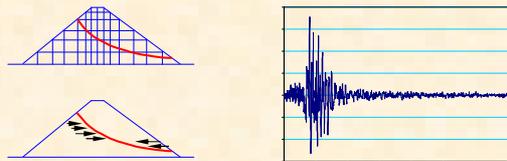




## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### Introduzione ed obiettivi



ing. Marco Del Fabbro

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio



### PRINCIPALI CONTENUTI

- Introduzione e obiettivi
- Comportamento meccanico dei **terreni** soggetti ad azioni cicliche e richiami sull'azione sismica.
- Comportamento dei **pendii** in condizioni sismiche.
- **Metodologie d'analisi** della stabilità dei versanti in condizioni dinamiche:  
analisi pseudostatiche, analisi dinamiche semplificate, analisi dinamiche avanzate.
- **Fasi** di analisi nella stabilità dei pendii: pre-sismica, dinamica, post-sismica.
- Esempi numerici e casi reali.
- Conclusioni
- Lo stato della ricerca e gli sviluppi futuri

## INTRODUZIONE - MOTIVAZIONI

- Uno degli **effetti di rilievo** dei terremoti sull'ambiente fisico riguarda i **fenomeni di instabilità** dei pendii che costituiscono una delle **cause** predominanti della **vulnerabilità** del territorio italiano.
- Lo studio del comportamento dei pendii in **condizioni sismiche e post-sismiche** costituisce attualmente un **campo di ricerca** di estremo interesse, soprattutto alla luce del grande rilievo attribuito negli ultimi anni alla **emergenza sismica**.
- Lo studio della stabilità dei pendii sottoposti alle **azioni statiche** si presenta complesso per modellare realmente il comportamento meccanico del terreno e per definire lo stato tensio-deformativo della massa spesso influenzata da un moto di filtrazione.
- In **condizioni sismiche** il comportamento dei pendii è ancor più complesso per effetto dalla **natura dinamica dei carichi** da cui discendono forze d'inerzia e stati tensio-deformativi dipendenti dal **tempo**.
- La **determinazione dell'azione sismica** da considerare nelle analisi di stabilità costituisce parte integrante del problema da risolvere.

## INTRODUZIONE - MOTIVAZIONI

- Si pone infatti la difficoltà di definire con un sufficiente grado di affidabilità **l'evento sismico di riferimento** in relazione:
  - alle caratteristiche sismogenetiche del sito;
  - alle modifiche dell'azione sismica per effetto della propagazione delle onde nei depositi di terreno e nel corpo di frana;
  - alle irregolarità topografiche;
  - alla variazione spaziale delle azioni dinamiche in versanti di grande estensione .
- La natura ciclica dei carichi può produrre o un **decadimento della resistenza al taglio** del terreno, con il progredire della deformazione di taglio per **degradazione ciclica**, o un **accumulo delle pressioni interstiziali**.
- La complessità del problema fa sì che **attualmente non** esistano procedure di analisi rigorose e al tempo stesso di semplice utilizzo e la pratica ingegneristica è ancora basata sull'utilizzo di **modelli semplificati**.

## INTRODUZIONE - MOTIVAZIONI

Da qui discende la necessità di affrontare lo studio del comportamento di pendii naturali in presenza di sisma, utilizzando i **metodi di analisi disponibili** con **crecente livello di complessità** in funzione della presenza e dell'importanza delle opere, al fine di verificare l'**affidabilità** con cui i diversi metodi di analisi forniscono **indicazioni sulla sicurezza** nelle condizioni **sismiche** ed in quelle **post-sismiche**.

## INTRODUZIONE - BASI DI PARTENZA

Esistono in letteratura diversi metodi per la valutazione della stabilità dei pendii, basati principalmente sul concetto di **equilibrio limite** o sull'**analisi limite**.

In **origine** i vari metodi erano finalizzati alla valutazione della stabilità in condizioni **statiche** e **successivamente** sono stati **estesi** anche al caso di sollecitazioni **dinamiche** mediante l'introduzione di forze di inerzia applicate staticamente, dando luogo ai cosiddetti **metodi pseudostatici** (PS).

Tali metodi PS si sono dimostrati **validi** per l'esecuzione di analisi di stabilità ma **presentano carenze** nella definizione razionale dell'azione sismica equivalente ed il **limite** di non consentire la valutazione degli spostamenti del pendio.

## INTRODUZIONE BASI DI PARTENZA

E' stato riconosciuto (dall'EC8-5, dalla O.P.C.M. 3274/2003 e dal D.M 14/01/2008) che la stabilità di un pendio o di un fronte di scavo dovrebbe essere effettuata anche **valutando l'entità degli spostamenti indotti** dal sisma **piuttosto** che attraverso l'**usuale fattore di sicurezza pseudostatico**, in modo da correlare le condizioni di stabilità allo stato di deformazione del pendio.

La valutazione delle **deformazioni permanenti** indotte da un evento sismico può essere effettuata mediante **metodi semplificati** quale quello proposto da **Newmark** nel 1965 basato sulla integrazione dell'accelerazione relativa della massa in frana, assimilata ad un corpo rigido, rispetto alla formazione stabile.

Le condizioni di stabilità sismica di un pendio e le caratteristiche dell'eventuale fenomeno di collasso sono prevalentemente legate agli **effetti inerziali** prodotti dallo scuotimento sismico e ai fenomeni che inducono **riduzioni della resistenza** al taglio del terreno.

## INTRODUZIONE

### BASI DI PARTENZA TECNICO SCIENTIFICA

**In alternativa** alle procedure semplificate si può ricorrere ad **analisi numeriche** avanzate in cui il comportamento dei terreni viene descritto mediante **modelli costitutivi avanzati** che richiedono **indagini geotecniche** adeguatamente **approfondite**.

In tali analisi viene riprodotto il comportamento meccanico dei terreni, in condizioni cicliche e dinamiche, mediante leggi **elasto-plastiche**.

Le analisi numeriche avanzate forniscono lo stato di deformazione e di tensione in ogni punto del dominio e per ogni istante temporale.

**Un confronto** sistematico tra i risultati di analisi numeriche avanzate e osservazioni sperimentali su modelli fisici **può consentire** la definizione di metodologie di analisi affidabili basate sull'approccio pseudostatico e sul metodo degli spostamenti, abitualmente utilizzati nella **PROGETTAZIONE GEOTECNICA** in zona sismica.

## OBIETTIVI

- L'obiettivo consiste nella definizione di **metodi semplificati ed affidabili** per la valutazione delle condizioni di stabilità di pendii naturali e fronti di scavo in zona sismica.
- A tal fine ci si concentrerà sulla definizione di procedure di analisi basate sull'**approccio pseudostatico** e sul **metodo degli spostamenti** non trascurando però le **analisi più avanzate** che sono necessarie per le opere strategiche e le grandi opere dove devono essere eseguite analisi dinamiche di dettaglio accoppiate a modellazioni avanzate.
- Spesso il **metodo degli spostamenti** rappresenta un **buon compromesso** tra i metodi di analisi dinamica **avanzata** (molto onerosi) e i metodi pseudostatici **semplificati** (fortemente dipendenti dalla scelta del coefficiente sismico).

INTRODUZIONE

Le condizioni di stabilità di un pendio in condizioni sismiche dipendono da:

**CARATTERISTICHE DEL PENDIO**



- ✓ proprietà meccaniche
- ✓ proprietà di resistenza
- ✓ proprietà di rigidezza
- ✓ assortimento granulometrico
- ✓ regime delle pressioni interstiziali
- ✓ storia di carico pre-sisma
- ✓ stato tensionale pre-sisma
- ✓ condizioni stratigrafiche
- ✓ geometria

**CARATTERISTICHE DEL SISMA**



- ✓ intensità
- ✓ durata
- ✓ contenuto in frequenza

**RISPOSTA SISMICA LOCALE**



In base alla RSL alcune proprietà possono subire modifiche importanti lungo il percorso di propagazione delle onde dal bedrock alla sommità del pendio.

INTRODUZIONE

I terremoti possono produrre frane in:

**Pendii naturali** (geometria e terreno)

ammassi rocciosi

terreni granulari

terreni a grana fine

} Formazioni superficiali e profonde

**Pendii artificiali** (geometria e/o terreno)

opere in terra

scavi

argini

rilevati

discariche

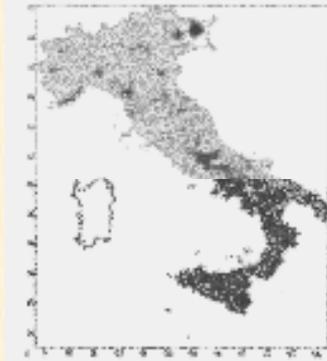
I fenomeni di instabilità si verificano con diversa frequenza e soprattutto con **caratteristiche cinematiche molto differenti** fra di loro.

I pendii naturali o artificiali costituiti da terreni a grana fine sono di solito più stabili sismicamente rispetto a quelli granulari nelle condizioni di completa saturazione.

## INTRODUZIONE

Un'analisi dei dati di alcuni cataloghi (Boschi et al. 1997, Romeo e Delfino 1997), riferiti a forti eventi sismici in Italia, ha evidenziato che:

- ✓ la frequenza assoluta dei fenomeni di instabilità sismica dei pendii non è trascurabile;
- ✓ la frequenza di tali fenomeni rispetto ad altre conseguenze di un evento sismico è prevalente.



Distribuzione dei grandi fenomeni di deformazione sul territorio nazionale (Romeo e Delfino 1997)

## Franosità regionale



➤ Quadro d'insieme dei 5253 dissesti rilevati sul territorio della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia nell'ambito del progetto IFFI. Dati sono aggiornati a marzo 2006.

➤ Il territorio regionale rientra tra le zone a pericolosità sismica più elevata dell'Italia centro-settentrionale.

## INTRODUZIONE

- I fenomeni di instabilità che interessano gli ammassi rocciosi di solito avvengono contemporaneamente al sisma e vengono per lo più innescati per terremoti di magnitudo superiore a 5.
- I fenomeni di instabilità che coinvolgono i terreni argillosi o a grana fine possono innescarsi anche diverse ore/giorni successivi all'evento e possono durare anche per tempi prolungati (diverse ore/giorni).
- Frequentemente per effetto del sisma, più che frane di primo distacco, vengono riattivate frane quiescenti lungo pre-esistenti superfici di scorrimento.



Ordine dei Geologi  
Sezione Umbria-Giulia

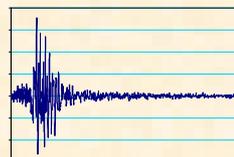
Convegno Aggiornamento Professionale Continuo

ENAIP – Pagan di Prato

24 Aprile 2009

## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### 2) Comportamento dei pendii in condizioni dinamiche



ing. Marco Del Fabbro

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio



### COMPORTAMENTO DEI PENDII IN CONDIZIONI DINAMICHE

L'azione sismica che investe un pendio produce:

riduzioni della resistenza al taglio  
(carattere **permanente**)

aggravio di condizioni di carico  
(carattere **istantaneo**)

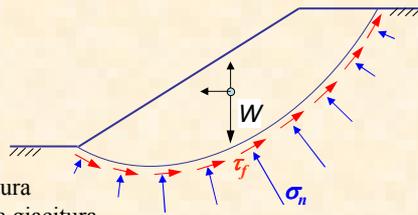
$$\tau_f = c' + [(\sigma_n) + \Delta\sigma_n - (u + \Delta u)] \tan \phi'$$

Se si assume che durante il sisma le **condizioni di drenaggio siano impedito**, data la quasi istantaneità degli eventi, la relazione sulla resistenza al taglio in T.E. risulta:

$$\tau_f = c' + [\sigma_n' + \Delta\sigma_n - \Delta u] \tan \phi'$$

- $\sigma_n'$  = tensione efficace iniziale normale alla giacitura
- $\Delta\sigma_n$  = variazione della tensione totale normale alla giacitura
- $\Delta u$  = variazione della pressione interstiziale indotta dal sisma

I valori efficaci di coesione ( $c'$ ) e di angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) tengono conto anche dell'eventuale **degradazione della resistenza** per fatica per effetto delle azioni cicliche.

