



Centro Irpino per l'innovazione nel Monitoraggio Ambientale (CIMA)



Via Petrile (edificio Regione Campania)  
83054 Sant'Angelo dei Lombardi (AV)  
Tel. e fax. 0827 23753  
[cima@amracenter.com](mailto:cima@amracenter.com)  
[www.cima.amracenter.com](http://www.cima.amracenter.com)

AMRA scarl



Corso di aggiornamento professionale  
"Gestione e mitigazione dei rischi naturali"



Sant'Angelo dei Lombardi: il castello

Analisi di stabilità e cenni alle tecniche di stabilizzazione dei pendii

Prof. ing. Gianfranco Urciuoli  
Università degli Studi di Napoli Federico II



Sant'Angelo dei Lombardi, 11 aprile – 23 maggio 2008



## *Stati limiti dei pendii*

La verifica di un pendio, così come qualsiasi verifica statica nel campo dell'ingegneria civile, presuppone la preventiva definizione di opportuni stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Nel caso in esame gli **stati limite ultimi** sono così definiti:

1) *perdita di stabilità globale del terreno e delle strutture che insistono su di esso, dovuta ad un fenomeno di rottura lungo una superficie continua ed emergente sul pendio (di taglio o di trazione, preesistente o di neoformazione), in grado di isolare un volume di terreno soggetto a deformazioni e spostamenti le cui entità e velocità dipendono dalle condizioni iniziali e dalle proprietà del terreno (collasso);*

2) *spostamenti elevati del pendio: se su di esso insistono manufatti, questi possono attingere lo stato limite ultimo strutturale ben prima che sia raggiunta la rottura del pendio;*

3) *danno o perdita di funzionalità di strutture limitrofe, dovuti ai movimenti del terreno: a seguito della rottura, il corpo di frana può interagire con strutture ed infrastrutture poste nelle vicinanze.*

Inoltre, è possibile definire uno o più **stati limite di esercizio** del pendio, in relazione agli spostamenti che precedono la rottura, che possono provocare il raggiungimento dello stato limite di esercizio di manufatti, con conseguente degrado del livello prestazionale.

L'analisi di stabilità dei pendii consiste nel mettere a confronto la resistenza disponibile<sup>(\*)</sup>:

$$\int_{\Gamma} \tau_{lim} ds$$

e le azioni instabilizzanti<sup>(\*)</sup>:

$$\int_{\Gamma} \tau ds$$

alla base di un volume di terreno delimitato dalla superficie limite del pendio e da una superficie continua emergente sul pendio, opportunamente scelta, che prende il nome di **superficie di scorrimento** o di rottura.

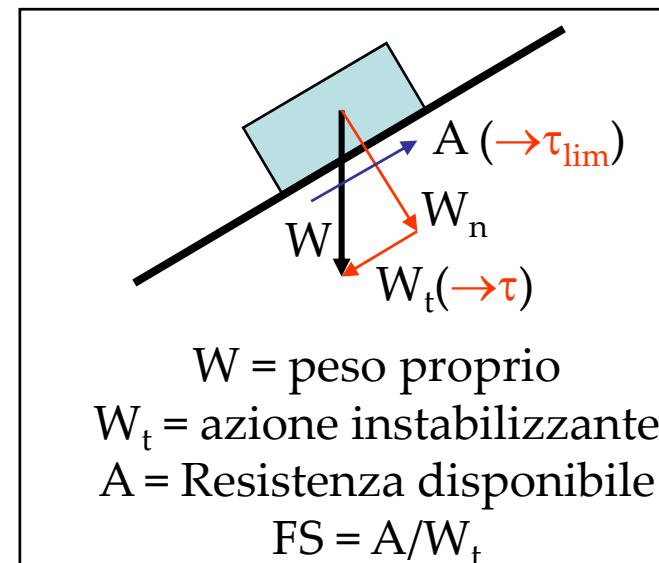
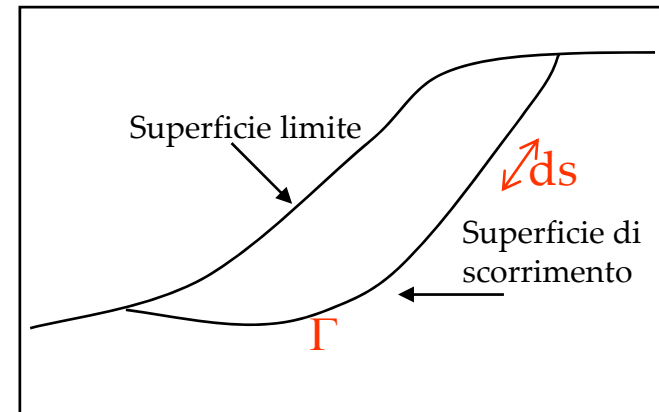
Per l'analisi sono possibili due approcci che consistono rispettivamente in un calcolo basato su:

- un coefficiente di sicurezza globale,
- vari coefficienti di sicurezza parziali.

In entrambi i casi dovrà essere cercata la superficie critica, ovvero la superficie a cui compete il minor livello di sicurezza.

(\*) Le espressioni sono valide quando la frana temuta è uno scivolamento traslativo.

### Perdita di stabilità globale del pendio. Metodi di analisi

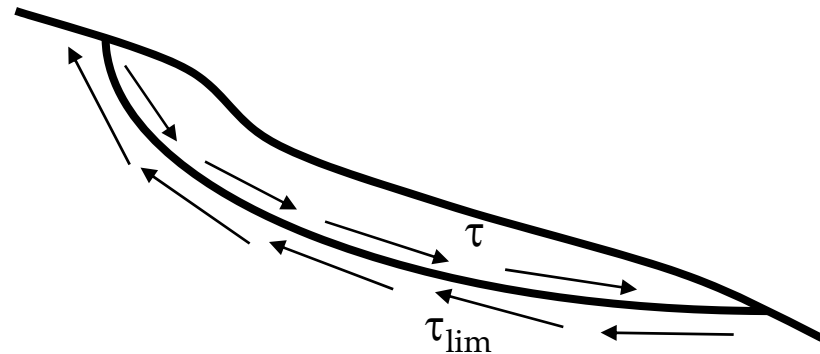


### Condizioni di esercizio

In condizioni di esercizio il pendio deve essere sufficientemente distante dalle condizioni di equilibrio limite.

Questa condizione è espressa:

- attraverso il coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite globale (FS) che è un rapporto fra la risultante delle resistenze e quella delle sollecitazioni, oppure è il rapporto fra i momenti delle suddette quantità;
- attraverso una disuguaglianza nella quale le sollecitazioni ( $E_d$ ) devono essere minori delle resistenze di progetto ( $R_d$ ), determinate attraverso i coefficienti parziali di riduzione dei parametri di resistenza.



Il coefficiente di sicurezza globale è fissato dal D.M. LL.PP. 11 marzo 1988.  
I coefficienti parziali sono fissati dalle Norme Tecniche del 14 gennaio 2008.

## Coefficienti di sicurezza

Verifica di stabilità in termini di coefficiente di sicurezza globale (D.M. marzo 1988).

Il coefficiente di sicurezza globale (FS) della generica superficie esaminata è il rapporto fra resistenza disponibile ed azioni instabilizzanti calcolate lungo di essa:

$$FS = \frac{\int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} ds}{\int_{\Gamma} \tau ds}$$

Il minore fra i coefficienti di sicurezza di tutte le possibili superfici di scorrimento è il *coefficiente di sicurezza globale del pendio*. Il valore di FS deve essere almeno 1.3 per i pendii artificiali; poiché non esiste una analoga indicazione per i pendii naturali, in tal caso esso deve essere fissato dal progettista.

Verifica di stabilità in termini di coefficienti parziali (L.S. gennaio 2008).

Si deve verificare che la sollecitazione di taglio lungo la superficie di scorrimento ( $E_d = \int_{\Gamma} \tau ds$ ), opportunamente amplificata mediante i relativi coefficienti parziali ( $\gamma_F$ ), non superi la resistenza disponibile ( $R_d = \int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} ds$ ), calcolata attraverso i parametri di resistenza ridotti mediante i relativi coefficienti parziali ( $\gamma_M$ ):

## Coefficienti di sicurezza parziali (1)

L'approccio ai coefficienti parziali prevede due verifiche, con diverse combinazioni dei carichi, che devono essere entrambe soddisfatte.

### Prima combinazione

Nella prima combinazione le azioni permanenti, quali ad esempio il peso dell'unità di volume, devono essere moltiplicate per un coefficiente parziale  $\gamma_F$  che si specializza in:

$\gamma_G = 1.30$  se l'azione è sfavorevole alla stabilità;

$\gamma_G = 1.00$  se l'azione è favorevole alla stabilità.

Le azioni transitorie devono essere moltiplicate per un coefficiente parziale pari a:

$\gamma_Q = 1.50$  se l'azione è sfavorevole alla stabilità;

$\gamma_Q = 0.00$  se l'azione è favorevole alla stabilità.

Il coefficiente  $\gamma_M$  si specializza in:

$\gamma_{\phi'} = 1,0$  applicato alla tangente dell'angolo di attrito,  $\tan\phi'$ ;

$\gamma_{c'} = 1,0$  applicato alla coesione,  $c'$ ;

$\gamma_{c_u} = 1,0$  applicato alla coesione non drenata,  $c_u$ .

Poiché attraverso il peso dell'unità di volume del terreno si calcolano sia le sollecitazioni che la resistenza di attrito, le amplificazioni proposte da questo metodo incrementano entrambe le aliquote e quindi sono di scarsa utilità.

## Coefficienti di sicurezza parziali (2)

### Seconda combinazione

La seconda combinazione lascia invece inalterate le azioni permanenti ( $\gamma_G = 1.00$ ), siano esse favorevoli o sfavorevoli alla stabilità.

Le azioni transitorie vengono moltiplicate per un coefficiente parziale:

$\gamma_Q = 1.30$ , se l'azione è sfavorevole alla stabilità;

$\gamma_Q = 0.00$ , se l'azione è favorevole alla stabilità.

La resistenza viene ridotta mediante i seguenti coefficienti parziali che agiscono sui singoli parametri di resistenza come indicato precedentemente:

$\gamma_{\phi'} = 1.25$ ,

$\gamma_{c'} = 1.25$ ,

$\gamma_{cu} = 1.4$ .

In assenza di carichi transitori sfavorevoli alla stabilità, questa verifica equivale a quella tradizionale eseguita attraverso il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale (FS). Si osservi che nell'analisi in condizioni di drenaggio libero sarebbe come adottare  $FS = 1.25$ , mentre nell'analisi in condizioni di drenaggio impedito in termini di tensioni totali, la verifica equivale ad assumere  $FS = 1.4$ , in ragione delle maggiori incertezze legate a questo tipo di procedura.

