, $F_{s3}=1,42$, $F_{s4}=1,56$, questa sarà la loro rappresentazione grafica :

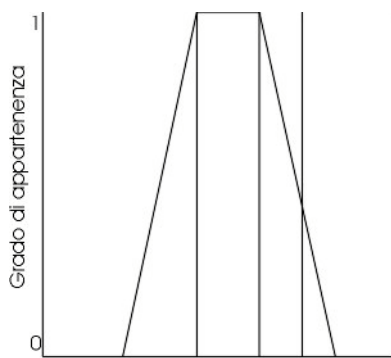


Il significato di questo grafico è il seguente: i coefficienti di sicurezza compresi nell'intervallo 1,37 – 1,42 appartengono sicuramente all'insieme pendio (grado di appartenenza 1), i valori minori di 1,25 e

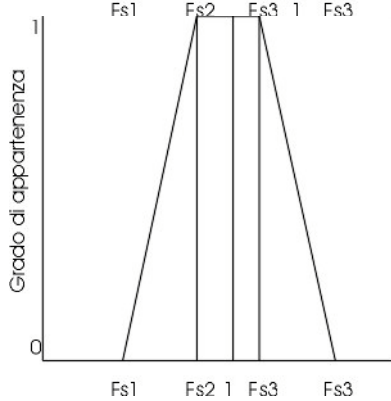
PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

maggiori di 1,57, viceversa non ne fanno parte (grado di appartenenza 0).

3. Giudizio qualitativo sulla stabilità del versante. Riferendo la funzione di appartenenza del coefficiente di sicurezza al valore $Fs=1$ (condizione di equilibrio) è possibile ottenere un'indicazione qualitativa sul grado di stabilità del pendio in esame. Sakurai e Shimizu (1987) propongono il seguente schema:

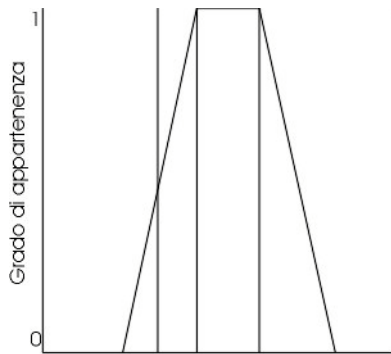


Pendio instabile

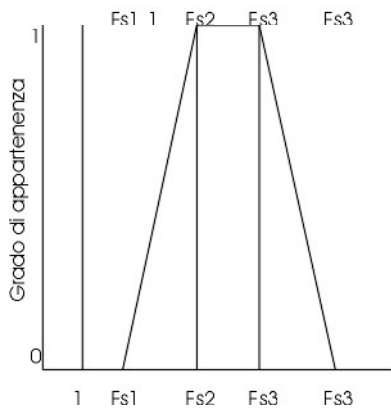


Pendio scarsamente stabile

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows



Pendio mediamente stabile



Pendio stabile

L'utilità del metodo fuzzy applicato all'analisi di versanti consiste nella sua capacità di fornire indicazioni qualitative sul grado di stabilità del pendio attraverso un procedimento rigoroso. Ovviamente non sostituisce i metodi quantitativi, deterministici e probabilistici, ma ne può rappresentare un prologo, in grado di fornire al progettista, prima dell'esecuzione dell'indagine geognostica e della successiva interpretazione, un orientamento di massima sugli eventuali interventi di consolidamento. Si tenga infine presente che, utilizzando le funzioni di appartenenza di GSI e q_u , non è possibile affrontare il caso in cui lo scivolamento avvenga lungo la superficie di un giunto, con la mobilitazione quindi della resistenza al taglio della discontinuità e non di quella dell'ammasso roccioso.

4.9 Stabilità dei singoli cunei rocciosi.

I fenomeni di instabilità delle scarpate in roccia sono condizionati dallo assetto strutturale dell'ammasso roccioso. Il meccanismo del dissesto dipenderà quindi dal numero e dall'orientamento delle famiglie di discontinuità che interessano l'ammasso roccioso stesso. Se due piani di giunto si intersecano tra loro si può avere, nel caso che questo sia limitato da altre due superfici libere costituite dal fronte e dalla superficie del versante, la formazione di un cuneo roccioso. Nel caso di scivolamenti lungo giunti coniugati appartenenti a famiglie diverse l'analisi della stabilità viene condotta con il metodo dell'equilibrio limite, assumendo che la resistenza allo scorrimento sia diretta parallelamente alla direzione del movimento. La soluzione del problema richiede la definizione dei principali elementi geometrici del cuneo (angoli, aree e volumi) e della risultante delle varie forze agenti.