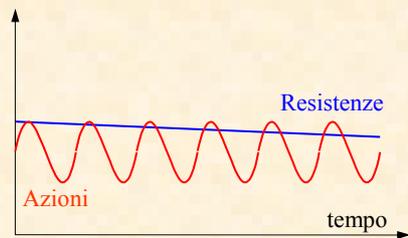
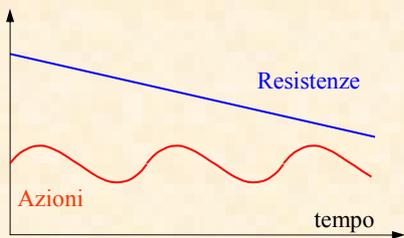


### COMPORTAMENTO DEI PENDII IN CONDIZIONI DINAMICHE

L'azione sismica che investe un pendio produce:

La **riduzione** della resistenza al taglio nel corso di un evento sismico è progressiva e **permanente** ed è  $\propto$  allo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali e alla degradazione ciclica

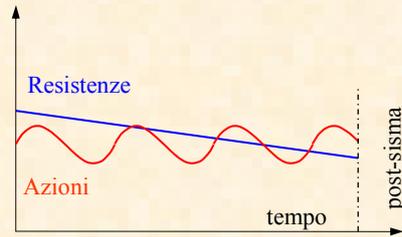
Le **azioni** inerziali agiscono nel **transitorio** e sono  $\propto$  alle accelerazioni sismiche



$R > A$  sempre  $\Rightarrow$  nessuno spostamento permanente sia durante che dopo l'evento sismico

$A > R \Rightarrow$  spostamento permanente solo durante il sisma. Nel post-sisma il pendio è stabile

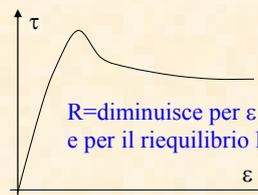
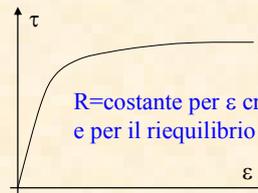
## COMPORTAMENTO DEI PENDII IN CONDIZIONI DINAMICHE



Le frane indotte dalla riduzione della resistenza al taglio assumono caratteri differenti in base al comportamento **ductile o fragile** del terreno ed in base alla permeabilità.

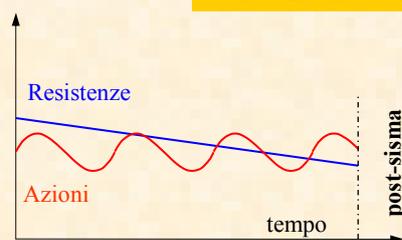
$A > R \Rightarrow$  sia durante che al termine del sisma; si avrà un primo accumulo di spostamenti permanenti durante il sisma mentre quelli più significativi si otterranno nella fase post-sismica.

Si svilupperà, a differenza dei casi precedenti, un vero e proprio **meccanismo di collasso** fino ad una diversa configurazione geometrica e di equilibrio.



## COMPORTAMENTO DEI PENDII IN CONDIZIONI DINAMICHE

### Valutazione della sicurezza post-sismica

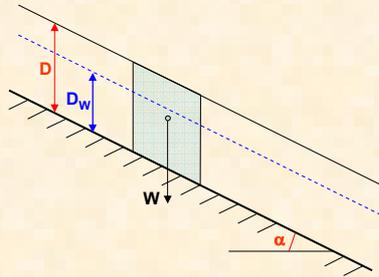


La valutazione del margine di sicurezza di un pendio nei riguardi di un cinematiso di collasso, nell'ipotesi che questo sia attivato da una riduzione di resistenza al taglio indotta da un sisma, può essere eseguita:

- ✓ in condizioni statiche successive al sisma
- ✓ con i metodi all'equilibrio limite
- ✓ introducendo gli incrementi di pressioni interstiziali  $\Delta u$ 
  - da prove di laboratorio cicliche
  - da relazioni empiriche
- ✓ la degradazione dei parametri di resistenza **tipicamente ponendo  $c'=0$**

Vediamo come si valuta la sicurezza post-sismica nel semplice caso del:

**Pendio indefinito: esempio di valutazione della sicurezza post-sismica**



- Dati:
- pendenza  $\alpha$
  - prof. superficie di rottura  $D$
  - prof. della falda  $D_w$
  - peso di volume del terreno  $\gamma$
  - peso di volume dell'acqua  $\gamma_w$
  - coesione efficace  $c'$
  - angolo di resistenza al taglio  $\phi'$

- ✓ Coefficiente di pressione interstiziale  $r_u$
- ✓ Rapporto adim. di **sovrappressione** interstiziale  $\psi_{max}$   
 Per terreni granulari  $\psi_{max}$  da Seed e Booker (1977)  
 Per terreni coesivi  $\psi_{max}$  da Matsui et al. (1980)
- ✓ **Degradazione** dei parametri di resistenza ( $c'=0$ )  
 e coefficiente di sicurezza  $F_s$

$$r_u = \frac{u_0}{\sigma_0} = \frac{\gamma_w \cdot D_w \cdot \cos^2 \alpha}{\gamma \cdot D \cdot \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w \cdot D_w}{\gamma \cdot D}$$

$$\psi_{max} = \frac{\Delta u_{max}}{\sigma'_{vo}} = \frac{\Delta u_{max}}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 - r_u)}$$

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{c'}{\gamma D \sec \alpha \cos \alpha} + (1 - r_u)(1 - \psi_{max}) \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha}$$

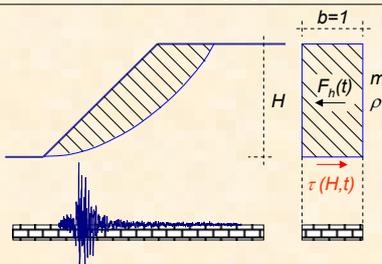
Se momentaneamente  $F_s < 1$  un'analisi congruente **deve** valutare gli **spostamenti** indotti dal sisma.

**Deformazioni e spostamenti indotti dal sisma – 1D**

Generalmente nelle applicazioni correnti gli spostamenti indotti vengono frequentemente valutati mediante il metodo degli spostamenti.

**Nel caso 1D tale metodo con l'approccio disaccoppiato approssima il pendio ad una colonna di terreno equivalente al corpo di frana.**

Nel metodo disaccoppiato l'**accelerogramma equivalente** si ottiene da un'analisi di **risposta sismica** 1D o 2D. Nel caso 1D il corpo di frana è **assimilato ad una colonna di terreno** (massa  $m$  e densità  $\rho$ ) la cui altezza  $H$  rappresenta la profondità della superficie di scorrimento (rispetto al p.c.) e sulla quale agisce istantaneamente la tensione tangenziale istantanea  $\tau$ .  
 Si valuta la forza d'inerzia orizzontale  $F_h(t)$  che sarà pari alla tensione tangenziale  $\tau(H,t)$  in ogni istante. Tale forza d'inerzia sarà proporzionale alla massa e all'accelerazione equivalente.



L'accelerogramma orizzontale equivalente in condizioni 1D è espresso dalla

$$a_{eq}(t) = \frac{F_h(t)}{m} = \frac{\tau(H,t)}{\rho H} = \frac{\tau(H,t)}{\sigma_v(H)} g$$

Produce una stima cautelativa degli spostamenti.

### Deformazioni e spostamenti indotti dal sisma – 2D

Una descrizione più realistica della **risposta sismica** dei pendii richiede una analisi 2D. Tale metodo tiene conto di:

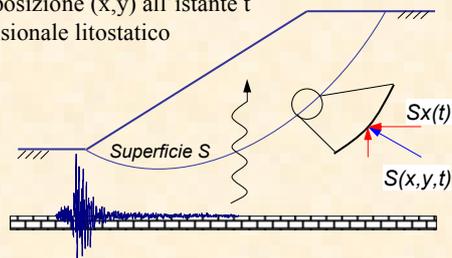
- ✓ una migliore descrizione della geometria;
- ✓ dei fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza della cresta dei rilevati e delle sommità dei pendii e dei fronti di scavo;
- ✓ della variazione non trascurabile delle forze d'inerzia in direzione orizzontale.

L'accelerazione equivalente  $a_{eq}$  in condizioni 2D si ricava a partire dallo stato tensionale lungo la sup. di scorrimento.

$S(x,y,t)$  = vettore tensione agente sulla  $S$  nella posizione  $(x,y)$  all'istante  $t$   
 $t_0$  = istante iniziale corrispondente allo stato tensionale litostatico  
 $F_h(t)$  = forza d'inerzia istantanea orizzontale

$$F_h(t) = \int_S [s_x(x,y,t) - s_x(x,y,t_0)] dS$$

$$a_{eq} = \frac{F_h(t)}{m} = \frac{\tau(H,t)}{\rho H} = \frac{\tau(H,t)}{\sigma_v(H)} g$$



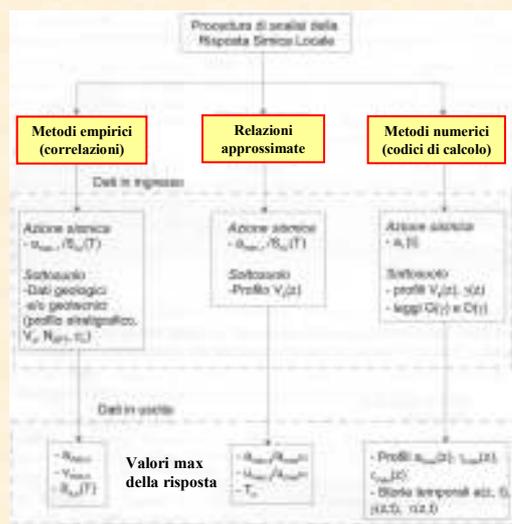
### RISPOSTA SISMICA LOCALE

#### Metodi di analisi della risposta sismica locale

Ipotesi:

- Deposito di terreno deformabile sovrastante un basamento roccioso.
- Il moto sismico si intende assegnato  $(A,v,t)$  in corrispondenza del basamento.
- Il moto risultante alla superficie in condizioni free-field differisce da quello del bedrock  $(A,v,t)$ .

- 1) METODI EMPIRICI
- 2) RELAZIONI APPROSSIMATE
- 3) METODI NUMERICI



## RISPOSTA SISMICA LOCALE

1) **Metodi empirici** sulla base di numerose osservazioni strumentali forniscono relazioni fra varie caratteristiche del moto sismico e le diverse condizioni geologiche e geotecniche al sito.

Il loro **vantaggio** sta nella **praticità** e nel basso costo, ma spesso possono fornire **risultati inadeguati** in quanto **non** tengono conto dei reali fenomeni fisici di amplificazione (risonanza).

La **stima** dei parametri di picco ( $a_{\max,s}$  e  $V_{\max,s}$ ) può essere effettuata mediante **abachi**, **leggi di attenuazione** o la **determinazione di fattori amplificativi**. Esistono metodi basati sulla geologia di superficie, su correlazioni con la velocità delle onde di taglio e sulla definizione di categorie del sottosuolo (EC8).

2) **Relazioni approssimate** (buon compromesso) derivanti dalla soluzione analitica in forma chiusa della risposta sismica locale.

Rispetto ai metodi empirici per la loro applicazione è **richiesta una conoscenza** più **approfondita** delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo.

3) **Metodi numerici** che simulano la propagazione delle onde nel deposito deformabile **fornendo storie temporali** di diverse grandezze.

I **codici di calcolo** per le analisi numeriche **possono operare** in tensioni totali od efficaci utilizzando rispettivamente modelli costitutivi lineari equivalenti o non lineari.

## RISPOSTA SISMICA LOCALE

## Codici di calcolo per l'analisi della risposta sismica locale

I codici di calcolo commerciali consentono di effettuare analisi numeriche con differenti gradi di complessità.

- Analisi 1-D di tipo **lineare equivalente** in tensioni totali (ProShake, EERA, QUAKE)

- Analisi accoppiate (volumetrico-distorsionali) 2-3D di tipo **non lineare** isteretico in tensioni effettive (DYNAFLOW, GEFDYN, FLAC, PLAXIS).....

Differenze principali:

- mentre un'analisi 1D l'accelerogramma equivalente porta in conto soltanto la distribuzione spaziale istantanea delle forze d'inerzia in direzione verticale in un'analisi 2D l'accelerogramma tiene implicitamente conto della variabilità del moto sismico in direzione orizzontale;

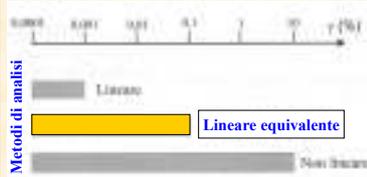
- la necessità di effettuare analisi 2D è perciò legata all'importanza dei fenomeni di focalizzazione e all'effettiva estensione planimetrica del pendio rispetto alle lunghezze d'onda caratteristiche del moto sismico

## RISPOSTA SISMICA LOCALE

### Codici di calcolo per l'analisi della risposta sismica locale

#### Quando scegliere una analisi lineare equivalente e quella non lineare?

Scelta ponderata in funzione dell'obiettivo dell'analisi, del costo necessario per determinare i valori rappresentativi dei parametri di input richiesti dall'analisi.