## *Resistenza. Azioni stabilizzanti ed instabilizzanti*

Quando la frana temuta è uno scorrimento rotazionale la resistenza viene definita non come integrale della resistenza unitaria del terreno lungo la superficie di scorrimento, bensì come integrale dei relativi momenti rispetto ad un punto.

In questa circostanza le azioni instabilizzanti (o stabilizzanti a seconda dell'orientazione delle forze) sono rappresentate dall'integrale dei momenti della tensione agente lungo la superficie di scorrimento.

Ai fini del calcolo delle resistenze e delle azioni instabilizzanti è necessario calcolare lo stato tensionale lungo la superficie di scorrimento in modo rigoroso o approssimato, con uno dei seguenti metodi:

- equilibrio limite, che utilizzano equazioni di equilibrio e posizioni semplificative;
- metodi delle tensioni, che utilizzano equazioni di equilibrio e di congruenza, dopo aver fissato una legge costitutiva per il terreno che costituisce il pendio.

Unicamente nel caso di pendio indefinito la soluzione rigorosa può essere ottenuta attraverso le sole equazioni di equilibrio

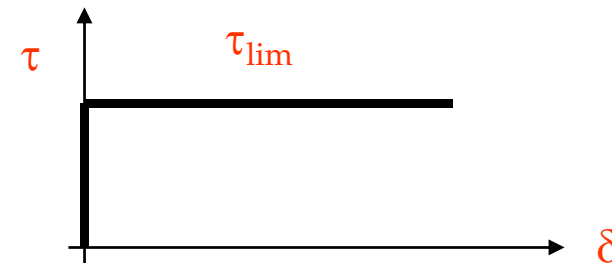
### Le ipotesi a base dei metodi dell'equilibrio limite

Il terreno è considerato rigido-plastico, ovvero non presenta deformazioni prima della rottura. Ciò implica che nella soluzione del problema non possono intervenire equazioni di congruenza.

Il criterio di resistenza è quello di Mohr-Coulomb.

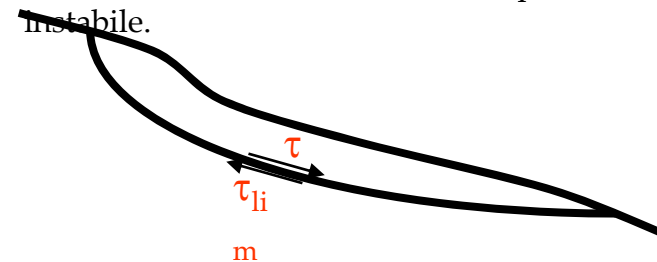
La distribuzione di tensioni normali efficaci sulla superficie di scorrimento resta costante dalla condizione di esercizio a quella di rottura.

Il grado di mobilitazione della resistenza è costante lungo l'intera superficie di scorrimento.



La rottura avviene per raggiungimento della resistenza a taglio lungo una superficie di scorrimento continua ed emergente sul pendio che, insieme alla superficie di p.c., delimita il volume instabile  $\tau = \tau_{lim}$ .

Le forze in gioco sono: il peso proprio del terreno instabile, eventuali sovraccarichi, il sisma, le azioni esercitate dal terreno stabile su quello instabile.



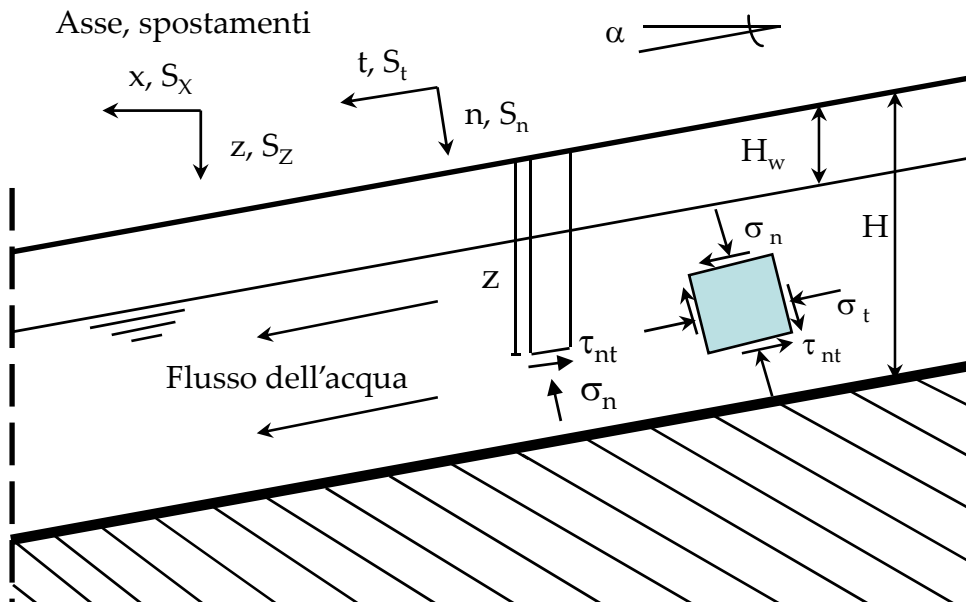
### Pendio indefinito

Il pendio indefinito è costituito da un semispazio con frontiera (superficie limite) inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo costante  $\alpha$ , in cui gli stati tensionale e deformativo sono costanti lungo ogni retta parallela alla superficie limite:

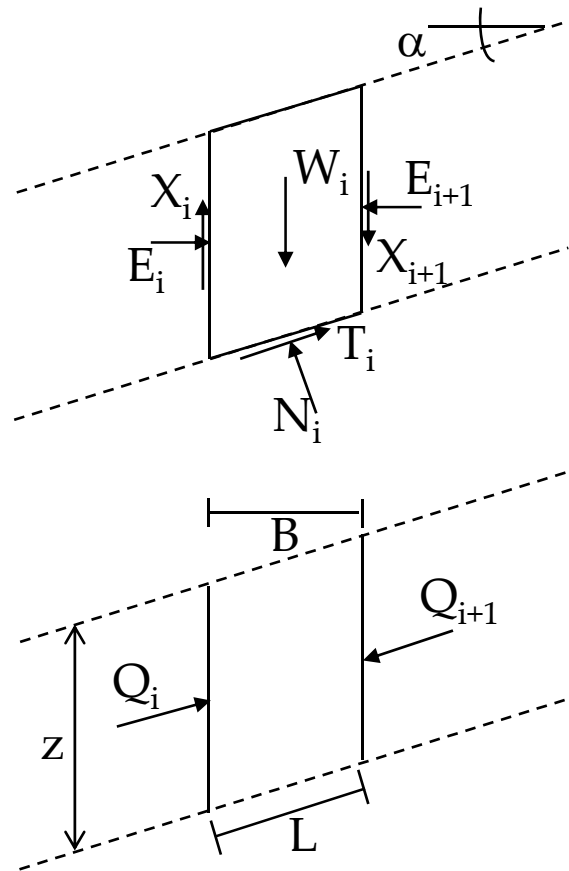
$$\begin{aligned}\sigma_n &= f(n) \\ \sigma_t &= f(n) \\ \tau_{tn} &= f(n)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_n &= f(n) \text{ componenti dello spostamento} \\ S_t &= f(n)\end{aligned}$$

Nella figura accanto è indicata la simbologia utilizzata per l'individuazione delle grandezze che concorrono alla determinazione dello stato tensionale nel pendio indefinito.



*Stato tensionale nel pendio indefinito*



Le forze  $E_i$  ed  $X_i$  si compongono nella forza  $Q_i$ , parallela al pendio<sup>(\*)</sup>; le forze  $E_{i+1}$  ed  $X_{i+1}$  si compongono nella forza  $Q_{i+1}$ , uguale e contraria alla forza  $Q_i$ .

Nell'equilibrio del generico concio è superfluo portare in conto le forze  $Q_i$  e  $Q_{i+1}$ , o le loro componenti orizzontali e verticali, in quanto reciprocamente equilibrate.

Dagli equilibri alla traslazione, rispettivamente in direzione normale e parallela al pendio:

$$N = W \cdot \cos \alpha$$

$$T = W \cdot \sin \alpha$$

$$B = L \cdot \cos \alpha$$

$$W = B \cdot z \cdot \gamma$$

(\*) Questa condizione è imposta dall'equilibrio alla rotazione della striscia, considerato che per la condizione di pendio indefinito  $N_i$  deve essere applicato nella mezzeria della base della striscia.

$$N = \gamma \cdot z \cdot L \cdot \cos^2 \alpha \rightarrow$$

$$\sigma_n = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha$$

$$T = \gamma \cdot z \cdot L \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \rightarrow$$

$$\tau_{nt} = \gamma \cdot z \cdot$$

$$\sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

*Coefficiente di sicurezza in un pendio indefinito sede di falda*

$$FS = \frac{\tau_{lim}}{\tau}$$

$$FS = \frac{[c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - p_n) \cdot \tan \phi']}{(\gamma_{sat} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha)}$$

Caso 1): filtrazione parallela al pendio e falda a p.c.

$$FS = \frac{[c' + (\gamma_{sat} \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - \gamma_w \cdot z \cdot \cos^2 \alpha) \cdot \tan \phi']}{(\gamma_{sat} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha)} = \frac{c'}{\gamma_{sat} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} + \frac{\gamma' \cdot \tan \phi'}{\gamma_{sat} \cdot \tan \alpha}$$

Caso 2): filtrazione parallela al pendio e falda a profondità  $H_w$  dal p.c.

$$FS = \frac{\{c' + [\gamma_{sat} \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - \gamma_w \cdot (z - H_w) \cdot \cos^2 \alpha] \cdot \tan \phi'\}}{(\gamma_{sat} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha)}$$

### Pendio indefinito (verifica ai coefficienti parziali)

Nel pendio indefinito, in condizioni di drenaggio libero ed in presenza di carichi verticali ( $q_i$ ) uniformemente distribuiti sul potenziale volume instabile, le risultanti delle azioni e delle resistenze nella direzione della superficie di scorrimento, parallela al pendio stesso ed inclinata di  $\alpha$  sull'orizzontale, sono date da:

$$E_d = (\bar{\gamma} + q_i) \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$R_d = \frac{c'}{\gamma_c'} + [(\bar{\gamma} + q_i) \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - p_{nd}] \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi}'}$$

Nella seconda delle due precedenti relazioni  $\gamma_c' = 1.25$ ,  $\gamma_{\phi}' = 1.25$ . Il peso dell'unità di volume del terreno e la pressione neutra assumono i valori indicati nella tabella.