4.9.1 Individuazione dei blocchi rimovibili

L'individuazione dei blocchi rocciosi rimovibili, cioè predisposti allo scivolamento, può avvenire secondo lo schema proposto da Goodman e Shi, per il caso generale, e da Priest e Hudson, per blocchi tetraedrici. Un piano di discontinuità (giunto di strato, frattura o faglia) può essere identificato nello spazio dal suo vettore normale:

$$n_i = (A_i, B_i, C_i) = (\sin \alpha_i \sin \beta_i, \sin \alpha_i \cos \beta_i, \cos \alpha_i)$$

dove α_i e β_i sono, rispettivamente, l'immersione e l'inclinazione del piano i -esimo.

L'intersezione fra due piani strutturali è fornita dal prodotto vettoriale:

$$I_{ij} = n_i \times n_j = [(B_i C_j - B_j C_i), (A_j C_i - A_i C_j), (A_i B_j - A_j B_i)] \quad (i \neq j)$$

in cui, ovviamente, $I_{ij} = -I_{ji}$.

Il numero totale di intersezioni è dato da:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$N = \frac{n!}{[2(n-2)!]}$$

Quindi nel caso, per esempio, di giunti si ha una sola intersezione, tre nel caso di tre giunti e sei nel caso di quattro giunti.

Calcolati i vettori I_{ij} , si ricava la matrice \mathbf{I} :

$$I = segno \left(\begin{array}{cccc} 0 & I_{12} & I_{13} & I_{1j} \\ I_{21} & 0 & I_{23} & I_{2j} \\ I_{31} & I_{32} & 0 & I_{3j} \\ I_{i1} & I_{i2} & I_{i3} & 0 \end{array} \left\| \begin{array}{cccc} n_{11} & n_{12} & n_{13} & n_{1j} \\ n_{21} & n_{22} & n_{23} & n_{2j} \\ n_{31} & n_{32} & n_{33} & n_{3j} \\ n_{i1} & n_{i2} & n_{i3} & n_{ij} \end{array} \right. \right)$$

dove il simbolo *segno* sta ad indicare che nella matrice risultante si prende +1, se il prodotto fra i singoli elementi è maggiore di 0, e -1 nel caso il prodotto sia minore di 0.

Ogni singolo blocco viene isolato dall'intersezione dei giunti meccanici e dal piano che rappresenta il pendio. Per descrivere un blocco vengono usati dei marcatori, cioè dei simboli che indicano in che modo le singole famiglie di discontinuità meccanica delimitano il volume di roccia. Nelle applicazioni di calcolo automatico, in genere, si utilizza il valore +1 per indicare la faccia superiore del giunto e -1 per quella inferiore. Supponendo di avere, per esempio, tre famiglie di giunti, l'indicazione [1,1,-1] sta a significare che il blocco in esame è delimitato dalle facce superiori delle famiglie 1 e 2 e da quella inferiore della famiglia 3.

La matrice dei marcatori del blocco \mathbf{D} è data da:

$$D = \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_n \end{vmatrix}$$

dove n è il numero di famiglie di giunti presenti.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Nell'esempio visto prima si avrà quindi:

$$D = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{vmatrix}$$

La matrice di determinazione della rimovibilità di un blocco è data dal prodotto delle matrici **I** e **D**.

$$\mathbf{T} = \mathbf{I D}$$

Per decidere se il blocco esaminato può scivolare, si fa riferimento al seguente schema:

Elementi della matrice T	Condizioni del blocco
Tutti 0 o +1 e -1 insieme	Il blocco può scivolare
Tutti 0 e +1	Il blocco non può scivolare
Tutti 0 e -1	Il blocco non può scivolare

4.9.2 Analisi con il metodo dell'equilibrio limite.

Il più semplice schema di dissesto tridimensionale fa riferimento ad un cuneo di roccia a forma tetraedrica che può avere due superfici libere (caso più importante e frequente) o una sola superficie libera. Per il calcolo del fattore di sicurezza si consideri il caso di un cuneo simmetrico (con due superfici libere) soggetto soltanto alla sola azione del peso proprio. Il peso del cuneo può essere scomposto in due componenti:

T_{12} agente lungo la linea di intersezione

N_{12} normale a tale linea

Quest'ultima deve essere equilibrata da una reazione tangenziale T_N e da una reazione normale N , agenti su ciascuna faccia.