Sulla base del livello di deformazione di taglio indotto nel terreno:

- LE per  $\gamma < 0.1\%$  e per  $a_{max,roccia} < 0.3-0.4g$

Geometria (Dimensioni)	Codice di calcolo	Tipo di analisi		Analitiche operative
1-D	SHAKE (Schnabel et al., 1972)	TT	LE	DCS
	SHAKE91 (Kokubo & Sato, 1992)*			Winklers
	PROSHAKE (Edoardo CIVIL System, 1999)			
	SHAKE2000 (www.shake2000.com)			
ESRA (Barbero et al., 2000)*	3D	DCS		
DESSA 2 (Lee & Paop, 1978)				
2-D	SHAKE2000 (www.shake2000.com)	TT	LE	Winklers
	ESRA (Barbero et al., 2000)*			
3-D	ESRA (Barbero et al., 2000)*	TT	NL	DCS
	ESRA (Barbero et al., 2000)*			Winklers



Ordine dei Geologi  
Sezione Umbria-Giulia

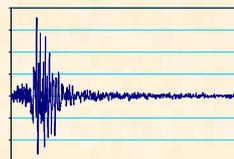
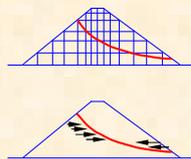
Convegno Aggiornamento Professionale Continuo

ENAIP – Pagan di Prato

24 Aprile 2009

## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### 3) Azione sismica e comportamento meccanico dei terreni



ing. Marco Del Fabbro

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio

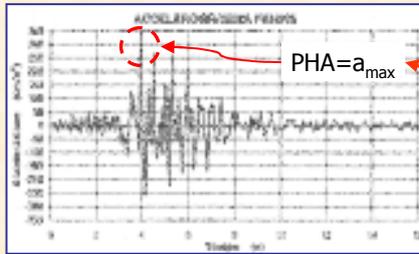


### L'AZIONE SISMICA

La **propagazione delle onde sismiche** nel sottosuolo avviene in seguito al rilascio di energia da parte di strutture sismogenetiche.



La registrazione dell'**azione sismica**, composta da **3** componenti traslazionali indipendenti, avviene attraverso stazioni sismometriche che acquisiscono i valori di accelerazione.



Per le applicazioni ingegneristiche i parametri ritenuti più significativi sono:

- ampiezza
- durata
- frequenza

parametro legato all'energia del terremoto (potenza integrata sul periodo = energia)

Intensità di Arias

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} [a(t)]^2 dt$$

ben correlato con il danneggiamento dei versanti

### L'AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene valutata in funzione della **sismicità** dell'area ed in base:

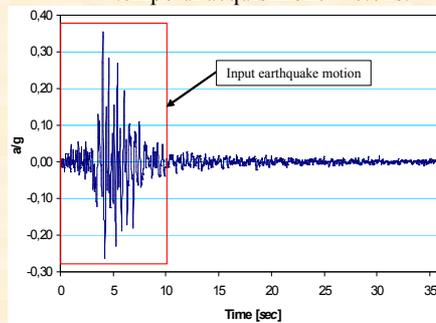
- Accelogrammi naturali di magnitudo Ms elevata
- Direzione di propagazione dell'onda
- Durata del segnale sismico o della registrazione  $t_f$
- Storia delle accelerazioni
- Accelerazione di picco ed istante temporale

Si esegue il campionamento attraverso la strumentazione strong-motion con adeguati tempo di acquisizione < 0.01s.

I principali **parametri caratteristici** utilizzati per rappresentare in forma sintetica l'azione sismica sono il valore massimo dell'accelerazione al suolo **PGA** (m/s), l'intensità di Arias **I<sub>A</sub>** (m/s), ed il potenziale distruttivo **P<sub>D</sub>** (m s):

$$PGA = \max[a(t)]$$

$$P_D = \frac{\pi}{2g (\text{num. attrav. linea di } 0)^2} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$



IL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI SOTTO AZIONI CICLICHE

Gli sforzi di taglio provocati dal passaggio delle onde costituiscono il tipo di sollecitazione più gravosa per i terreni.



In corrispondenza di un evento sismico l'analisi del comportamento tensio-deformativo del terreno deve essere effettuata in condizioni di taglio semplice variabile nel tempo.



Per effetto di questa storia di sollecitazioni, il legame  $\tau$ - $\gamma$  risulta:

- ✓ non lineare;
- ✓ non reversibile (con dissipazione di energia meccanica).



Di solito le deformazioni di taglio indotte dal sisma nei problemi applicativi sono ridotte e  $\gamma < 0.1\%$

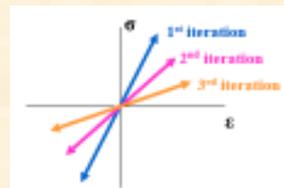
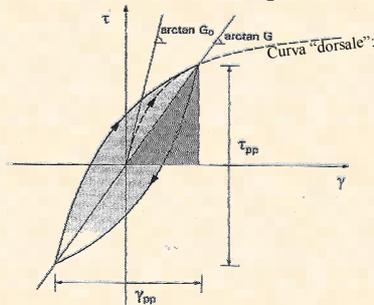
IL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI SOTTO AZIONI CICLICHE

Il comportamento non lineare e non reversibile di un terreno è sintetizzabile attraverso una coppia di parametri equivalenti che riassumono le caratteristiche di:

- Modulo di **rigidezza** a taglio:  $G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}}$  Tensione tang. ciclica / deform. di taglio
- Fattore di **smorzamento**:  $D = \frac{\chi}{4\pi} = \frac{W_D}{4\pi W_S}$   $\frac{\text{Area totale} = \text{Energia dissipata nel ciclo}}{\text{Area 1°carico} = \text{Energia accum. nel 1° carico}}$

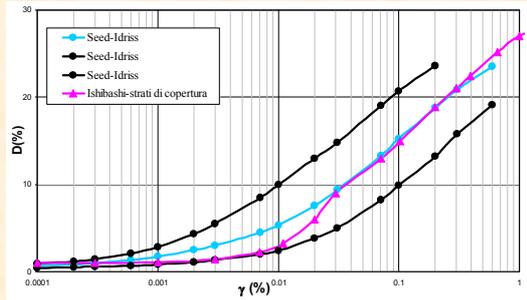
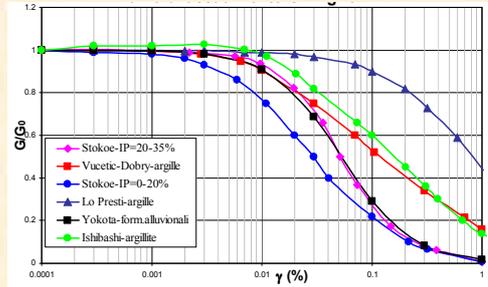
Nell'analisi **lineare equivalente**:

- il legame costitutivo è lineare:  $\sigma = E \cdot \varepsilon$
- il modulo di taglio G varia in base alla deformazione di taglio  $\gamma(\%)$ .



**Parametri richiesti per descrivere un modello lineare equivalente**

Esempi di curve di decadimento del modulo di taglio  $G/G_0$

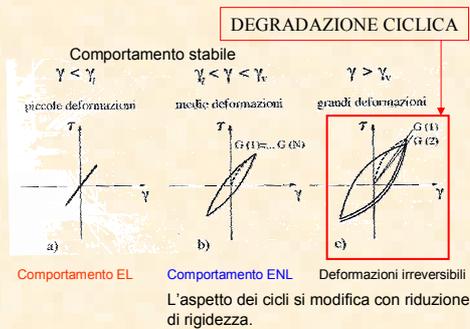
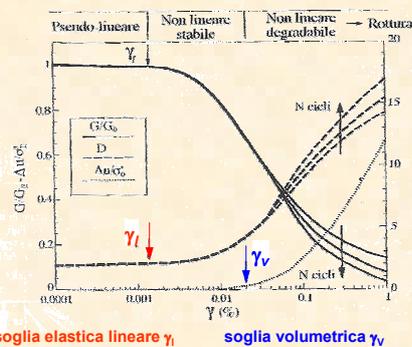


Esempi di curve di incremento del fattore di smorzamento D

**Comportamento meccanico in funzione dei livelli deformativi**

L'osservazione sperimentale mostra che con l'aumento dell'ampiezza di sollecitazione, l'aspetto del ciclo  $\tau-\gamma$  si modifica e il modulo di taglio diminuisce mentre il fattore di smorzamento aumenta.

Prima del raggiungimento della rottura si individuano tre campi di comportamento: **piccole, medie e grandi deformazioni.**



**Analisi in TT o TE**

Nel campo delle **grandi deformazioni**, un'analisi in termini di **TENSIONI TOTALI** può risultare affidabile a patto che le variazioni dei parametri equivalenti con le azioni cicliche sia adeguatamente portata in conto tramite degli **indici di degradazione**  $\delta_G$  e  $\delta_D$  definiti:

$$\delta_G = \frac{G(Nc)}{G(1)} \quad \delta_D = \frac{D(Nc)}{D(1)}$$

$Nc = n^\circ$  dei cicli di carico

}

riduzione di G = modulo di taglio

aumento di D = fattore di smorzamento

dove G(1) e D(1) rappresentano i valori dei parametri equivalenti in corrispondenza del primo ciclo di carico.

In alternativa occorre far ricorso ad un'analisi in termini di **TENSIONI EFFICACI** con legami costitutivi avanzati (elasto-plastici ad incrudimento cinematico) che tengano conto dell'accoppiamento distorsionale volumetrico, degradazione ciclica ed avvicinamento alle condizioni di rottura.

Esiste una **grande differenza** fra comportamenti **lineari equivalenti** e **non lineari**.

Le analisi dinamiche in terreni saturi vanno idealmente eseguite in termini di tensioni efficaci e mezzo bifase e non con mezzo monofase equivalente e tensioni totali.

**La resistenza a rottura dei terreni sotto azioni cicliche è ben diversa a seconda della natura e del grado di addensamento.**

**Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche**

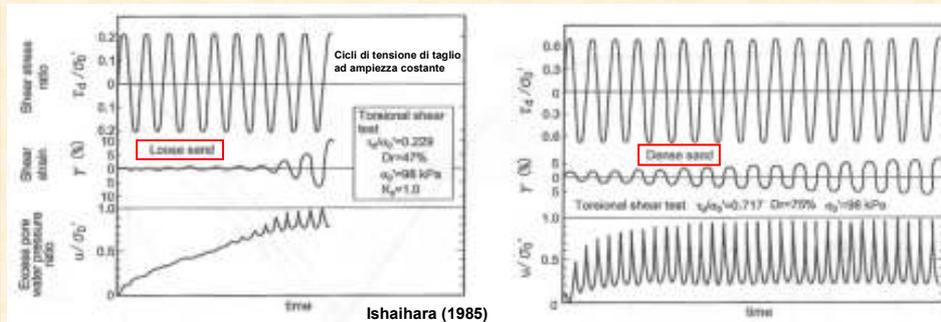
Resistenza ciclica di terreni a grana grossa



Resistenza ciclica di terreni a grana fine

Le **sabbie sciolte** mostrano tendenza ad un comportamento contraente e, dopo un certo numero di cicli di sollecitazione, la sovrappressione accumulata  $\Delta u = \sigma'_0 \Rightarrow$  perdita di resistenza al taglio e la liquefazione ( $r_u = \Delta u / \sigma'_0 = 1$ )

Le **sabbie dense**, al contrario, esibiscono un comportamento tendenzialmente dilatante, più stabile e con capacità di recupero della resistenza momentaneamente persa.



### Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche



Resistenza ciclica di terreni a grana fine

La resistenza non drenata dei terreni fini in condizioni sismiche andrebbe quindi idealmente determinata con **prove cicliche di laboratorio** (che assumono rilevanza).

In assenza si può ricorrere a **relazioni empiriche** di letteratura che esprimono l'accumulo di sovrapressioni interstiziali  $\Delta u$  (per le analisi in T.E.) o la variazione della **resistenza non drenata ciclica** ( $c_u$ ) con il numero di cicli di carico  $N_c$  (per le analisi in T.T.).

La dipendenza di  $c_u$  da  $N_c$  si traduce in una riduzione esprimibile tramite un **indice di degradazione ciclica**  $\delta_{cu}$  (fig.1):

$$\delta_{cu} = \frac{c_u(N_c)}{c_u(1)}$$

dove  $c_u(1)$  rappresenta la resistenza non drenata misurabile al primo ciclo di carico ovvero in condizioni statiche.