Condizioni della falda nel pendio	$\bar{\gamma}$	$p_w$
Assente	$\gamma$	0
Falda a p.c. con filtrazione parallela al pendio	$\gamma_{sat}$	$\gamma_w \cdot z \cdot \cos^2 \alpha$
Falda a profondità $h_w$ dal piano campagna con vettore di filtrazione inclinato di $\beta$ sull'orizzontale	$\frac{\gamma \cdot h_w + \gamma_{sat} \cdot (z - h_w)}{z}$	$\gamma_w \cdot \frac{z - \frac{h_w}{\gamma_{\phi}'}}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta}$
Pendio sommerso con acqua in quiete	$\gamma'$	0

Legenda:  $\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;  $\gamma'$  = peso dell'unità di volume del terreno immerso.

### *Pendio indefinito (verifica ai coefficienti parziali)*

In condizioni di drenaggio impedito ed in termini di tensioni totali:

$$E_d = (\gamma_{sat} + q_i) \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$R_d = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$$

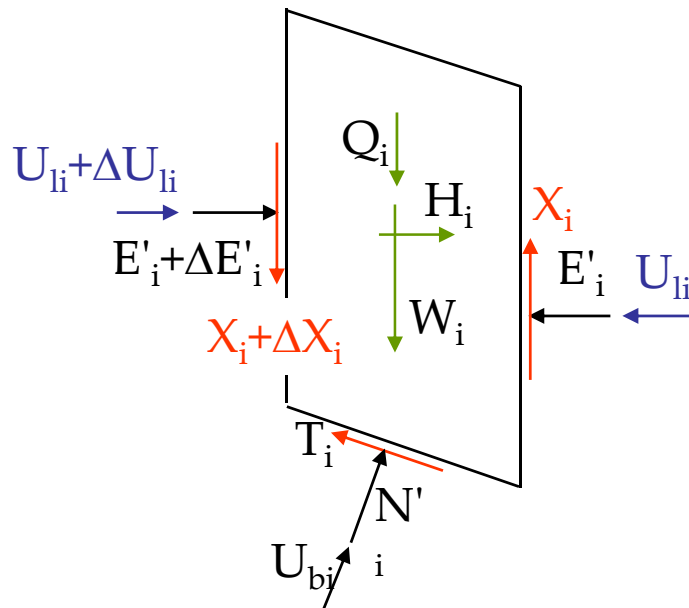
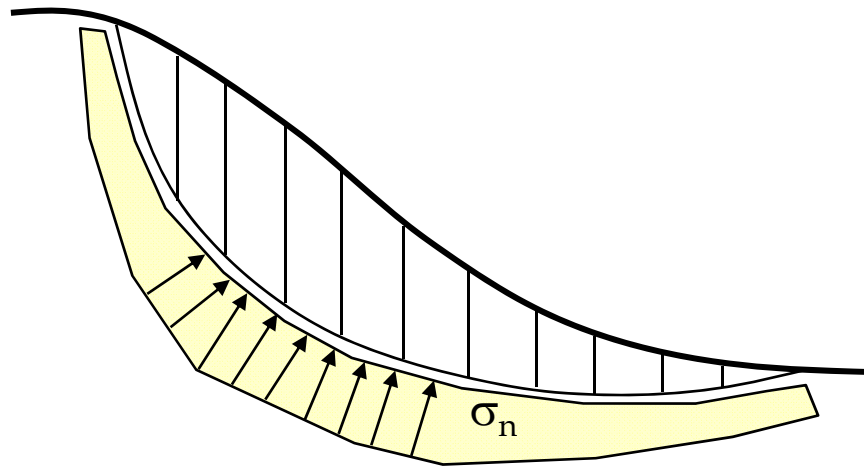
Nella seconda delle precedenti equazioni  $\gamma_{cu} = 1.4$ .

Si osservi che nell'analisi in condizioni di drenaggio libero sarebbe come adottare  $FS = 1.25$ , mentre nell'analisi in condizioni di drenaggio impedito in termini di tensioni totali, la verifica equivale ad assumere  $FS = 1.4$ , in ragione delle maggiori incertezze legate a questo tipo di procedura.

Nell'espressione della sollecitazione nel pendio indefinito sono state considerate solo azioni esterne verticali, in quanto il pendio indefinito non può essere sollecitato da forze orizzontali, a meno che queste non siano applicate sulla potenziale superficie di scorrimento, nel punto di intersezione delle altre forze applicate; diversamente, esse indurrebbero un momento squilibrato.



## Metodi delle strisce



Quando si esegue l'analisi in tensioni efficaci per calcolare la resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento è necessario conoscere la distribuzione di tensioni normali ad essa ( $\sigma_n$ ).

Per superare le complessità topografiche e stratigrafiche dei pendii naturali è utile dividere il volume instabile in strisce, da analizzare una per una.

Forze agenti sulla singola striscia:

- risultanti di una distribuzione di tensioni normali efficaci ( $E'_i$ ,  $N'_i$ ),
- risultanti di una distribuzione di tensioni tangenziali ( $X_i$ ,  $T_i$ ),
- risultanti di una distribuzione di pressioni neutre ( $U_{li}$ ,  $U_{bi}$ ),
- peso proprio ( $W_i$ ) e forze esterne e/o risultanti di forze di massa verticali ( $Q_i$ ) ed orizzontali ( $H_i$ ).

### *I vari metodi esistenti in letteratura*

Sulla base delle equazioni illustrate, o sfruttando solo una parte di esse, si perviene a vari metodi delle strisce:

- Bishop semplificato (1955),
- Janbu semplificato (1955),
- Morgenstern e Price (1965),
- GLE di Fredlund e Krahn (1977),
- Spencer (1967).

Il metodo di Bishop semplificato è utilizzabile solo per superfici di scorrimento circolari, gli altri metodi sono validi per superfici qualsiasi.

I metodi di Bishop e di Janbu semplificati sfruttano solo le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale su ogni singola striscia, oltre che un equilibrio globale sull'intera massa instabile, per cui non sono globalmente equilibrati. Ciò nonostante forniscono risultati soddisfacenti rispettivamente per superfici di scorrimento circolari e di forma qualsiasi.

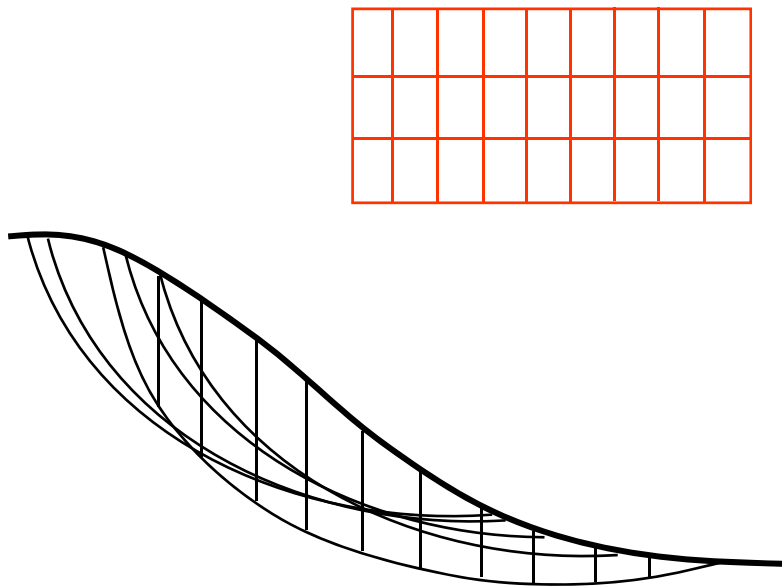
Attualmente il metodo più utilizzato è probabilmente il GLE.

## Programmi di calcolo commerciali

Per ogni superficie di scorrimento esaminata (cioè per vari meccanismi di collasso) si calcola un valore del coefficiente di sicurezza. Il valore minimo ritrovato è il coefficiente di sicurezza del pendio e la superficie a cui esso compete prende il nome di **superficie critica**.

Quando si analizzano superfici di scorrimento circolari la ricerca della superficie di scorrimento critica può essere automatica. L'operatore fissa una griglia di centri ed il programma analizza una serie di cerchi (di vario diametro) con il centro collocato in ciascun punto della griglia.

Il programma seleziona il coefficiente di sicurezza minimo ritrovato, che è quello del pendio, a patto di aver scelto correttamente la griglia dei centri.