La reazione N determina la massima resistenza allo scorrimento mobilizzabile e il coefficiente di sicurezza potrà essere definito come segue:

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$F_S = \frac{AT_r \frac{N}{A}}{\sqrt{\left(\frac{T_{12}}{2}\right)^2 + T_N^2}}$$

con:

A = area di ciascun giunto;

T_r = legge di resistenza assunta (vedi paragrafo 'Scelta dei parametri di resistenza al taglio');

Per L'equilibrio in direzione perpendicolare alla linea di intersezione deve aversi:

$$2N \sin \frac{i}{2} + 2T_N \cos \frac{i}{2} = N_{12} = W \cos b_{12}$$

con:

i = angolo compreso fra i due giunti A e B;

b_{12} = inclinazione rispetto all'orizzontale della linea d'intersezione.

Il problema risulta staticamente indeterminato per cui varie combinazioni di N e T_N possono fornire coefficienti di sicurezza molto differenti tra loro.

Se si assume $T_N = 0$ si ottiene il coefficiente più elevato tra quelli possibili (metodo del cuneo rigido).

Per il calcolo della stabilità del cuneo occorre in primo luogo che la giacitura dei giunti rispetto al pendio sia tale da consentire cinematismi.

Occorre che il cuneo sia appoggiato sulla massa rocciosa retrostante. Le normali alle facce del cuneo devono essere cioè dirette verso il basso.

Il fattore di sicurezza di sicurezza può essere calcolato come segue.

$$1) F_S = \frac{A_1 T_{R1} \frac{N_1}{A_1} + A_2 T_{R2} \frac{N_2}{A_2}}{T_{12}}$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

dove:

A1 = area del giunto 1

A2 = area del giunto 2

$T_{R1} (N_1/A_1)$ = resistenza disponibile lungo il giunto 1 in corrispondenza delle sollecitazioni normali N_1/A_1 ;

$T_{R2} (N_2/A_2)$ = resistenza disponibile lungo il giunto 2 in corrispondenza delle sollecitazioni normali N_2/A_2 ;

T_{12} = componente del peso del cuneo agente lungo l'intersezione dei piani 1 e 2.

La 1) in realtà può essere considerata valida solo nel caso in cui sia $N_1 > 0$ e $N_2 > 0$, con il cuneo che tende a scivolare lungo la linea d'intersezione dei piani 1 e 2.

Nei casi in cui sia $N_1 > 0$ e $N_2 < 0$ oppure $N_1 < 0$ e $N_2 > 0$ lo scivolamento non avviene più lungo l'intersezione dei piani, ma lungo la linea di massima pendenza dei piani 1 o 2 rispettivamente.

Il coefficiente di sicurezza deve essere espresso allora nei seguenti modi:

$$F_S = \frac{A_1 T_{R1} \frac{N_1}{A_1}}{T_1} \quad (N_1 > 0 \text{ e } N_2 < 0)$$

con

T_1 = componente del peso del cuneo agente lungo la linea di massima pendenza del piano 1

$$F_S = \frac{A_2 T_{R2} \frac{N_2}{A_2}}{T_2} \quad (N_2 > 0 \text{ e } N_1 < 0)$$

con

T_2 = componente del peso del cuneo agente lungo la linea di massima pendenza del piano 2.

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

Nell'ipotesi infine in cui si abbiano $N_1 < 0$ e $N_2 < 0$ (cuneo che si solleva rispetto al versante, per esempio per fenomeni di ribaltamento o per sottopressioni idrauliche molto elevate) non esiste alcuna definizione di F_s e si assume una generale instabilità senza quantificarla numericamente.

4.9.3 Scelta dei parametri della resistenza al taglio.

Il comportamento meccanico dei giunti di discontinuità meccanica può essere descritto con due criteri alternativi. Supponendo che il giunto abbia un comportamento meccanico globale di tipo lineare (la resistenza mobilitata cresce linearmente con gli sforzi applicati) può essere utilizzata la relazione di Mohr-Coulomb:

$$T = C + (s-u) \operatorname{tg} \varphi;$$

con:

- T = resistenza al taglio del giunto;
- s = pressione totale agente sul giunto;
- u = carico idraulico;
- φ = angolo di resistenza al taglio del giunto;
- C = coesione del giunto.