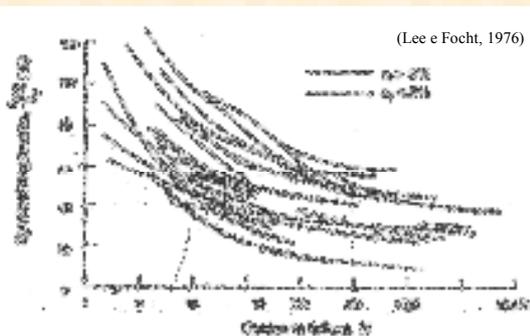
Ai fini delle analisi di stabilità statiche in condizioni **post-sismiche**, le esperienze di laboratorio mostrano che **la resistenza non drenata ciclica decade**, rispetto a quella statica originaria, **in funzione del livello di deformazione** indotto dalle condizioni cicliche e da quelle di rottura in condizioni statiche (fig.2).

### Comportamento a rottura dei terreni sotto azioni cicliche

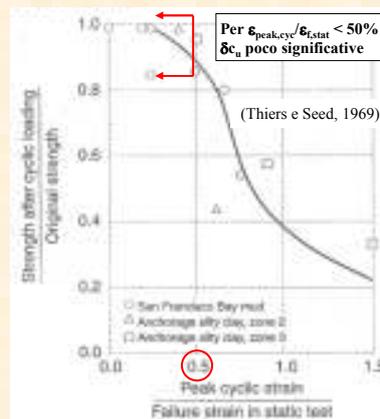
Riduzione della resistenza non drenata



Resistenza ciclica di terreni a grana fine



Variazione col n° di cicli (N) della resistenza non drenata ciclica ( $\tau_{cyc}$ ) rispetto a quella statica ( $s_u$ ).



Effetti del livello di deformazione ciclica sulla resistenza non drenata post-ciclica.

### Analisi dinamiche in TT o TE?

A seconda dei mezzi di calcolo a disposizione, dell'affidabilità e disponibilità dei dati a disposizione, dell'importanza del tipo di analisi e del livello di conoscenza personale **può essere ritenuto sufficiente** eseguire l'analisi dinamica in termini di tensioni totali (TT) con l'adozione dei **congruenti modelli costitutivi** che permettono solo una valutazione approssimata delle deformazioni istantanee e permanenti.

In realtà gli sforzi e le deformazioni cambiano istante per istante durante il sisma e per catturare il comportamento NON lineare del terreno e la generazione delle sovrappressioni si devono eseguire delle analisi, step by step, in tensioni effettive (T.E).

### Analisi in TT-TE – accoppiamento fra le fasi e fenomeni associati

L'accoppiamento fra le fasi è in genere trattabile secondo relazioni tra variazioni di volume e sovrappressioni interstiziali (Martin et.al 1975):

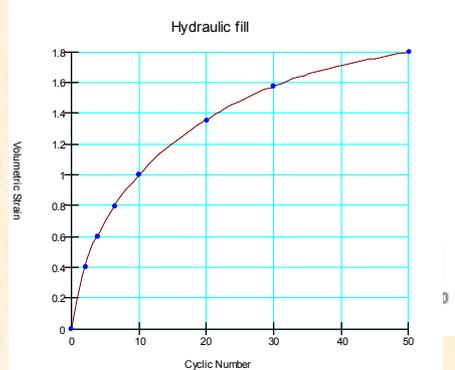
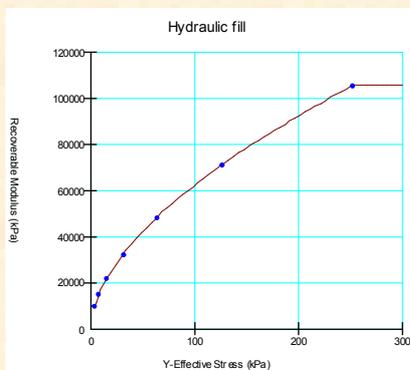
$$\Delta u = E_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd}$$

$E_r$  modulo (elastico) di scarico dello scheletro solido

$\Delta \varepsilon_{vd}$  incremento di deformazione volumetrica per carichi applicati in condizioni non drenate. È una proprietà del materiale e può essere determinata da prove di taglio ciclico:

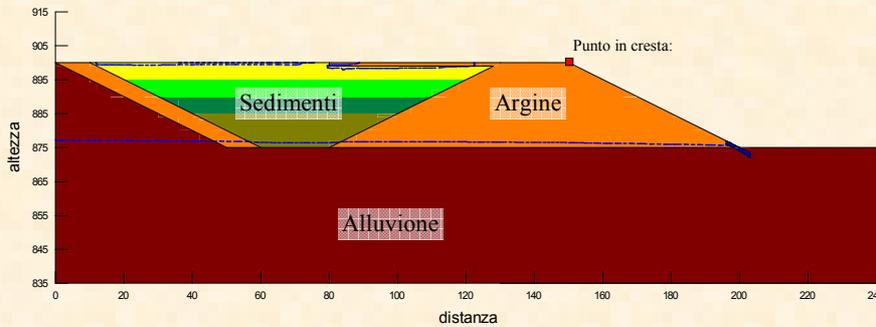
$f(N; \gamma)$

da prove edometriche ( $\sigma'_{vd}$ )



Analisi dinamica: confronto modello lineare equivalente e non lineare

Geometria della sezione:



Valutazione del modulo di taglio  $G_{max}$  da prove penetrometriche.

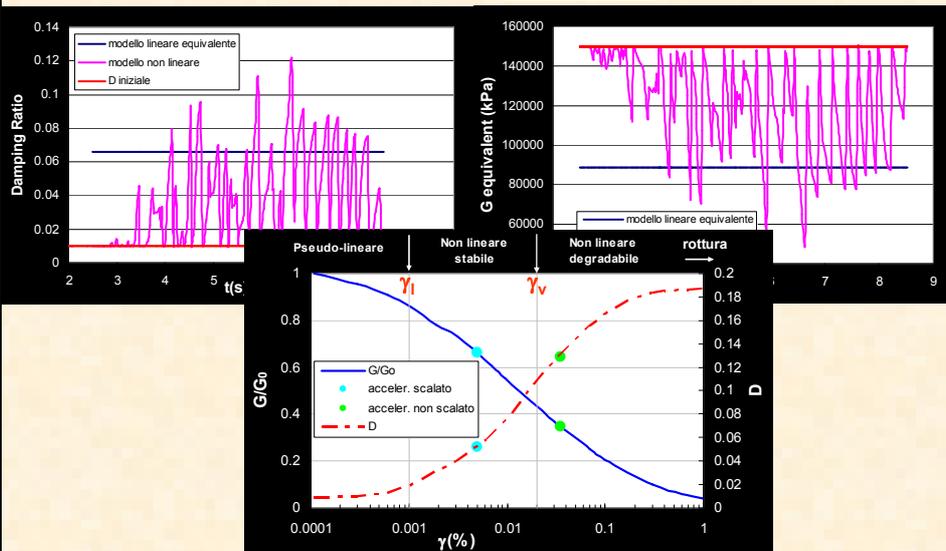
Accelerogramma di riferimento: il terremoto del Friuli 1976 adeguatamente scalato.

Studio delle distribuzioni spazio-temporali delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti degli elementi della sezione ma con diversi modelli costitutivi dei sedimenti.

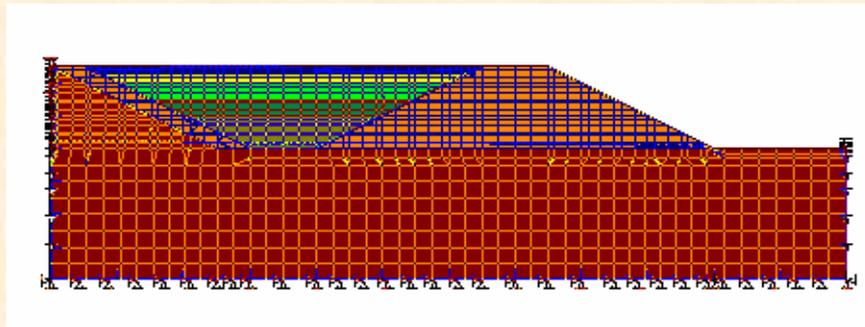
Analisi dinamica: confronto modello lineare equivalente e non lineare

Parametri dinamici del materiale d'argine:

Valori riferiti al punto in cresta del pendio



Analisi dinamica: moto della sezione sottoposta a sisma

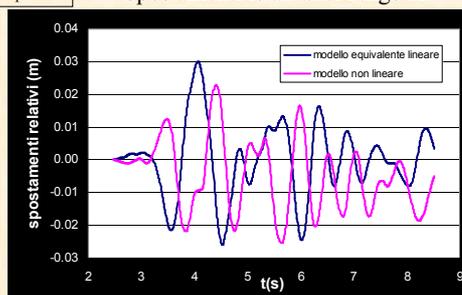
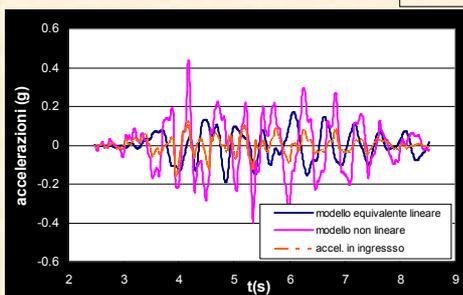


Analisi dinamica: confronto modello lineare equivalente e non lineare

Accelerazioni in direzione X:

Valori riferiti al punto in cresta del pendio

Spostamenti istantanei lungo X



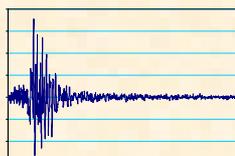
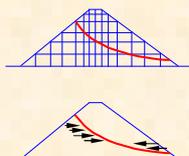
- il **modello non lineare** amplifica maggiormente il segnale e segue perfettamente l'accelerogramma in ingresso.
- il **modello lineare equivalente** sfasa il segnale nel tempo.

- il **modello non lineare** subisce spostamenti minori. Il massimo spostamento assoluto registrato è stato di 4.4cm.
- il **modello lineare equivalente** produce spostamenti maggiori (istant. anche opposti in segno rispetto al modello non lineare). Il max spostamento assoluto è stato di 5.2cm.



## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### 4) Risposta sismica locale



ing. Marco Del Fabbro

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio



### Aspetti geodinamici - Sismicità

Aspetti da considerare nell'approccio ai **problemi indotti dalla sismicità** del territorio in cui è prevista l'opera:

- inquadramento geodinamico del territorio;
- origine dei terremoti;
- pericolosità sismica;
- azioni sismiche;
- inquadramento normativo;
- inquadramento progettuale;
- **risposta sismica locale ed effetti di sito**;
- indagini geofisiche.

**stratigrafici  
di bordo  
topografici**

Richiamo alla classificazione sismica del territorio nazionale:

- continue modifiche nel corso del XX secolo;
- classificazione a seguito dell'O.P.C.M. n. 3274/2003;
- classificazione a seguito dell'O.P.C.M. n. 3519/2006;
- valutazione dell'accelerazione sismica  $a_g$  secondo D.M. 14 gennaio 2008.

### Aspetti geodinamici - Sismicità

#### Categorie di siti critici dal punto di vista sismico:

a) **siti in vicinanza a faglie** (sismogenetiche e non, attive o inattive) e ad altre importanti discontinuità nell'ammasso roccioso:

⇒ *possibilità di deformazioni a taglio non tollerabili dalle opere*

b) **siti con possibili fenomeni di instabilità** per cause e modalità diverse:

⇒ *innesco di frane (sia quiescenti, sia di neoformazione)*

⇒ *fenomeni di liquefazione di depositi sabbiosi saturi*

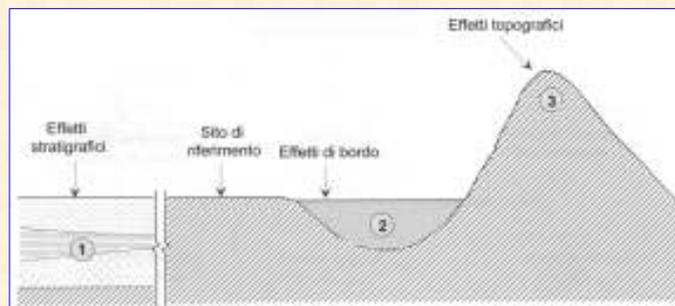
⇒ *addensamento di depositi non coesivi sciolti (anche se asciutti)*

**c) siti con possibile amplificazione della risposta sismica** ⇒

### Risposta sismica locale – Effetti di sito

**c) siti con possibile amplificazione della risposta sismica:**

Le **modifiche del moto sismico** prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come **effetti di sito**, che in base al principale fenomeno fisico responsabile dell'effetto li distingue in effetti **stratigrafici**, effetti di **bordo**, effetti **topografici**.