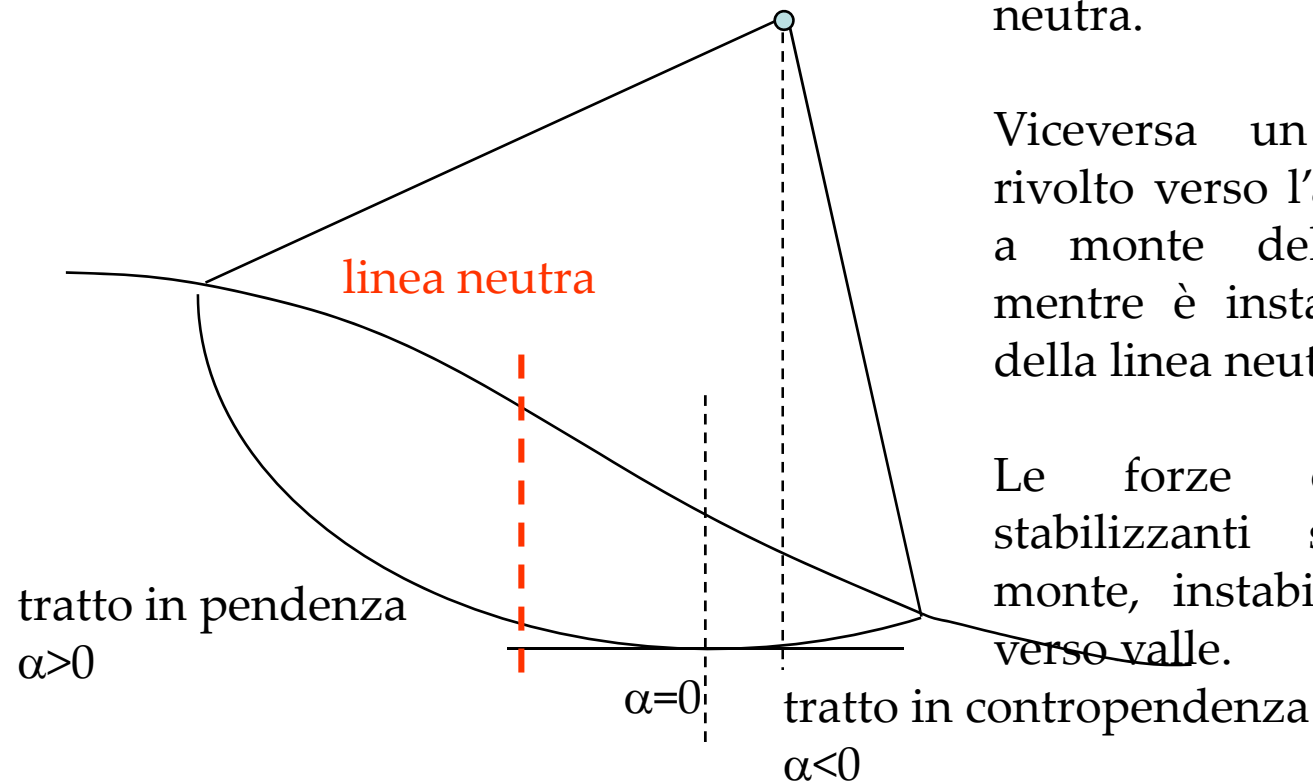


## Linea neutra

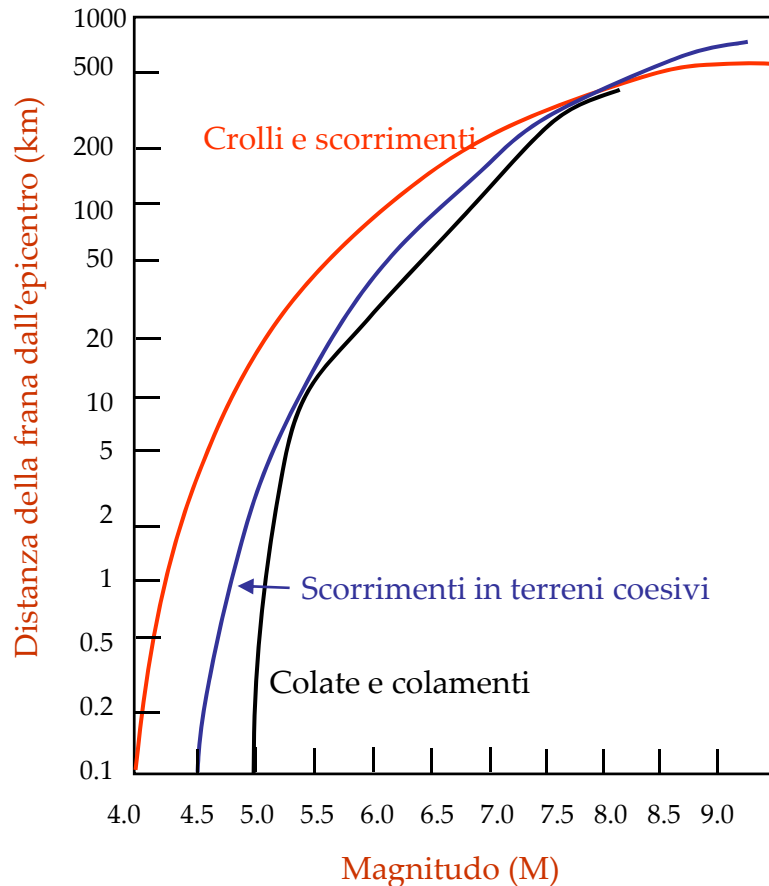
Un carico verticale rivolto verso il basso è instabilizzante a monte della linea neutra, mentre è stabilizzante a valle della linea neutra.

Viceversa un carico verticale rivolto verso l'alto è stabilizzante a monte della linea neutra, mentre è instabilizzante a valle della linea neutra.

Le forze orizzontali sono stabilizzanti se rivolte verso monte, instabilizzanti se rivolte verso valle.



## Frane indotte da sismi



Keefeer (1984) propose una correlazione sperimentale per individuare la massima distanza dall'epicentro alla quale il sisma può innescare frane, in funzione dell'intensità del sisma stesso e del tipo di frana.

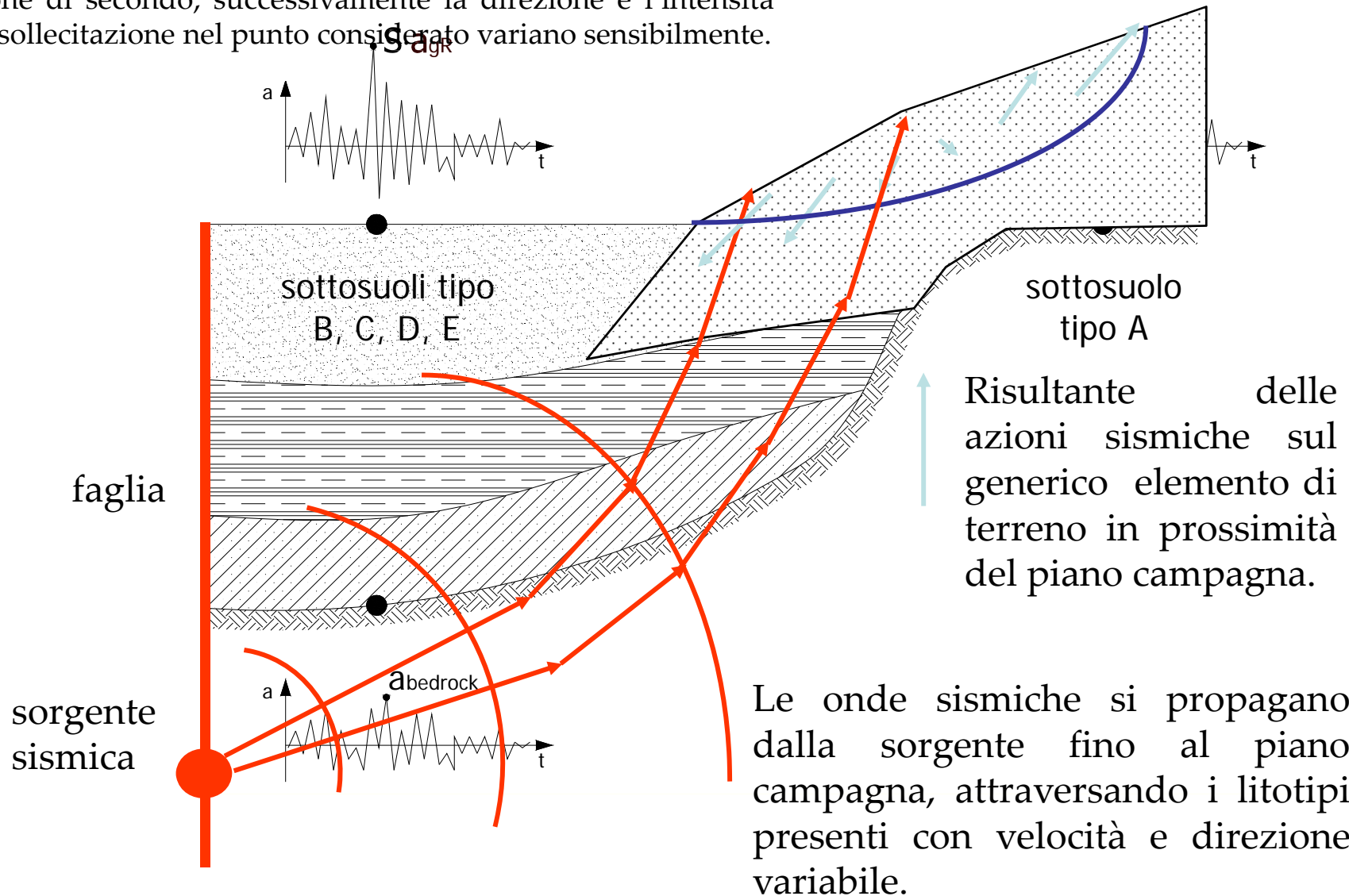
Del Prete et al. (1992) hanno confermato la correlazione di Keefeer per il territorio italiano. In base a tali studi le soglie di magnitudo minima per la quale possono generarsi frane sono: 4M per i crolli, 4.5M per gli scivolamenti, 5M per le colate.

Keefeer, D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 95: 406-421

Del Prete, M., Giaccari, E., Trisorio-Liuzzi, G. (1992). Rischio da frane intermittenti a cinematica lenta nelle aree montuose e collinari urbanizzate della Basilicata. G.N.D.C.I., Rapporto U.O. 2.37

Il sisma induce in ogni punto del pendio forze inerziali di tipo impulsivo che possono essere ritenute approssimativamente costanti per un breve intervallo di tempo dell'ordine della frazione di secondo; successivamente la direzione e l'intensità della sollecitazione nel punto considerato variano sensibilmente.