L'esperienza ha però dimostrato la non corrispondenza di questa ipotesi col comportamento reale dei giunti meccanici, tranne nel caso in cui la discontinuità sia aperta e riempita da uno spessore notevole di materiale sciolto. Più indicata è l'adozione di un criterio non lineare (la resistenza mobilitata cresce in maniera non lineare al crescere degli sforzi efficaci, con un andamento di tipo parabolico).

Barton suggerisce l'adozione del seguente criterio empirico:

$$T = P_n \operatorname{tg} [\varphi_b + \operatorname{JRC} \operatorname{Log} (P_j / P_n)];$$

con:

- T = resistenza al taglio del giunto;

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

P_n = pressione normale applicata sul giunto;
 φ_b = angolo di resistenza al taglio di base del giunto;
JRC = coefficiente che descrive il grado di rugosità della superficie della discontinuità (Joint Roughness Coefficient);
 P_j = resistenza alla compressione monoassiale del giunto.

Questa relazione ha il suo campo ottimale di applicabilità per valori di (P_j/P_n) compresi nell'intervallo 0.01 e 0.3., all'interno del quale ricadono la maggior parte dei casi di analisi di stabilità.

4.9.4 Analisi del rischio di ribaltamento.

Hoek e Bray (1981) hanno suggerito un metodo semplificato per la stima del coefficiente di sicurezza al ribaltamento di blocchi rocciosi. La procedura, anche se si presta alla risoluzione solo di casi particolari (block toppling), ha il pregio di permettere un'analisi quantitativa del problema.

Considerando una serie di n blocchi, si fa partire la procedura di calcolo da quello posto più a monte, in cui sia verificata la relazione:

$$\frac{H_n}{dx} > \cot g \alpha$$

dove:

H_n = altezza del blocco n-esimo;

dx = larghezza della base del blocco;

α = inclinazione della base sulla quale appoggia il blocco (per esempio un giunto meccanico).

Questa relazione, se soddisfatta, indica che il blocco, in assenza di sostegno a valle, tende a ribaltarsi.

Per ogni blocco, da monte verso valle, si calcolano le seguenti espressioni:

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n (H_n - dx \tan \alpha) + \left(\frac{W_n}{2}\right) (H_n \sin \alpha - dx \cos \alpha)}{H_{n-1}} \quad (\text{ribaltamento})$$

PROGRAM GEO – B-rock ver.2 per Windows

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n (\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{1 - \tan^2 \varphi} \text{ (scivolamento)}$$

dove:

$P_{n-1,t}$ = forza applicata dal blocco n-1, cioè quello subito a valle dell'esaminato, sul blocco n dovuta alla resistenza al ribaltamento e diretta verso monte;

$P_{n-1,s}$ = forza applicata dal blocco n-1 sul blocco n dovuta alla resistenza allo scivolamento che si sviluppa lungo il piano di base dei blocchi e diretta verso monte; φ è l'angolo di attrito mobilitato lungo il giunto;

Queste sono le forze che impediscono al blocco n di muoversi verso valle. W_n è il peso del blocco n e P_n è la forza che il blocco sovrastante (n+1) esercita sul blocco n. Nel caso del blocco più a monte P_n è ovviamente uguale a zero.

Passando al blocco immediatamente a valle si pone:

$$\begin{aligned} P_n &= P_{n-1,t} \text{ se } P_{n-1,t} > P_{n-1,s} \\ P_n &= P_{n-1,s} \text{ se } P_{n-1,s} > P_{n-1,t} \end{aligned}$$

Quando si arriva al blocco di base (blocco 0), cioè quello più a valle delle serie presa in esame, si possono presentare tre situazioni:

1. $P_0=0$: in questo caso il pendio si trova in condizioni di equilibrio limite e F_s viene posto uguale a 1.
2. $P_0>0$: il pendio è instabile; il calcolo va ripetuto utilizzando un valore di φ maggiorato (φ_s) fino ad ottenere $P_0=0$; il coefficiente di sicurezza è dato quindi da $F_s = \tan \varphi / \tan \varphi_s$.
3. $P_0<0$: il pendio è stabile; il calcolo va ripetuto utilizzando un valore di φ ridotto (φ_s) fino ad ottenere $P_0=0$; il coefficiente di sicurezza è dato quindi da $F_s = \tan \varphi / \tan \varphi_s$.

PROGRAM GEO –B-rock ver.2 per Windows