1) elevati spessori di depositi alluvionali, stratificati, su substrato roccioso ⇒ *stratigrafici*

2) depositi alluvionali di fondovalle, su substrato ad andamento irregolare ⇒ *di bordo*

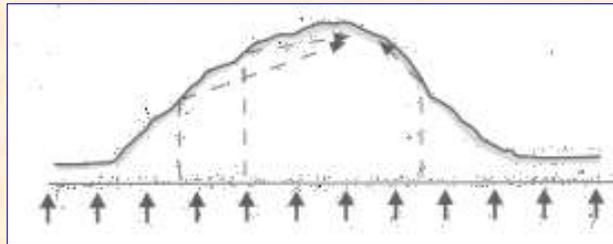
3) sommità di rilievi, creste, promontori, orli di terrazzi morfologici ⇒ *topografici*

### Risposta sismica locale – Effetti di sito

Effetti topografici

L'osservazione della **localizzazione dei danni** dovuti ad un evento sismico porta a stabilire che questi avvengono maggiormente alla sommità di un rilievo.

Il fenomeno fisico di **amplificazione** del moto alla sommità di un rilievo topografico è dovuto alla **focalizzazione** delle onde sismiche a seguito della riflessione e all'interazione sulla superficie libera delle onde incidenti e quelle diffratte.



Tale fenomeno di amplificazione del moto si **concretizza** in un fattore di amplificazione locale topografico.

### Risposta sismica locale

#### Scelta degli accelerogrammi naturali da Database:

- PEER: <http://peer.berkeley.edu/smcat>
- ESD: <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>
- SISMA: <http://www.sisma.disg.uniroma1.it>

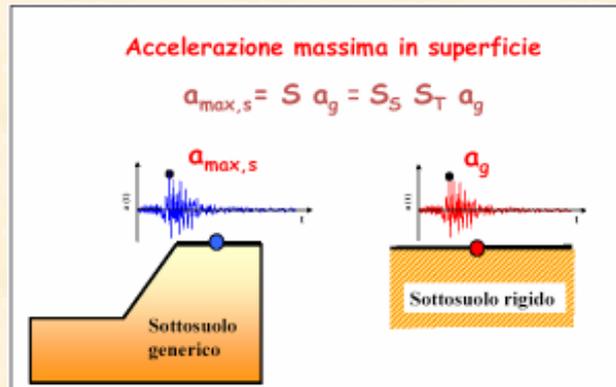
Il D.B. italiano **SISMA** si basa su:

- 160 stazioni accelerometriche
- 100 eventi di magnitudo  $M \geq 3.5$
- 500 accelerogrammi (3 componenti) in condizioni free-field

Di cui i dati di maggior interesse riguardano:

- 100 stazioni accelerometriche
- 86 eventi di:
  - magnitudo  $4.0 < M < 6.9$ ;
  - distanze epicentrali  $\leq 100$  km;
  - profondità focali di 2–24 km
- 240 accelerogrammi (3 componenti) in condizioni free-field
- PGA = 0.033–0.405g
- tre tipi di sottosuolo:
  - Rock  $V_s > 800$  m/s
  - stiff soils  $V_s = 360 - 800$  m/s
  - soft soils  $V_s < 360$  m/s

### Risposta sismica locale



In prossimità del sito possono verificarsi **diverse situazioni** e quindi **diverse** saranno anche le **accelerazioni attese in superficie**:

- $a_g$  è il termine usato nella normativa per l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $a_{\max,s}$  è il termine usato nei documenti scientifici in italiano degli studi di pericolosità sismica per l'accelerazione massima attesa al suolo (diverso dal bedrock) in sito.

### Analisi semplificata della risposta sismica locale

**OBJ: Valutazione della massima accelerazione attesa al suolo tramite:**

**1) Valutazione approssimata della massima accelerazione attesa al sito  $a_{\max}$ :**

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione massima attesa al suolo in sito

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizz.

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

**2) Da specifiche analisi di risposta sismica:**

Che permettono la valutazione dell'**azione sismica sui specifici piani di riferimento utili per l'analisi di:**

- fondazioni superficiali: piano imposta
- fondazioni su pali: testa pali
- opere di sostegno di terreno naturale (paratie): testa opera
- opere di sostegno terrapieni: piano imposta fondazioni

**Effetti topografici**

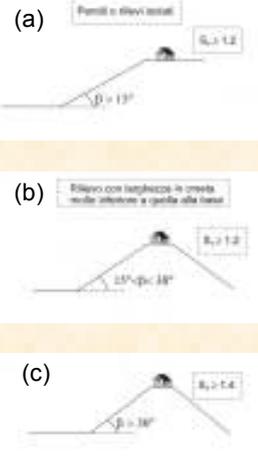
D.M. 14/01/2008 - Valori del coefficiente di amplificazione topografica

TAB.3.2.VI- Coefficienti  $S_T$  per ubicazione

Ubicazione	Descrizione dell'ubicazione	$S_T$
T1	-	1,0
T2	rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze limitate	1,2
T3	rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze elevate	1,4

TAB.3.2.IV- Categorie topografiche secondo D.M. 14/01/2008

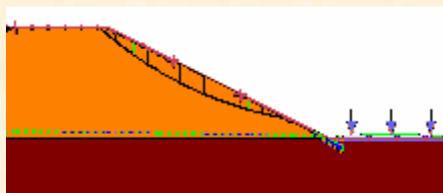
Categoria	Descrizione della categoria topografica
C1	pendii e rilievi isolati
C2	rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze limitate
C3	rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze elevate



EC8 - Valori del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  per:

- (a) pendii e rilievi isolati;
- (b) per rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze limitate;
- (c) per rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e pendenze elevate;

**Esempio di valutazione di analisi pseudostatica in assenza di specifiche analisi di RSL**



Pendio incoerente ( $\phi' = 40^\circ$ ;  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ );  
 Pendenza 1:2 >  $15^\circ$   
 Suolo di tipo B con  $360 \text{ m/s} < V_s < 800 \text{ m/s}$   
 Ubicazione zona a sud di Tarvisio (zona 2)  
 a cui corrisponde:

- un'accelerazione di progetto su suolo rigido  $a_g(g) = 0.25$  (mappe pericolosità sismica INGV)
- un coefficiente topografico  $S_T = 1.2$  è riferito ad una pendenza  $i > 15^\circ$  (TAB.3.2.VI).
- un coefficiente stratigrafico  $S_S = 1.2$  (TAB.3.2.V) per un suolo di tipo B.
- un coefficiente  $\beta_s = 0.28$  di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (TAB.7.11.I)

1) Valutazione delle forze statiche inerziali (orizz. e vert.) nel verso di maggiore instabilità:

Rif. D.M.14/01/2008

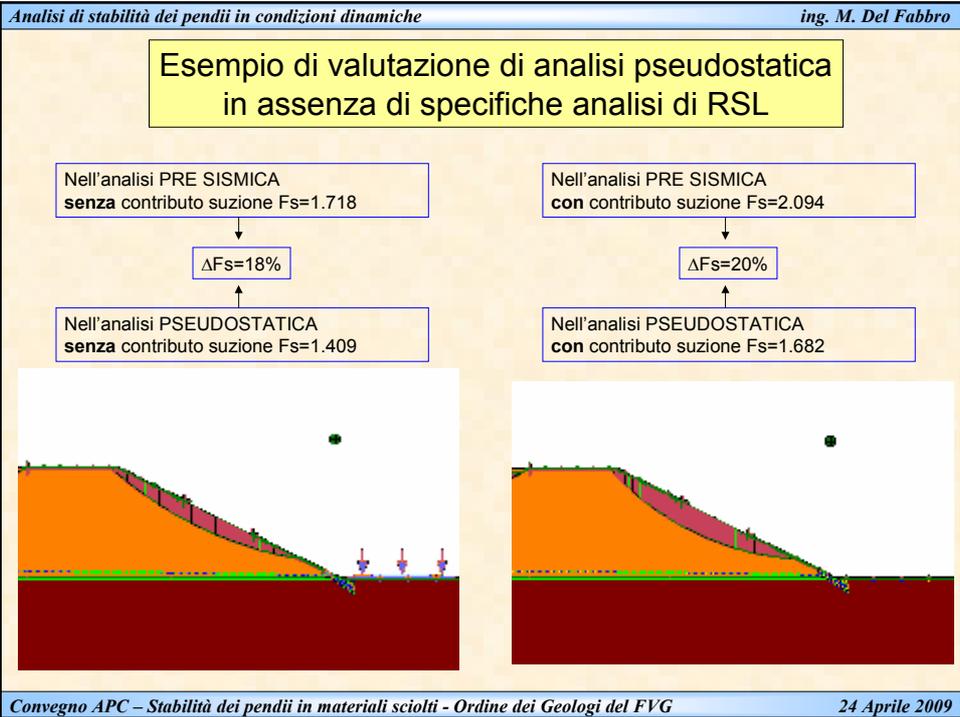
$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = k_v \cdot W$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.25 = 0.36 g$$

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} = 0.28 \cdot \frac{0.36}{g} = 0.1$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$



**Tabelle riassuntive principali parametri e coefficienti**

TAB.3.2.II. – Categorie di sottosuolo (A...E)

Categoria	Descrizione
A	...
B	...
C	...
D	...
E	...

Principali tabelle del D.M. 14/01/2008 utili per valutare i coefficienti da adottare nelle analisi pseudostatiche di pendii naturali senza una specifica analisi di RSL.

TAB.7.11.I. - Coefficienti  $\beta_s$  dell' $a_{max}$  attesa al sito

...	...	...
...	...	...
...	...	...

TAB.3.2.V – Coefficienti  $S_c$

...	...	...
...	...	...
...	...	...

TAB.3.2.VI – Coefficienti  $S_T$

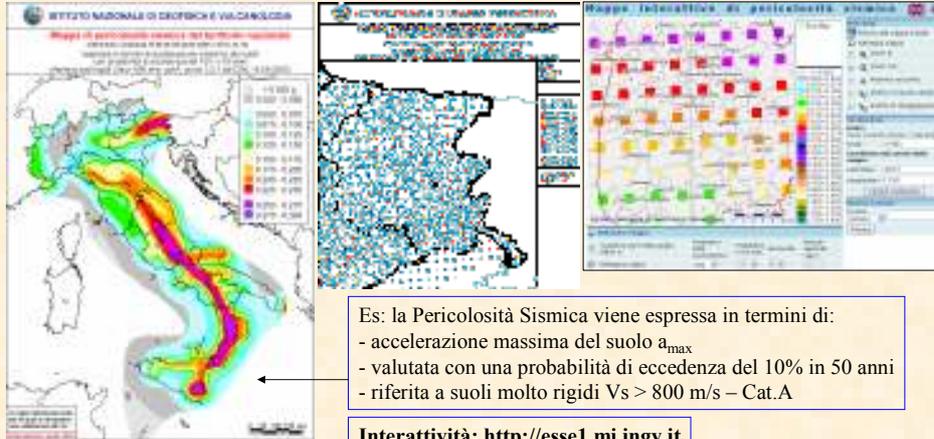
...	...	...
...	...	...
...	...	...

TAB.3.2.IV – Categorie topografiche  $T_i$

...	...	...
...	...	...
...	...	...