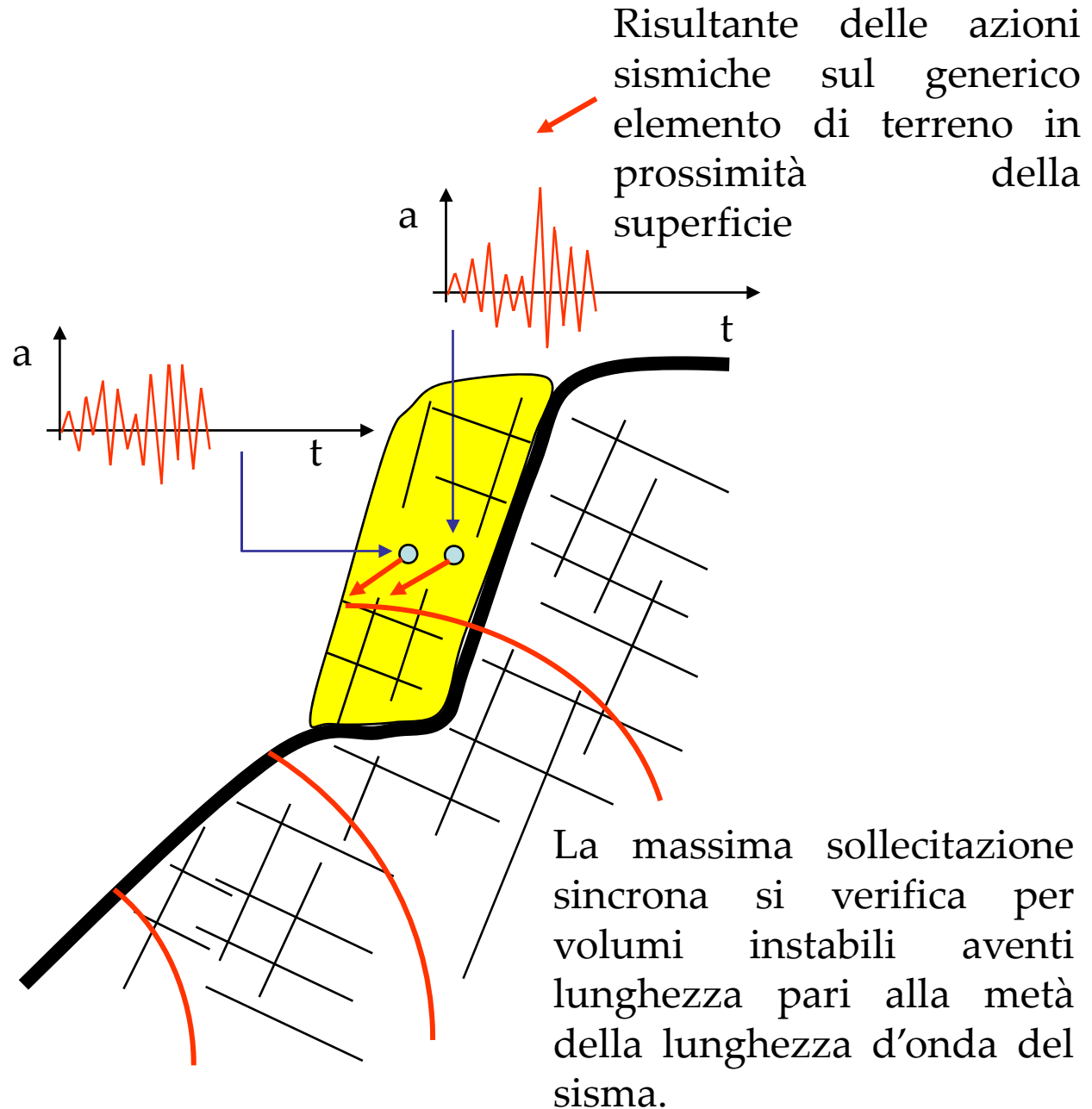
## Propagazione delle azioni sismiche



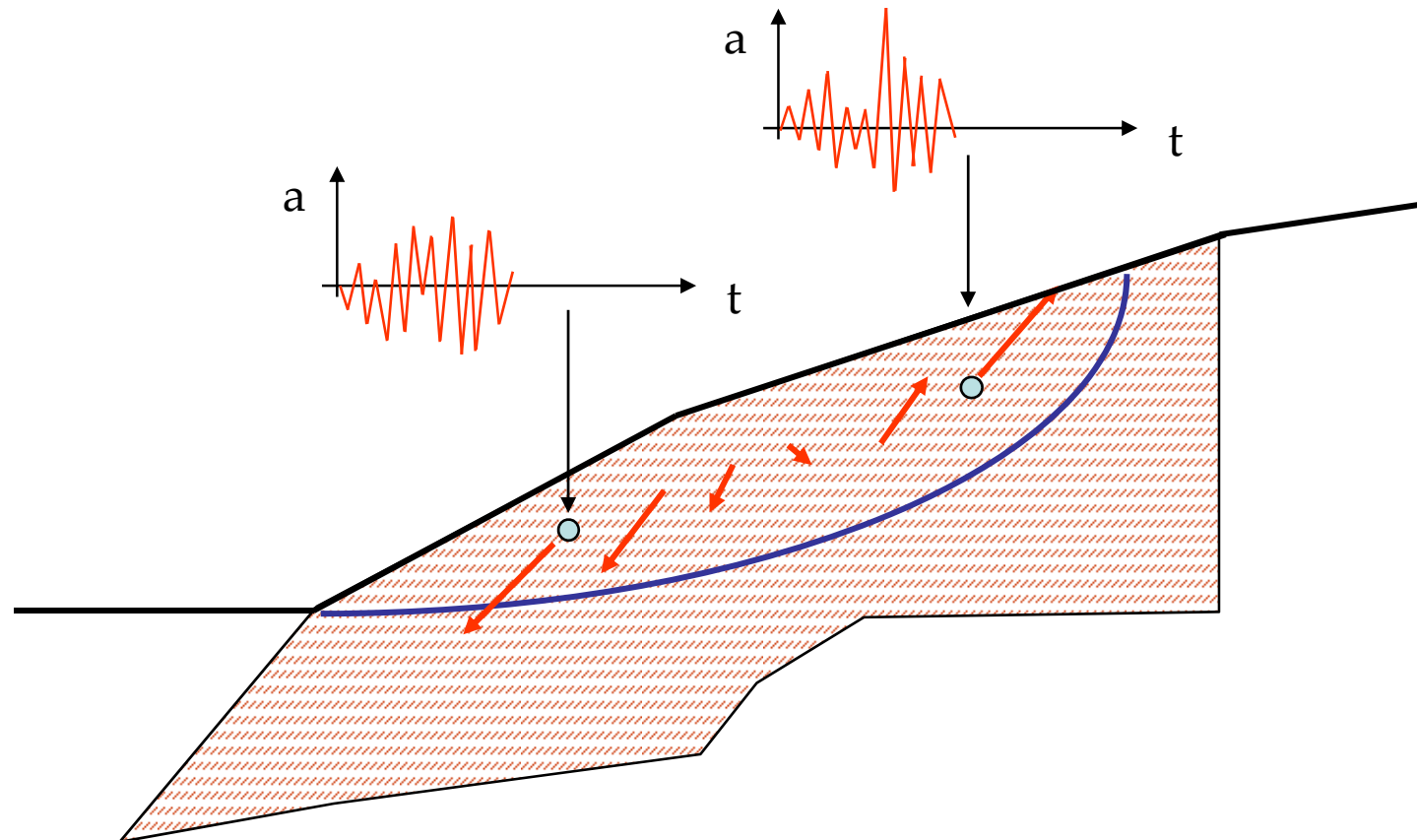
## Sollecitazioni sincrone

La sollecitazione sismica, oltre che variare nel tempo, varia nello spazio. Il sisma infatti è caratterizzato da valori della lunghezza d'onda che per gli eventi più intensi è dell'ordine di alcune decine di metri (20÷40 m).

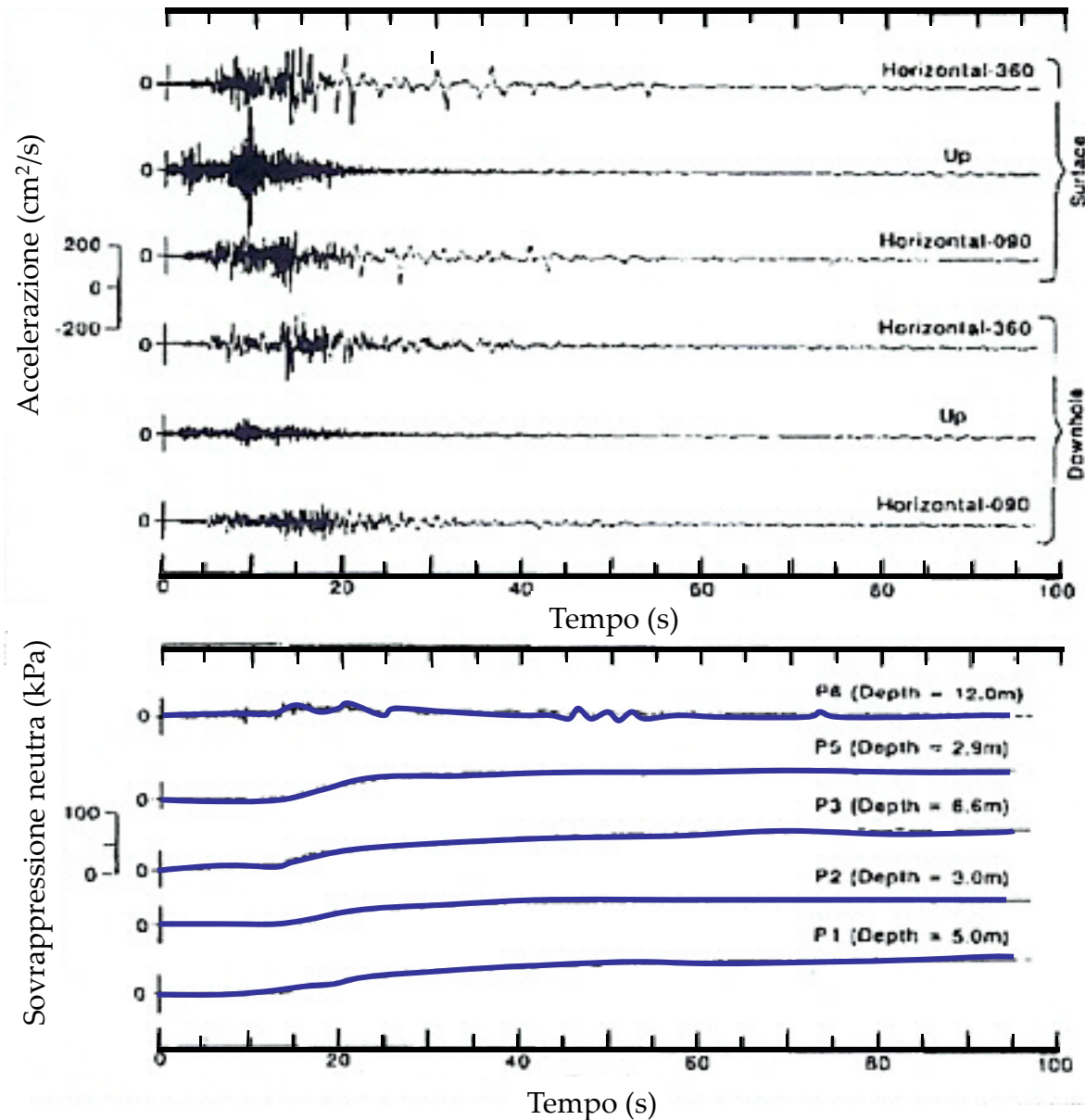
Per masse di terreno di lunghezza (nella direzione longitudinale del pendio) inferiore alla lunghezza d'onda, gli effetti inerziali possono avere una risultante instabilizzante rilevante.



## Sollecitazioni asincrone



All'interno di un volume instabile di dimensione uguale o maggiore della lunghezza d'onda del sisma, la distribuzione di accelerazioni in un generico istante di tempo è tale che gli effetti instabilizzanti e quelli stabilizzanti si compensano in tutto o in gran parte.



### *Sovrapressioni neutre indotte dal sisma in terreni saturi*

Le azioni sismiche inducono incrementi rapidi di sollecitazione (condizioni di drenaggio impedito) a meno che i terreni non siano di elevata permeabilità.

Le sovrappressioni neutre crescono durante il sisma in funzione della durata dell'evento e del numero di cicli.

## *Meccanismi di innesco delle frane*

- Sollecitazione inerziale
- Sovrapressioni neutre

Se la sollecitazione fosse solo inerziale, le frane dovrebbero mobilitarsi ed arrestarsi con le accelerazioni sismiche, mentre secondo numerose evidenze l'innesco sembra spesso avvenire ore o giorni dopo l'evento sismico e protrarsi per giorni o per mesi dopo l'evento (D'Elia et al., 1985).

In quest'ultimo caso sembra palese che la causa della frana sia da ricondursi alle sovrappressioni neutre indotte dal sisma che si dissipano lentamente nel tempo.

Una esemplificazione è fornita dai dati di varie frane indotte dal sisma dell'Irpinia del 1980.

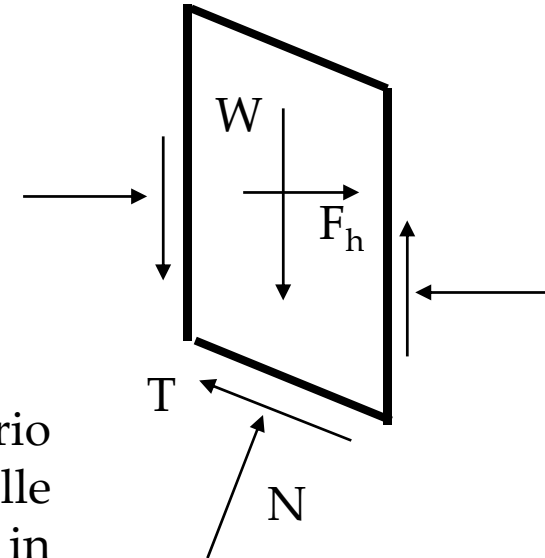
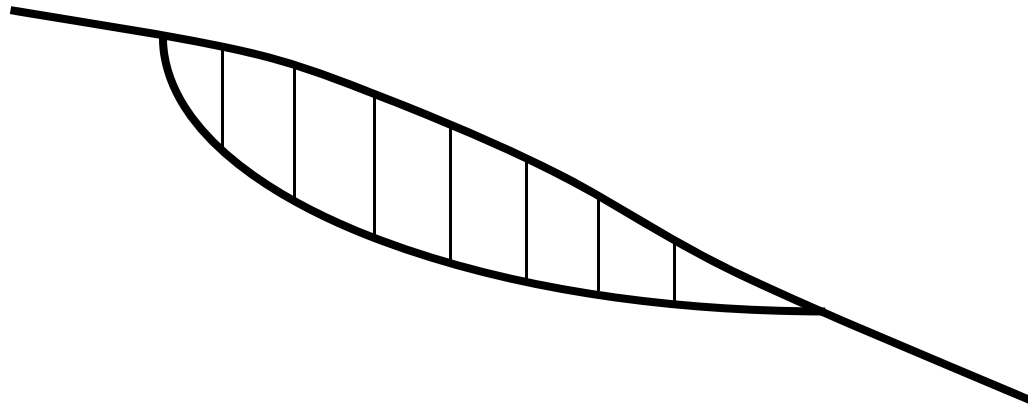
D'Elia, B., Esu, F., Pellegrino, A. e Pescatore, T.S. (1985). Some effects on natural slope stability induced by the 1980 Italian earthquake. Atti 11a Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 4: 1943-1949. Balkema, Rotterdam

## Frane indotte dal sisma del 1980

Tipo frana	Località	Terreni	S	I	Ritardo		
					n	h	g
Crolli	Valva	Calcari	-	9	*		
	Raia	Calcari	-	9	*		
	Colliano	Calcari	-	9	*		
	Balvano	Calcari e dolomie	-	8	*		
Scorrimenti	S. Giorgio la Molara I	Arenarie ed argille	3.0	6			*
	T. Sauro	Argille varicolori	1.9	6			*
	Andretta	Argille e conglomerati	0.8	8		*	
	Torella dei Lombardi	Arenarie, argille marnose e calcareniti	0.5	8		*	*
	Calitri	Argille plioceniche e Varicolori	0.3	8		*	
	S. Giorgio la Molara II	Calcareniti ed argille	0.3	6		*	
	S. Angelo dei Lombardi	Argille e conglomerati	0.3	10			
	Caposele	Arenarie	.08	9			
	S. Fele	Argille e marne	-	7		*	
Colate	Senerchia	Detriti, argille Varicolori	1.0	8		*	
	Buoninventre	Marne ed argille	0.9	9		*	
	Calitri	Argille plioceniche e Varicolori	0.2	8			*

Legenda: S = superficie della frana in kmq; I = Intensità sismica in MKS; n=nessun ritardo; h = poche ore di ritardo; g = pochi giorni di ritardo.

## Verifica di stabilità in condizioni sismiche col metodo pseudo - statico



La verifica di stabilità in condizioni di equilibrio limite si esegue secondo prassi col metodo delle strisce, in cui il corpo di frana viene suddiviso in conci.

Se si utilizza il metodo pseudo-statico, per simulare l'azione sismica, in ogni concio si applica una forza inerziale ( $F_h$ ) proporzionale al peso proprio del concio attraverso un coefficiente sismico  $k_h$ , che il D.M. 16/1/1996 (Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche) definisce come una funzione di  $C$  (coefficiente di intensità sismica) e di altri coefficienti che nel caso dei pendii sono tutti unitari. Il coefficiente  $C$  a sua volta dipende dal grado di

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$k_h = C$$

$$C = (S-2)/100$$

$$\text{I cat. } C = 0.1$$

$$\text{II " } C = 0.07$$

$$\text{III " } C = 0.04$$

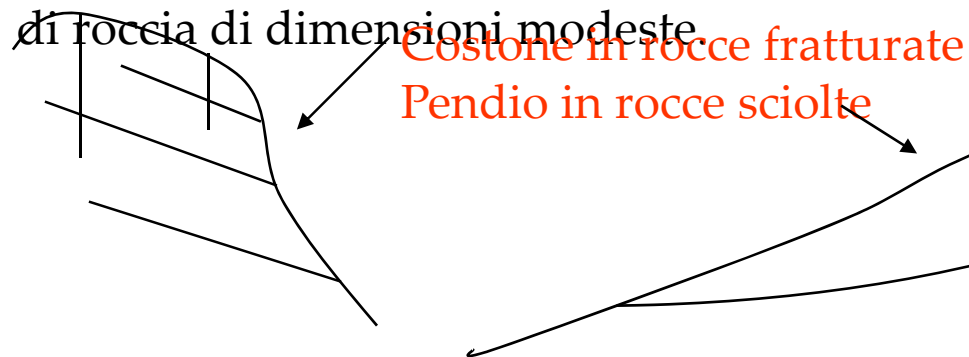
## Limitazioni del metodo pseudo - statico

L'applicazione del metodo pseudo-statico presuppone che esista un istante di tempo  $t$ , durante il sisma, in cui tutto il corpo di frana è soggetto ad un'azione sismica orizzontale di intensità pari a  $k_h \cdot W$ , diretta verso valle.

Ciò può essere vero per frane di piccole dimensioni come i blocchi di roccia.

Da un punto di vista statistico – probabilistico è da escludersi per grandi frane.

Durante il sisma del 1980 in Irpinia si verificarono oltre 100 frane, innescate dal sisma. La grande maggioranza furono crolli di blocchi di roccia di dimensioni modeste.



*Nuova normativa (Ordinanza 3274/2004, Norme tecniche sett. 2005): Azioni sismiche ed effetti locali*

La definizione dell' **azione sismica** al suolo è l'elemento di maggior novità rispetto alle preesistenti normative:

**osservazione del fenomeno "dal basso" o "a priori":**

accelerazione di picco in superficie su sottosuolo rigido

zonazione sismica

**effetto "locale":**

classi di sottosuolo di diversa rigidità, in funzione delle proprietà dei terreni

**amplificazione topografica:**

dipende dalla morfologia del pendio

$a_g$

S

$S_T$

$$F_h = \pm 0.5 \cdot \beta_s \cdot S \cdot S_T \cdot a_g / g \cdot W$$

$$F_v = \pm 0.5 \cdot F_h$$

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_d(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_d(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_d(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

## *Effetti dell'accelerazione sismica sul pendio indefinito*

Nel pendio indefinito la forza sismica orizzontale dovrebbe essere applicata alla base della striscia per salvaguardare l'equilibrio alla rotazione.

Ciò non inficia il metodo che deriva da soli equilibri alla traslazione.

Detta  $\alpha$  l'acclività del pendio, le espressioni delle azioni e delle resistenze sono rispettivamente:

$$E_d = \bar{\gamma} \cdot z \cdot \cos \alpha \cdot \left[ \operatorname{sen} \alpha - 0.5 \cdot (0.5 \cdot \operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha) \cdot S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \right]$$

$$R_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} + \left\{ \bar{\gamma} \cdot z \cdot \cos \alpha \cdot \left[ \cos \alpha - 0.5 \cdot (0.5 \cdot \cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha) \cdot S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \right] - u_{wd} \right\} \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}$$

L'applicazione dei metodi pseudo-statici è corretta in caso di sollecitazione sincrona della massa potenzialmente instabile, ossia per frane di piccole dimensioni come i blocchi di roccia.

## Effetti dell'accelerazione sismica sul pendio qualsiasi

Metodo di Bishop  
semplificato

$$E_d = \sum_i^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i + \sum_1^m Q_i \cdot \text{sen} \alpha_{Qi} + \sum_1^p H_i \cdot \text{cos} \alpha_{Hi}$$

$$R_d = \sum_i \left[ \frac{c'_i \cdot b_i}{\gamma_{c'}} + (W_i + Q_i - u_{wdi} \cdot b_i) \cdot \frac{\tan \phi'_i}{\gamma_{\phi'}} \right] \cdot \frac{1}{m_{\alpha i}}$$

$$m_{\alpha i} = \text{cos} \alpha_i + \text{sen} \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi'_i}{\gamma_{\phi'}}$$

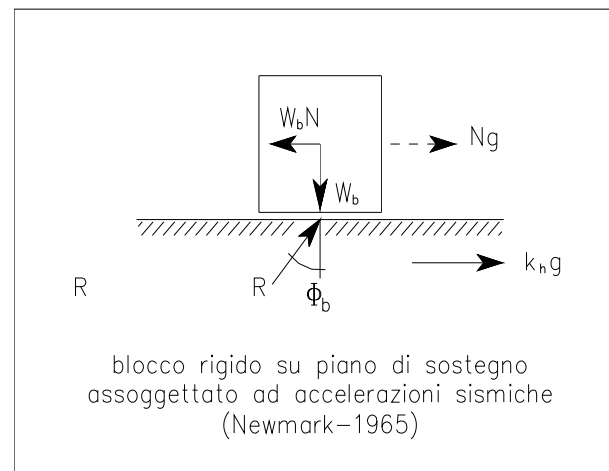
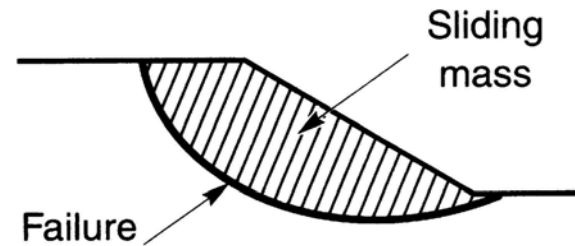
Metodo di Janbu  
semplificato

$$E_d = \sum_i^n W_i \cdot \tan \alpha_i + \sum_1^m Q_i \cdot \tan \alpha_{Qi} + \sum_1^p H_i$$

$$R_d = \sum_i \left[ \frac{c'_i \cdot b_i}{\gamma_{c'}} + (W_i + Q_i - u_{wdi} \cdot b_i) \cdot \frac{\tan \phi'_i}{\gamma_{\phi'}} \right] \cdot \frac{1}{\text{cos} \alpha_i \cdot m_{\alpha i}}$$

Le forze sismiche vengono conglobate nelle azioni orizzontali e verticali.