**Convegno APC – Stabilità dei pendii in materiali sciolti - Ordine dei Geologi del FVG 24 Aprile 2009**

### Mappe di pericolosità sismica



- La mappatura è stata calcolata in base a:
- Zonazione sismogenetica (faglie)
  - Catalogo sismico (distribuzione spazio-temporale degli eventi)
  - Modello di attenuazione (effetti variabili con la distanza)



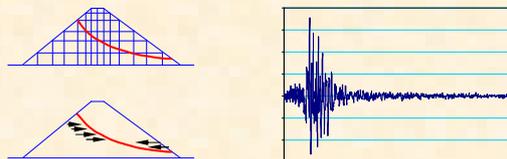
Ordine dei Geologi  
Federazione Geologi

Convegno Aggiornamento Professionale Continuo

ENAIP – Pasion di Prato 24 Aprile 2009

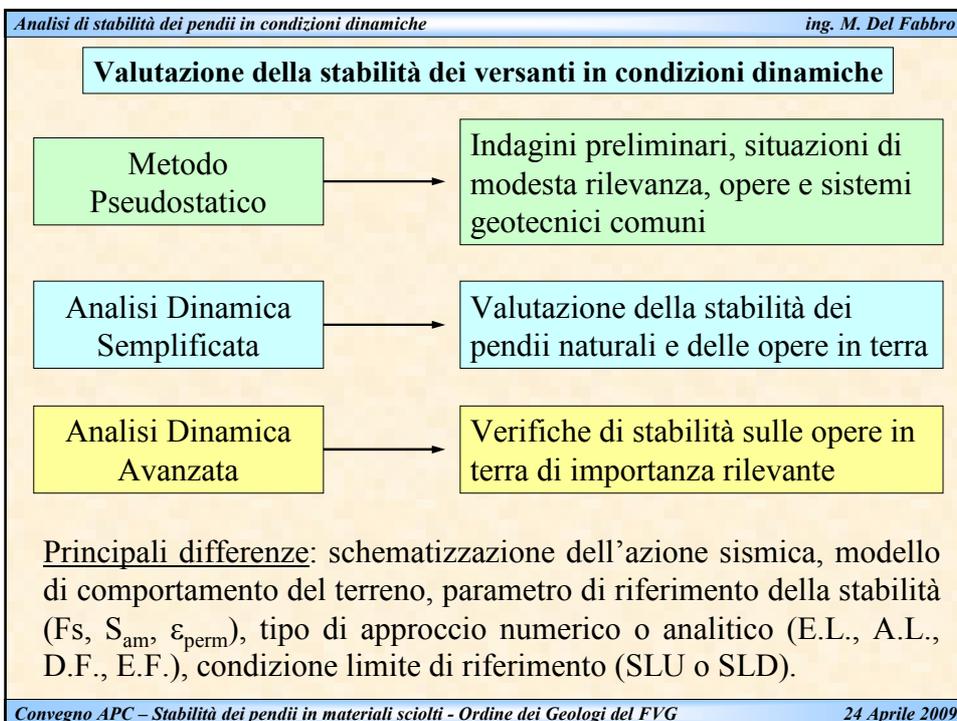
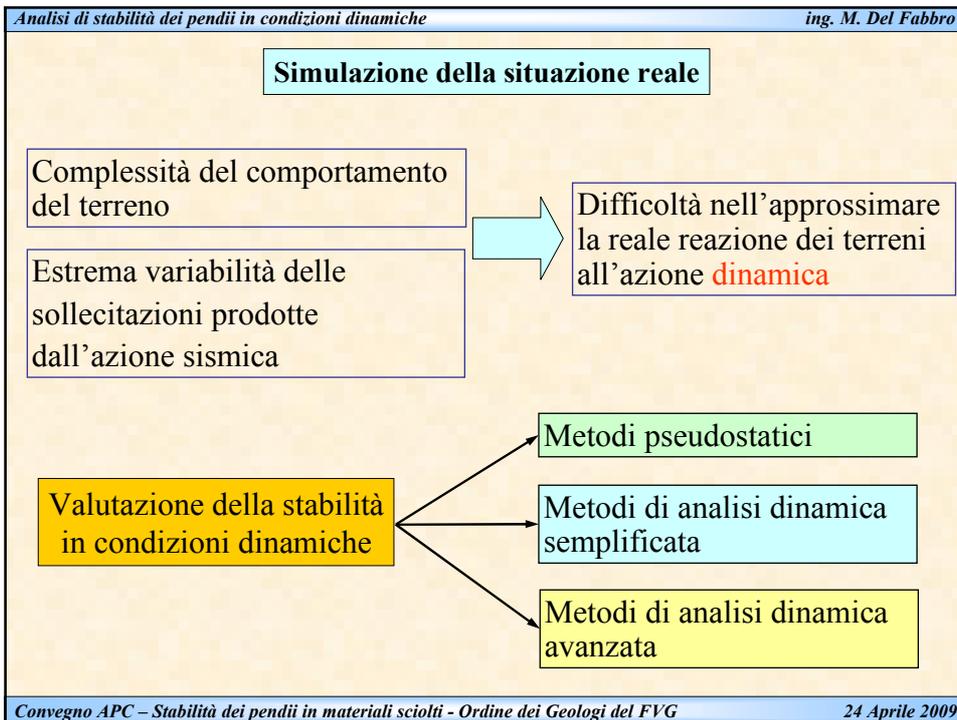
## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### 5) Tipi di analisi dinamiche e fasi di stabilità

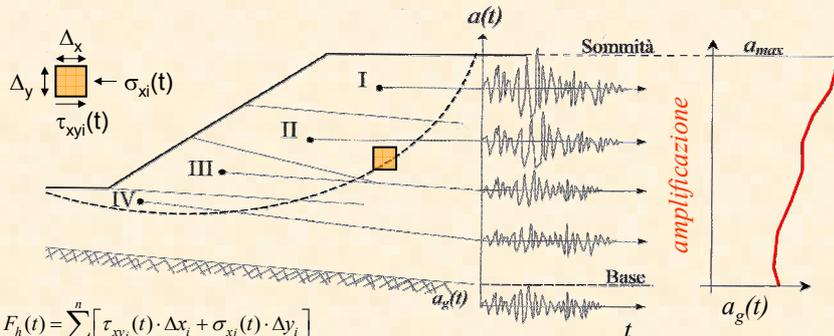


ing. Marco Del Fabbro  
Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio





**Andamento delle accelerazioni all'interno di un pendio**



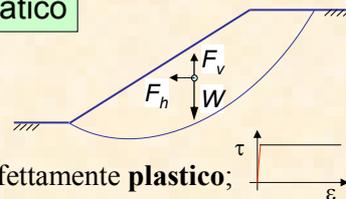
$$F_h(t) = \sum_{i=1}^n [\tau_{xyi}(t) \cdot \Delta x_i + \sigma_{xi}(t) \cdot \Delta y_i]$$

$a_{eq}(t) = F_h(t) / M$   $F_h$  = Forza orizz. agente sulla superficie di scorrimento  $a_{eq}$  = storia temporale dell'accelerazione equivalente  $M$  = massa del corpo di frana

A seconda del livello di approfondimento dell'analisi, può essere necessario valutare come si modifica l'azione sismica lungo il percorso di propagazione **dalla** formazione rigida di base  $a_g(t)$  **alla** sommità del pendio  $a_{max}$  per effetto dell'accoppiamento tra le frequenze dominanti del sisma e quelle dei depositi attraversati e dei fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza di creste.

**Metodo Pseudostatico**

Ipotesi alla base del metodo:



- terreno assimilabile ad un mezzo **rigido** perfettamente **plastico**;
- **rottura contemporanea** lungo l'intera superficie di scorrimento ( $\tau = \text{cost}$ );
- resistenza sulla superficie di scorrimento espressa in tensioni **efficaci** (Mohr-Coulomb) o tensioni **totali** (Tresca).
- **azione sismica** assimilabile ad una **forza** d'inerzia **statica equivalente costante** nel tempo in modulo, direzione e verso applicata nel baricentro dell'ammasso in movimento;
- adozione dei metodi all'equilibrio limite definiti anche per i casi statici.

Valutazione  
stabilità



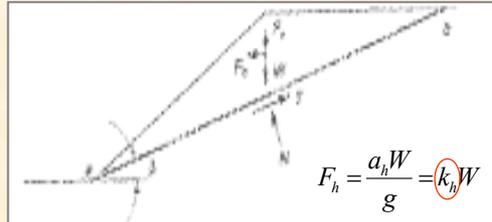
Espressa attraverso un fattore di sicurezza

$$FS = \frac{\text{forze/momenti stabilizzanti}}{\text{forze/momenti instabilizzanti}}$$

### Metodo Pseudostatico

#### Pregi:

- metodo semplice
- facilmente applicabile



Nel metodo pseudostatico l'azione sismica (rappresentata da un'azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo) produce delle forze inerziali  $F_h$  e  $F_v$  proporzionali al peso della massa instabile ed ai coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ ; tali forze vengono applicate nel baricentro della massa instabile.

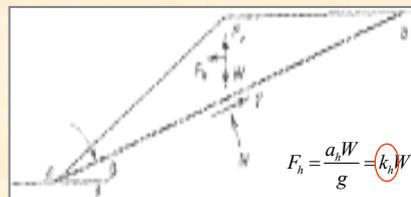
#### Limitazioni:

- metodo approssimato;
- il  $F_s$  è un numero scalare che non rappresenta le deformazioni indotte dall'azione dinamica;
- le ipotesi alla base del metodo sono semplificative.

### Metodo Pseudostatico – valutazione coefficienti sismici

I **metodi semplificati** presuppongono la stima delle forze inerziali agenti sulle masse di terreno mediante un **unico valore** di accelerazione equivalente.

Per tener conto della **variabilità dell'accelerazione nel tempo** e con la profondità, l'accelerazione equivalente può essere ottenuta **riducendo** quella massima  $a_{max,s}$  mediante dei coefficienti definiti caso per caso.



Se il terreno del pendio **fosse rigido**, la **forza inerziale indotta** dovrebbe essere uguale al prodotto dell'**accelerazione** orizzontale **per** la **massa** del terreno instabile e tale forza raggiungerebbe il valore massimo in corrispondenza della massima accelerazione.

Poiché, invece, il pendio **non è rigido** e il **picco di accelerazione** lo si raggiunge solo istantaneamente, i coefficienti pseudo-statici corrispondono generalmente ad un'accelerazione al di sotto di quella massima  $a_{max}$ .

## Metodo Pseudostatico – valutazione coefficienti sismici

### Excursus storico e scelta del coefficiente sismico orizzontale $k_h$

**Terzaghi** nel 1950 suggerì di usare:

$k_h = 0.1$  per terremoti “severi”,  
 $k_h = 0.2$  per terremoti “distruttivi”  
 $k_h = 0.5$  per terremoti “catastrofici”.

**Marcusson** nel 1981 suggerì di considerare:

$1/3 a_{max}(t) < k_h < 1/2 a_{max}(t)$   
 includendo gli effetti di amplificazione o deamplificazione (studi di argini).

**Seed e Martin** (1966) e **Dakoulas e Gazetas** (1986) dimostrarono che la forza inerziale dipende dalla risposta stessa del pendio e che il coefficiente sismico medio per una superficie di scivolamento profonda è sostanzialmente più piccolo di quello che si ha per una superficie di rottura prossima alla cresta del pendio.

**Seed** (1979) ha evidenziato che per le analisi di stabilità degli argini in terra, costruiti con materiali duttili, si può assumere come accelerazione pseudostatica un valore compreso tra il 13 e il 20% dell’accelerazione massima.

**Hynes-Griffin e Franklin** (1984) applicarono all’analisi di Newmark più di 350 accelerogrammi e conclusero che, per ottenere un fattore di sicurezza maggiore di quello critico e non sviluppare eccessive deformazioni, il coefficiente pseudostatico può essere assunto pari a  $k_h = 0.5 a_{max}/g$ .

## Metodo Pseudostatico – valutazione coefficienti sismici

### Excursus storico e scelta del coefficiente sismico orizzontale $k_h$

Concludendo, **la scelta del coefficiente pseudostatico non segue delle regole ben precise** e dovrebbe basarsi su un valore di accelerazione della massa instabile, che tenga conto degli effetti di amplificazione e deamplificazione, e che corrisponda ad una frazione dell’accelerazione di picco.

**L’ultimo criterio esposto (Hynes-Griffin 1984) sembrerebbe il più appropriato per i pendii.**

Tipicamente la forza sismica si presume agisca solo in direzione orizzontale ( $k_v=0$ ) e le forze d’inerzia che nascono condizionano, di conseguenza, il valore del coefficiente di sicurezza.

La più grande **difficoltà** dell’approccio pseudostatico riguarda la **scelta adeguata** di un appropriato coefficiente sismico tale da rispecchiare le reali forze d’inerzia attese per effetto del sisma (che dipendono da  $I, t, v$ ) e che determini un valore accettabile e realistico del coefficiente di sicurezza.

**Metodo Pseudostatico – valutazione coefficienti sismici**

**Escursus storico e scelta del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$**

Una assunzione molto conservativa può essere quella di assumere il valore del coefficiente sismico paria alla PGA attesa nel pendio che però può portare a valutazioni antieconomiche e problemi di tipo numerico per valori di  $k_h > 0.4$ .

Un utile confronto è dato in letteratura da Abramson et al.:

**TABLE 6.12 Typical Seismic Coefficients and FOSs Used in Practice**

Seismic Coefficient	Remarks
0.10	Major earthquake, FOS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15	Great earthquake, FOS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15–0.25	Japan, FOS > 1.0
0.05–0.15	State of California
0.15	Seed (1979), with FOS > 1.15 and a 20 percent strength reduction
$\frac{1}{3}$ – $\frac{1}{2}$ PGA*	Marcuson and Franklin (1983), FOS > 1.0
$\frac{1}{2}$ PGA	Hynes-Griffin and Franklin (1984), FOS > 1.0 and a 20 percent strength reduction

\*PGA = peak ground acceleration, in units of g.

**Metodo Pseudostatico ed Analisi di Screening**

Di solito prima di eseguire delle analisi più complicate, dettagliate e costose è consigliabile eseguire delle **analisi pseudostatiche preliminari**, utili per stabilire e valutare le condizioni di sicurezza dei pendii nei confronti del sisma specie nel caso in cui i terreni coinvolti **non** perdano una significativa parte della loro resistenza al taglio durante il terremoto .