## Metodo degli spostamenti

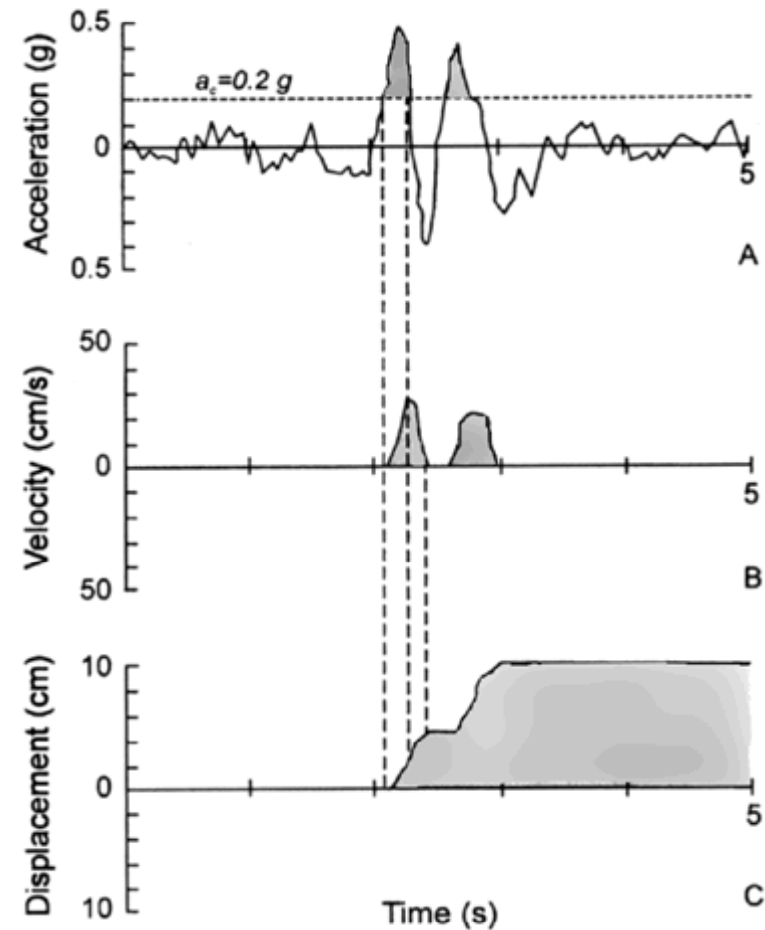


Il metodo di Newmark originario consiste nello schematizzare il volume instabile come un blocco rigido posto su un piano inclinato di  $\alpha$  sull'orizzontale e nel calcolare lo spostamento permanente del blocco per effetto della sollecitazione indotta dal sisma di riferimento.

## Metodo degli spostamenti

Si calcolano gli spostamenti permanenti cumulati integrando, due volte rispetto al tempo, l'accelerazione relativa fra blocco e piano di scivolamento. Ciascun intervallo di integrazione parte dall'istante di tempo in cui l'accelerazione è maggiore di un valore critico, definito come quello per cui il blocco si trova in condizioni di equilibrio limite, e termina quando la velocità relativa fra blocco e piano di scivolamento si annulla.

L'equazione da integrare è il secondo principio della dinamica.



### Accelerazione critica

Accelerazione critica per il blocco rigido, rispettivamente in assenza ed in presenza di forze inerziali verticali. Le due espressioni valgono in assenza di pressioni neutre.

$$k_c = \frac{\frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha} + \tan \phi' - \tan \alpha}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}$$

$$k_c = \frac{\frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha} + \tan \phi' - \tan \alpha}{1 + 0.5 \cdot (\tan \phi' - \tan \alpha) + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}$$

Anche il metodo degli spostamenti suppone che la sollecitazione sismica della massa potenzialmente instabile sia sincrona.



## *Mitigazione del rischio di frana*

Il rischio di frana ( $R = P \cdot V \cdot E$ )\* può essere mitigato con:

- i) interventi di stabilizzazione strutturali che incrementano il margine di sicurezza del pendio (abbattendo quindi la pericolosità, P) o intercettano il corpo di frana (abbattendo la vulnerabilità dei manufatti, V),
- ii) rinforzo (riduzione di V) o limitazioni d'uso di un manufatto che insiste sul pendio, che può essere declassato permanentemente o provvisoriamente,
- iii) limitazioni d'uso del territorio (di tipo urbanistico) che limitano la presenza stabile di elementi a rischio (riduzione permanente di E) sull'area minacciata dalla frana (interventi non strutturali),
- iv) provvedimenti di Protezione Civile che consentono in tempi adeguati l'allontanamento dall'area minacciata degli elementi a rischio di ~~maggior valore~~ (riduzione temporanea di E), fra cui sicuramente le vite umane (piani di emergenza).

\* R=rischio di frana, P=pericolosità, V=vulnerabilità dei manufatti, E=elementi a rischio.

## *Interventi di stabilizzazione dei pendii*

### **Attivi**

Gli interventi di stabilizzazione attivi mirano ad elevare il coefficiente di sicurezza di un pendio, mediante:

- aumento della resistenza nel corpo di frana,
- decremento della tensione agente nel corpo di frana, in particolare alla sua base.

### **Passivi**

Gli interventi di stabilizzazione passivi intercettano il corpo di frana, proteggendo le strutture ed infrastrutture poste a valle.

I principali requisiti degli interventi di stabilizzazione riguardano:

- i tempi necessari ad ottenere il miglioramento delle condizioni di stabilità,
- l'efficienza nel tempo e la necessità di manutenzione,
- gli spostamenti indotti al piano campagna, in caso di presenza di strutture ed infrastrutture,
- l'ingombro,
- i costi.

### *La scelta del tipo di intervento*

E' possibile scegliere l'intervento di stabilizzazione, o la combinazione di interventi più adatta alla specifica circostanza, sulla base dei requisiti degli interventi e delle caratteristiche del sito esaminato:

- tipo di frana e relative caratteristiche geometriche e cinematiche,
- natura e caratteristiche dei terreni e regime delle acque sotterranee,
- grado di stabilità dell'intero versante,
- acclività del pendio e possibilità di accesso alle macchine operatrici,
- dimensioni del corpo di frana in atto o potenziale (estensione e profondità),
- presenza di strutture sul piano campagna o nel sottosuolo.

Il tipo di frana e le dimensioni sono probabilmente i fattori che maggiormente condizionano la fattibilità dell'intervento e sicuramente la sua tipologia. In questa ottica risulta utile distinguere fra **movimenti lenti** (scorrimenti e colamenti), per i quali è di prassi il ricorso agli interventi di tipo attivo, e **movimenti rapidi**, per i quali spesso si ricorre ad una combinazione di interventi attivi e passivi e talvolta solo a questi ultimi.

*Frane e tipo di intervento*

Tab. I – Frane considerate

Tipo di frana	Velocità massime registrate su brevi periodi	Propagazione		Interventi	
		Modesta	Elevata	Attivi	Passivi
Scorrimenti traslativi	< dm/anno	x		x	
Scorrimenti rotazionali	< m/ora	x		x	
Colate di terra	< m/ora	x		x	
Colate e valanghe di detrito	> m/s		x	x	x
Colate di fango	> m/s		x	x	x

## Tipologie di intervento

**Attivi**  
Impediscono che la frana si inneschi  
producendo un incremento di FS

**Passivi**  
Intercettano il corpo di frana lungo  
il percorso

**Rimodellamento / parziale sostituzione del corpo di frana:**  
incremento delle forze resistenti e/o decremento delle forze sollecitanti.

**Drenaggi:**  
incremento delle forze resistenti, mediante abbattimento delle  
pressioni neutre.

**Opere di sostegno:**  
riduzione delle forze sollecitanti, per la presenza delle forze di  
interazione fra l'opera ed il corpo di frana, ed incremento delle forze  
resistenti.

**Miglioramento delle proprietà meccaniche:**

incremento delle forze resistenti  
intercettazione del corpo di frana: vasche e barriere

## *Interventi attivi*

Gli interventi attivi possono essere realizzati laddove è possibile:

- delimitare con affidabilità il corpo di frana in atto o potenziale, che rappresenta quindi un elemento di singolarità nel pendio,
- accedere alla frana con le macchine per l'esecuzione delle lavorazioni.

Questi interventi comportano il miglioramento delle condizioni di sicurezza del versante e sono dimensionati mediante **l'analisi di stabilità**, ovvero la valutazione delle forze resistenti e delle forze sollecitanti agenti sul corpo di frana in atto o potenziale **prima e dopo l'intervento**.

I fattori da considerare sono numerosi e di difficile valutazione, in particolare: l'esistenza, la posizione e la forma della superficie di scorrimento, le pressioni neutre ed i parametri di resistenza a taglio. Le modifiche di questi fattori giocano un ruolo importante: l'innescò e la riattivazione possono dipendere da vari fattori che determinano la variazione del coefficiente di sicurezza nel tempo, in primo luogo le fluttuazioni delle pressioni neutre.

## *Approccio di calcolo*

I due approcci alternativi dell'analisi di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite consistono in:

- 1) valutazione del **coefficiente di sicurezza globale**,
- 2) confronto fra l'azione tangenziale alla base delle strisce ( $E_d$ ) e la resistenza di progetto ( $R_d$ ), entrambe calcolate attraverso i **coefficienti parziali**.

Come si è detto il contributo alla stabilizzazione degli interventi strutturali può consistere in:

- una riduzione dell'azione sollecitante;
- un aumento della resistenza disponibile;
- entrambi i suddetti contributi.

La riduzione di azione sollecitante fa decrescere il denominatore del coefficiente di sicurezza nell'approccio di tipo 1) ed il primo termine della disuguaglianza  $E_d \leq R_d$  nell'approccio 2).