**Table 10.1 Suggested Methods for Performing Pseudostatic Screening Analysis**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Reference	Reference acceleration, $a_w$	Acceleration multiplier, $a/a_w$	Strength reduction factor	Minimum factor of safety	Tolerable displacement
Mahdi and Seed (1978)	0.2 g ( $M = 6$ )	0.5	0.8	1.15	Approx. 1 in
Mahdi and Seed (1978)	0.75 g ( $M = 8$ )	0.2	0.8	1.15	Approx. 1 in
Hynes-Griffin and Franklin (1984)	$PHA_{max}$	0.5	0.8	1.0	1 in
Ray et al. (1995) Discariche con interazione terreno-geosintetici	$PHA_{max}$	0.75	Recommended using conservative (e.g., residual strength)	1.0	0.50 in for landfill covers; 0.15 in for landfill base

Basati sugli studi di RSE

La verifica PS è soddisfatta se

Dati e rilevati in terra

Tutte le analisi di **screening**, proposte da varie fonti (1) e per diverse situazioni geotecniche, differiscono tra loro in relazione a diverse:

- accel. di riferimento (2)
- moltiplicatore accel. (3)
- fattore riduz. resist. (4)
- minimo fattore secur. (5)
- spostam. tollerabile (6)

**Analisi Pseudostatica – scelta del coefficiente sismico**

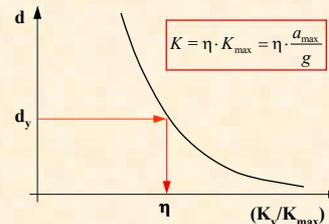
Molto recentemente (Rampello, 2008) studi svolti in Italia, nell'ambito del progetto ReLuis, hanno sviluppato una procedura per l'analisi sismica dei pendii basata sul metodo pseudostatico nella quale:

il coefficiente sismico orizzontale ( $K_y$ ) ed il corrispondente coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ) sono fissati sulla base di un'equivalenza con i risultati ottenuti da un'applicazione parametrica del metodo degli spostamenti.

In particolare il coefficiente sismico  $K$  è funzione della massima accelerazione agente sul corpo di frana ( $K_{max}$ ), dal **livello di prestazione sismica del pendio** ( $K_y/K_{max}$ ) e dall'entità degli spostamenti ritenuti ammissibili per il pendio ( $d_y$ ). La verifica PS è soddisfatta se  $F_s > 1$  ed è relativa a  $4 < M < 6.6$  tipica degli eventi sismici italiani.

Il principio utilizzato per stabilire l'**equivalenza** fra gli spostamenti permanenti calcolati ( $d$ ) ed i valori del coefficiente sismico (visto come rapporto fra accelerazione orizzontale critica e quella istantanea massima) è illustrato schematicamente in figura.

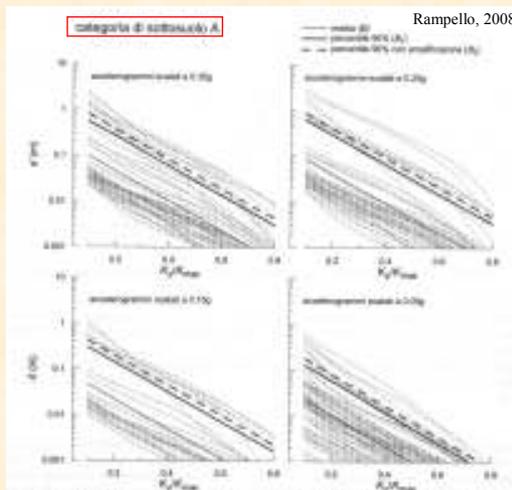
Se il legame non lineare fra ( $d$ ) e ( $K_y/K_{max}$ ) è noto, per un fissato spostamento ( $d_y$ ) è possibile ricavarsi il corrispondente valore di  $\eta$  del rapporto  $K_y/K_{max}$ .



Maggiore è ( $K_y/K_{max}$ ) minori sono gli spostamenti.

**Analisi Pseudostatica – scelta del coefficiente sismico**

Le relazioni fra gli spostamenti ( $d$ ) ed il rapporto ( $K_y/K_{max}$ ) sono state ottenute effettuando una doppia integrazione di numerose registrazioni accel. per diversi valori di  $K_{max}$  e  $K_y$  e per ogni categoria di sottosuolo così come individuate dall'EC8 e dal D.M. 14.01.2008.

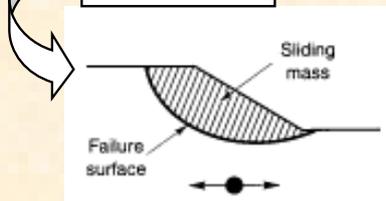
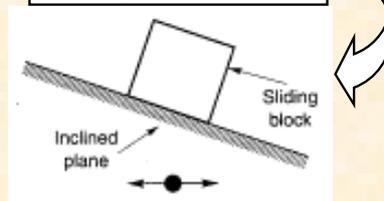


In particolare i valori di  $\eta$  possono essere legati a tre diversi valori di spostamento permanente (15-20-30cm) corrispondenti a livelli di danno da modesto a moderato secondo la classificazione proposta da Idriss nel 1985.

## Analisi Dinamica Semplificata

Valutazione  
della stabilitàStima degli eventuali spostamenti  
permanenti lungo l'ipotetica superficie di  
scorrimento indotti dall'azione sismica.

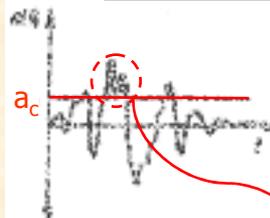
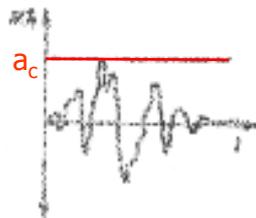
I metodi degli spostamenti derivati dal modello di blocco rigido di Newmark (1965) permettono di superare i limiti dell'approccio pseudostatico consentendo di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. L'azione sismica è definita da una funzione temporale e la risposta del pendio è valutata in termini di spostamenti accumulati.

Ammasso in  
movimentoBlocco appoggiato  
su un piano inclinato

## Analisi Dinamica Semplificata - Metodo di Newmark

Il moto della base rigida vibrante è descritto dal solo accelerogramma

 $a_{\max} < a_c$  ⇒ Condizione stabile

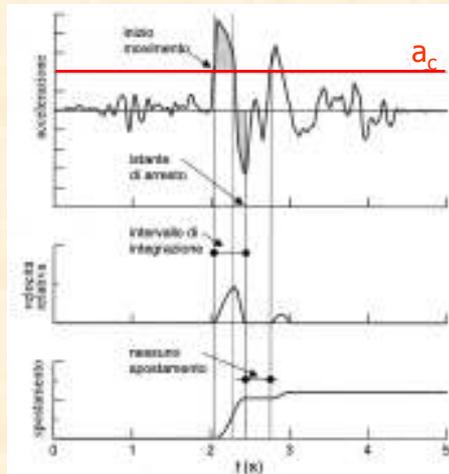
 $a_{\max} > a_c$  ⇒ Condizione instabile


$a_c$  rappresenta l'**accelerazione critica** del pendio, ovvero l'accelerazione relativa ad una condizione di equilibrio limite ( $F_s=1$ )

Gli spostamenti del blocco sono calcolati tramite doppia integrazione della accelerazione eccedente (parte di accelerogramma che supera  $a_c$ )

Lo spostamento dipende fortemente dal **contenuto in frequenza** dell'azione sismica oltre che dalla sua **ampiezza**, e dalle **caratteristiche geotecniche e geometriche** del pendio, delle quali è funzione anche l'**accelerazione critica**.

## Analisi Dinamica Semplificata - Metodo di Newmark



Lo spostamento si annulla quando l'accelerazione, cambiando di segno, è tale da annullare la velocità relativa fra il corpo di frana ed il terreno stabile.

$$a_c(t) = a(t) - a_c$$

inizio moto  $a_c(t) > 0$

$$v_r(t) = \int a_c(t) dt$$

condizione di moto  $v_r(t) > 0$

fine moto  $v_r(t) = 0$

$$s(t) = \int v_r(t) dt$$

Il D.M. 14/01/2008 prevede di utilizzare almeno 5 accelerogrammi naturali.

Calcolo degli spostamenti



Doppia integrazione nel dominio dei tempi del moto relativo (sulla differenza tra l'accelerazione sismica e quella critica).

Peculiarità del metodo:

- soluzione moderatamente semplice e senza eccessivi oneri di calcolo;
- l'azione sismica viene espressa tramite un unico parametro descrittivo;
- i terreni vengono caratterizzati solitamente tramite la specifica di poche e semplici informazioni;
- la sicurezza viene valutata confrontando lo spostamento accumulato con quello ritenuto ammissibile.

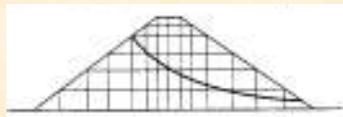
Limitazioni:

- il comportamento dei terreni è semplificato;
- l'azione sismica viene considerata in forma sintetica.



- La soluzione ottenuta rappresenta un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche e fornisce solo una **stima dell'ordine di grandezza** degli spostamenti reali.
- Si ottiene una ragionevole stima dell'o.d.g. degli spostamenti reali solo quando il pendio è prossimo all'instabilità.

## Analisi Dinamica Avanzata

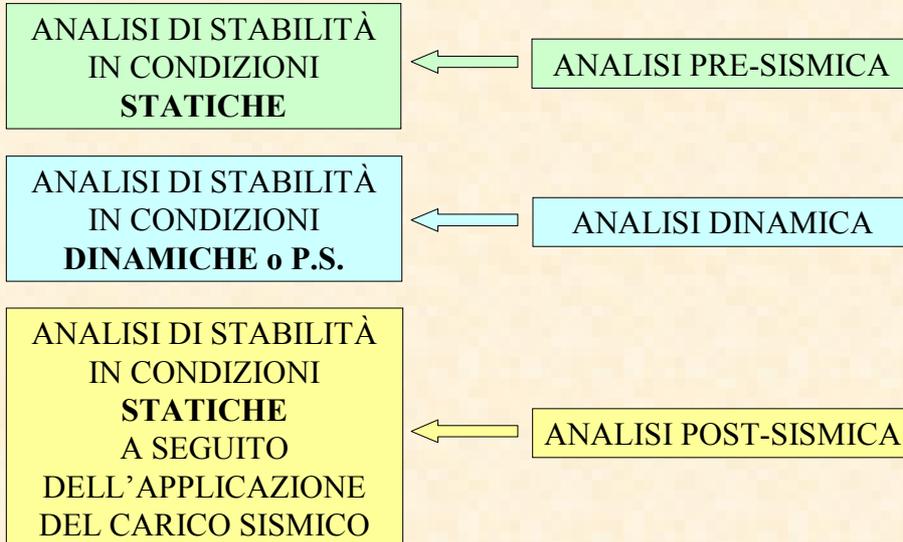
Valutazione  
della stabilitàStima degli eventuali spostamenti lungo  
l'ipotetica superficie di scorrimentoUtilizzo di simulazioni ad  
elementi finiti o alle  
differenze finite e modelli  
comportamentali complessiDefinizione puntuale  
degli sforzi lungo la  
superficie di scorrimentoCalcolo degli  
spostamentiTecniche di integrazione numeriche, ad E.F. o  
D.F., che risolvono le equazioni dinamiche del  
moto:  $[M]\{\ddot{u}\} + [D]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M][1]\ddot{u}_{BASE}(t)$ Peculiarità del metodo:

- la soluzione si ottiene attraverso dei software di modellazione agli E.F. o alle D.F.;
- l'azione sismica viene espressa in modo completo tramite un accelerogramma registrato o simulato;
- il comportamento dei terreni viene implementato attraverso modelli costitutivi avanzati tramite appositi algoritmi;
- gli spostamenti valutati consentono una maggiore precisione nella stima dei danni reali prodotti dal sisma;
- si ottengono informazioni sul completo campo tensio-deformativo per l'opera al variare del tempo.

Limitazioni:

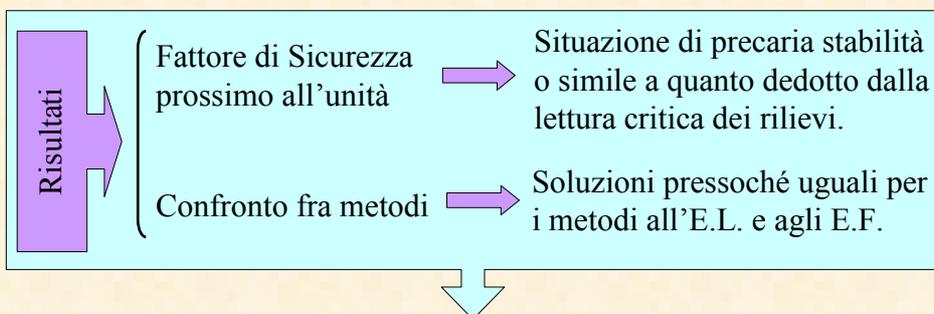
- i parametri da specificare sono in numero maggiore rispetto agli altri metodi e sono necessari studi di calibrazione su modelli tarati;
- il tempo richiesto per la modellazione e la difficoltà di realizzazione sono maggiori.