L'aumento della resistenza fa aumentare il numeratore del coefficiente di sicurezza nell'approccio di tipo 1) ed il secondo termine della disuguaglianza nell'approccio 2).

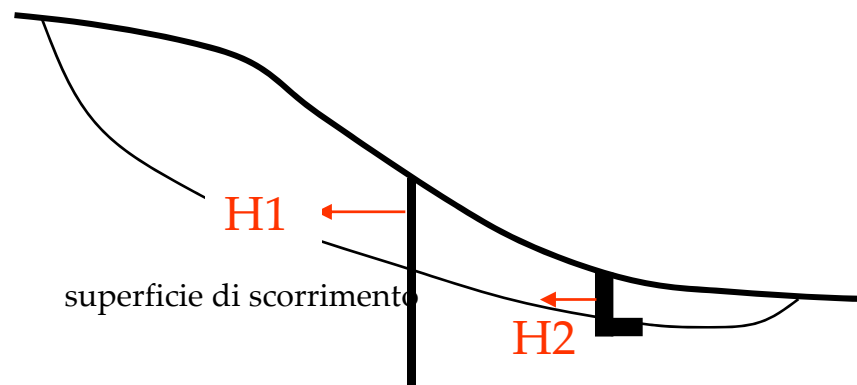
*L'analisi di stabilità in termini di coefficiente di sicurezza globale per il  
progetto degli interventi*

Nelle frane in atto si parte dalla ovvia condizione che il coefficiente di sicurezza è pressoché unitario; esiste inoltre la possibilità di individuare mediante misure di spostamenti superficiali e profondi - anche se in forma approssimata - la superficie di scorrimento. Ciò consente di valutare lo stato tensionale medio iniziale lungo la superficie di scorrimento, elemento importante nella successiva fase di progettazione dell'intervento.

Nelle frane temute, al contrario, è necessario stimare la massa potenzialmente instabile ed il coefficiente di sicurezza, che non è noto a priori.

L'intervento verrà dimensionato sulla base di un prefissato incremento del coefficiente di sicurezza che dovrà essere accuratamente valutato anche tenendo conto delle sollecitazioni sismiche. In questa circostanza, allo stato attuale delle conoscenze, viene spesso utilizzato il procedimento "pseudo-statico". Questo metodo è molto penalizzante per le frane di grandi dimensioni, dove è irrealistico ritenere che la sollecitazione inerziale sia massima e contemporaneamente rivolta, in tutto il corpo di frana, nella direzione più gravosa.

## Opere di sostegno



Le condizioni di stabilità di un pendio possono essere migliorate tramite forze stabilizzanti, esercitate da **opere di sostegno** (muri, gabbionate, terra armata, terra-mesh, pozzi strutturali, pali, setti, paratie). Queste strutture devono essere in grado di trasferire parte delle sollecitazioni del corpo di frana alle zone stabili del pendio (ad esempio il substrato); quindi devono essere ammassate o fondate sul terreno stabile. Diversamente non forniscono alcun contributo alla stabilità globale.

Le forze stabilizzanti devono essere tali da elevare il coefficiente di sicurezza al valore di progetto.

## *Le opere di sostegno nelle frane*

Le opere di sostegno più efficaci e più diffuse nella stabilizzazione di frane in atto o potenziali di una certa importanza sono: **pali, paratie, setti e pozzi**.

Nella condizione iniziale (prima dell'intervento) il coefficiente di sicurezza è espresso dal rapporto fra:

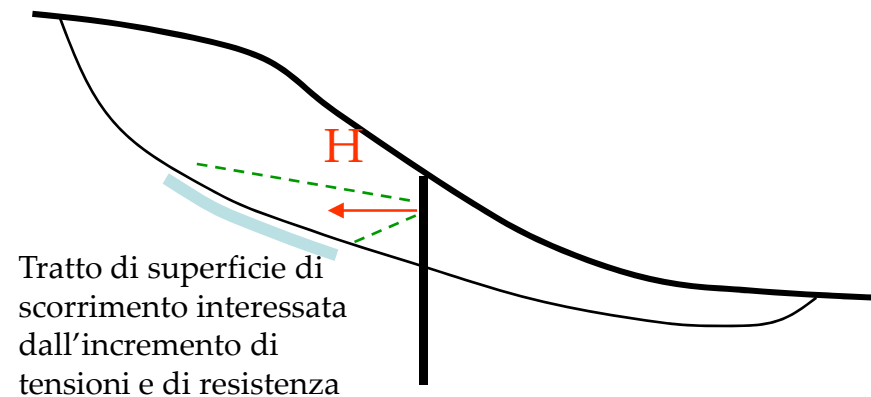
- le sommatorie delle resistenze del terreno,
- le sommatorie delle sollecitazioni indotte dal peso proprio, dal sisma e da eventuali carichi esterni.

Il reciproco del coefficiente di sicurezza ( $m = 1/FS$ ) esprime il livello tensionale medio agente lungo la superficie di scorrimento.

Le opere di sostegno assicurano, attraverso la resistenza strutturale, forze esterne disponibili immediatamente, cioè già a termine costruzione, che si sottraggono alle sollecitazioni. In tal modo il livello tensionale medio ( $m$ ) lungo la superficie di scorrimento diminuisce.

### *Il ruolo delle forze esterne*

Il coefficiente di sicurezza dopo l'intervento si modifica essenzialmente per la diminuzione delle sollecitazioni lungo la superficie di scorrimento, ma in modesta misura anche per l'aumento della resistenza, provocato dalle forze stabilizzanti.



Il coefficiente di sicurezza aumenta ed il livello tensionale medio lungo la superficie di scorrimento ( $m$ ) diminuisce ad un valore di difficile determinazione.

Solo nei corpi di frana attiva si determina una reale variazione dello stato di sforzo nel terreno a seguito degli spostamenti relativi fra frana ed opera, a partire dalla sua realizzazione e fino all'avvenuta stabilizzazione. L'opera si carica della forza  $H$ , mentre lo sforzo nel terreno si riduce. In assenza di spostamenti del corpo di frana il livello tensionale medio ( $m$ ) nel terreno rimane quello iniziale e la forza  $H$  non si mobilita, ma costituisce una riserva del sistema.

### *Interazione opera di sostegno – corpo di frana*

Il fenomeno di interazione opera – frana è complesso e la sua analisi richiederebbe il ricorso a **codici di calcolo numerico**, che assumono il terreno come mezzo continuo elasto-plastico o meglio elasto-visco-plastico, ponendo cura alla struttura stratigrafica ed alla presenza di un'eventuale superficie di scorrimento pre-esistente e zone di debolezza. Il calcolo richiede che le condizioni cinematiche al contorno del problema esaminato vengano fissate con cura.

Per la determinazione delle forze esterne necessarie a garantire la stabilità si fa spesso riferimento, nella pratica progettuale, ad approcci semplificati, basati sull'uso dei **metodi dell'equilibrio limite globale**.

In questo ambito il progetto prevede la valutazione del coefficiente di sicurezza globale che confronta le azioni resistenti con la differenza fra azioni instabilizzanti e stabilizzanti (comprese quelle esplicitate dalla struttura **H**).

Le forze stabilizzanti **H** devono essere tali da elevare FS dal suo valore iniziale a quello di progetto; quindi devono essere determinate a seguito di un'analisi di stabilità in cui esse siano considerate in intensità, direzione e punto di applicazione.

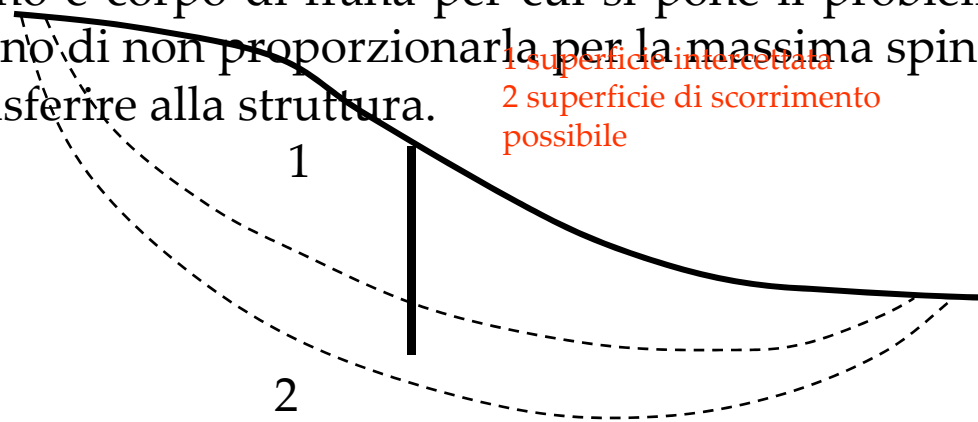
## *Il ruolo delle opere di sostegno in frana*

I programmi di calcolo all'equilibrio limite globale, reperibili in commercio, di solito danno all'operatore la possibilità di tenere conto nell'analisi delle opere di sostegno.

Queste vengono però considerate come elementi di resistenza infinita. Quindi il codice di calcolo **esclude le superfici di scorrimento che intersecano l'opera di sostegno** e considerano possibili le rimanenti.

In tal modo nella situazione di progetto si calcola un valore di FS più elevato rispetto allo stato di fatto, in quanto vengono escluse le superfici di scorrimento più critiche.

Di contro non si ottiene alcuna informazione sulla forza di interazione fra opera di sostegno e corpo di frana per cui si pone il problema del progetto dell'opera, a meno di non proporla per la massima spinta che il terreno è in grado di trasferire alla struttura.



### *La determinazione delle forze necessarie alla stabilità*

I programmi di calcolo commerciali consentono di portare in conto forze esterne al volume instabile. E' possibile riguardare la forza stabilizzante trasmessa dall'opera di sostegno al corpo di frana come una **forza esterna**.

Essa viene fissata in intensità, direzione e verso e viene immessa nel codice di calcolo, calcolando il coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite.

Il calcolo viene ripetuto fino ad ottenere il coefficiente di sicurezza desiderato.

I metodi completi (GLE, Morgestern e Price) in cui sono imposte tutte le equazioni di equilibrio per ogni singola striscia, considerano l'effetto delle forze esterne sia per quanto riguarda la riduzione delle sollecitazioni che l'aumento delle resistenze.

I metodi semplificati, come quelli di Bishop e di Janbu, che non impongono l'equilibrio alla traslazione orizzontale sulla singola striscia, non possono portare in conto l'effetto delle forze orizzontali stabilizzanti sulla resistenza alla base delle strisce.

I metodi semplificati sono però utili per una trattazione semplificata che mette in evidenza l'effetto stabilizzante delle forze esterne.