### FASI DI ANALISI NELLA STABILITÀ DEI PENDII

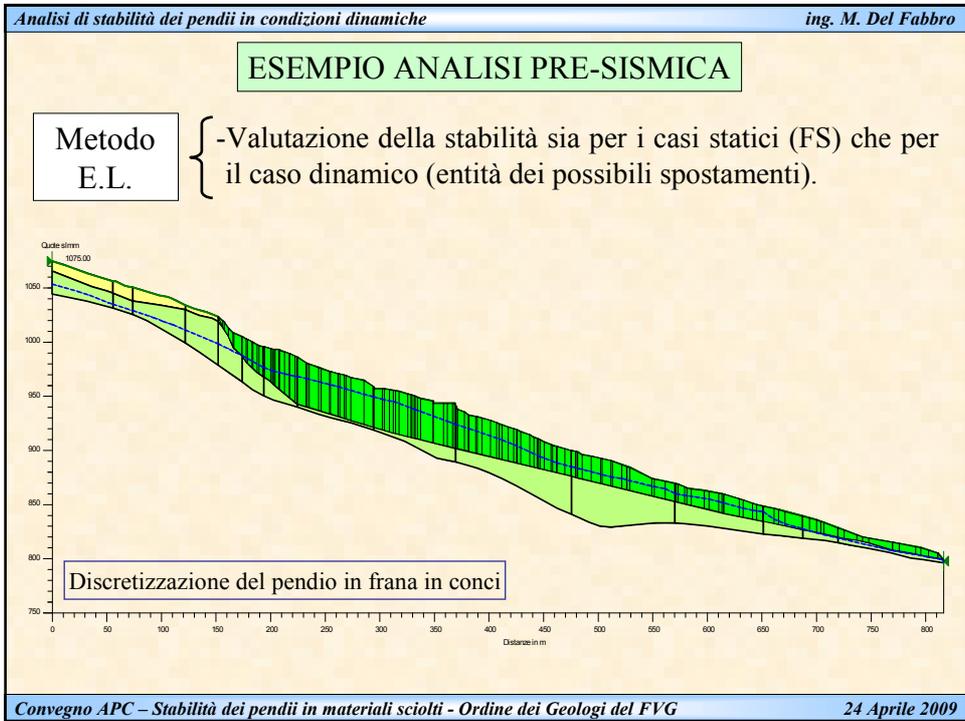
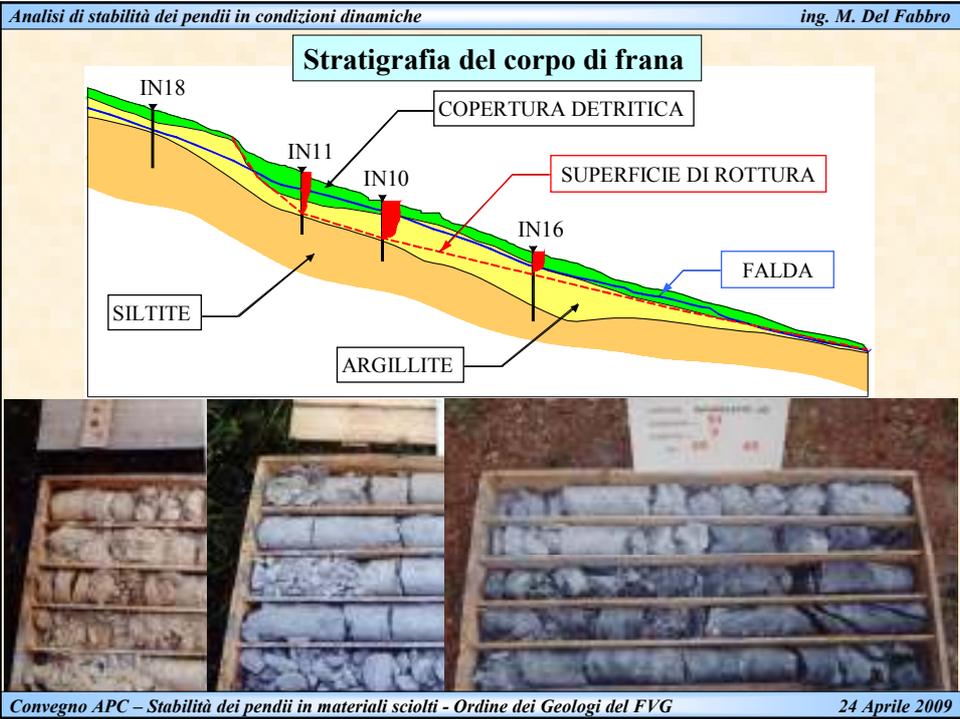


### ESEMPIO ANALISI PRE-SISMICA

- lo studio viene effettuato in condizioni **statiche**;
- superficie di rottura può essere incognita o nota (es. misure inclinom.);
- livello di falda ipotizzato o imposto (ottenuto di solito da rilievi in sito);
- comportamento dei terreni rigido-plastico (E.L) o elastico lineare (E.F);
- azioni agenti pari alle forze peso ed eventuali carichi o sovraccarichi.



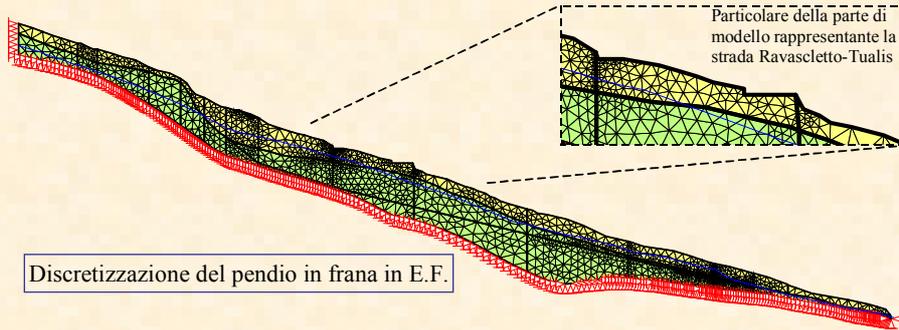
Comunque verificare che la simulazione sia consona al caso reale



ESEMPIO ANALISI PRE-SISMICA

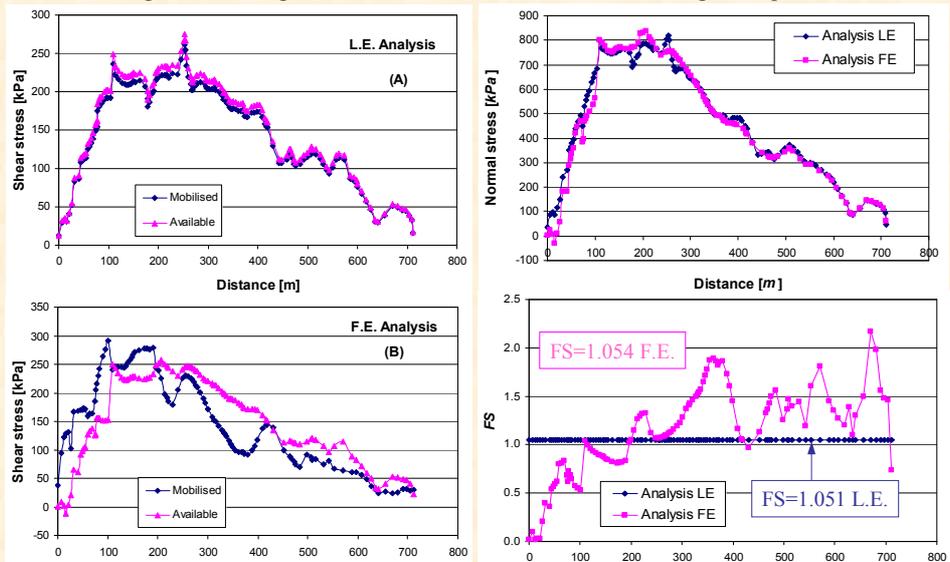
Metodo E.F.

- Ottenimento di sforzi e deformazioni in condizioni statiche.
- Ottenimento di sforzi e deformazioni in condizioni dinamiche per la valutazione **disaccoppiata** delle sovrapressioni neutre prodotte dal sisma.



ESEMPIO ANALISI PRE-SISMICA

Variazione degli sforzi di taglio, sforzi normali, fattore di sicurezza lungo la superficie di rottura:



ESEMPIO ANALISI DINAMICA DISACCOPIATA

Obiettivo: valutazione delle condizioni di stabilità, degli spostamenti permanenti, delle sovrappressioni

Comportamento dei terreni supposto elastico non lineare



Modulo di rigidezza al taglio  $G$  e fattore di smorzamento  $D$  variabili con il livello deformativo prodotto dal sisma.

Sollecitazioni agenti



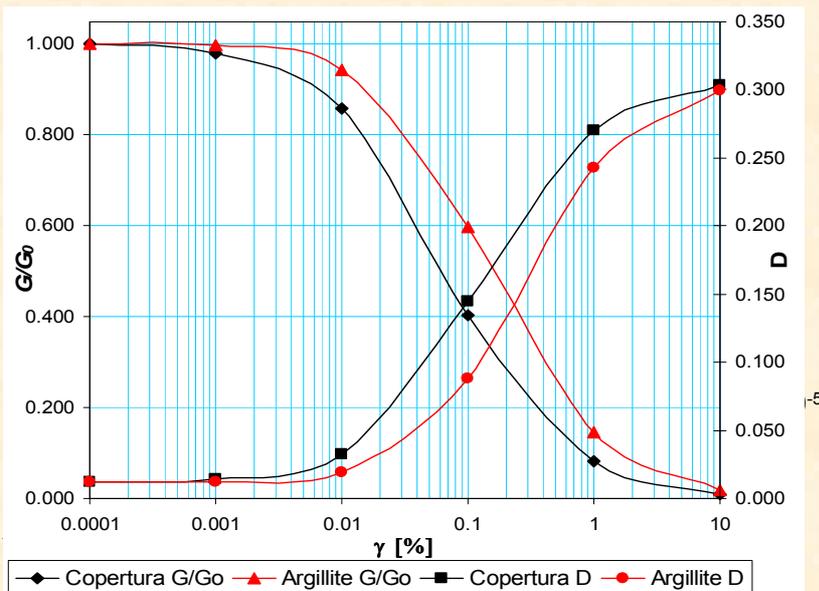
Forze peso + Accelerogramma di progetto (registrato a Tolmezzo nel maggio 1976).

Calcolo delle sovrappressioni neutre prodotte dal sisma



Nel caso di analisi disaccoppiata attraverso relazioni che le fanno dipendere dai rapporti di taglio ciclici.

Caratterizzazione dinamica dei terreni



### Analisi degli spostamenti del corpo di frana

In una analisi **dinamica semplificata** si valutano:

- l'accelerazione critica  $a_c = 0.092 \text{ m/s}^2$
- lo spostamento totale accumulato  $S = 0.052 \text{ m}$
- l'andamento del coefficiente di sicurezza nel tempo  $F_s(t)$

Il valore di spostamento ottenuto si confronta con quello che si può ottenere tramite **correlazioni statistiche** di alcuni parametri usati per rappresentare l'intensità dell'azione sismica:

$$S_n = (0.292 + 0.0762 I_A)^2 \quad \text{Luzi e Pergalani (1996)}$$

$$\log S_0(av) = 1.46 \log I_A - 6.642 a_c/g + 1.546 \quad \text{Jibson (1994)}$$

$$S_0(av) = 0.011 P_D 0.977 (a_c/g)^{-1.338} \quad \text{Crespellani et al. (1998)}$$

$a_c$  è l'accelerazione critica,  $I_A = 0.75 \text{ m/s}$  è l'intensità di Arias e  $P_D = 6.2 \times 10^{-4} \text{ g} \cdot \text{s}^3$  il potenziale distruttivo. Gli spostamenti calcolati con le relazioni sopra riportate risultano:

Autore	Formula	Spostamento S(m)
Luzi e Pergalani (1996)	(3)	0,12
Jibson (1994)	(4)	0,20
Crespellani et al. (1998)	(5)	0,34

### Analisi degli spostamenti del corpo di frana

In mancanza di indicazioni normative può essere utile fare riferimento ai risultati di alcune ricerche sul comportamento di **costruzioni** poste su pendii instabili in California (Legg & Slosson, 1984). I criteri normativi forniti per i **pendii instabili** invece sono invece riassunti nella tabella proposta da Idriss (1985).

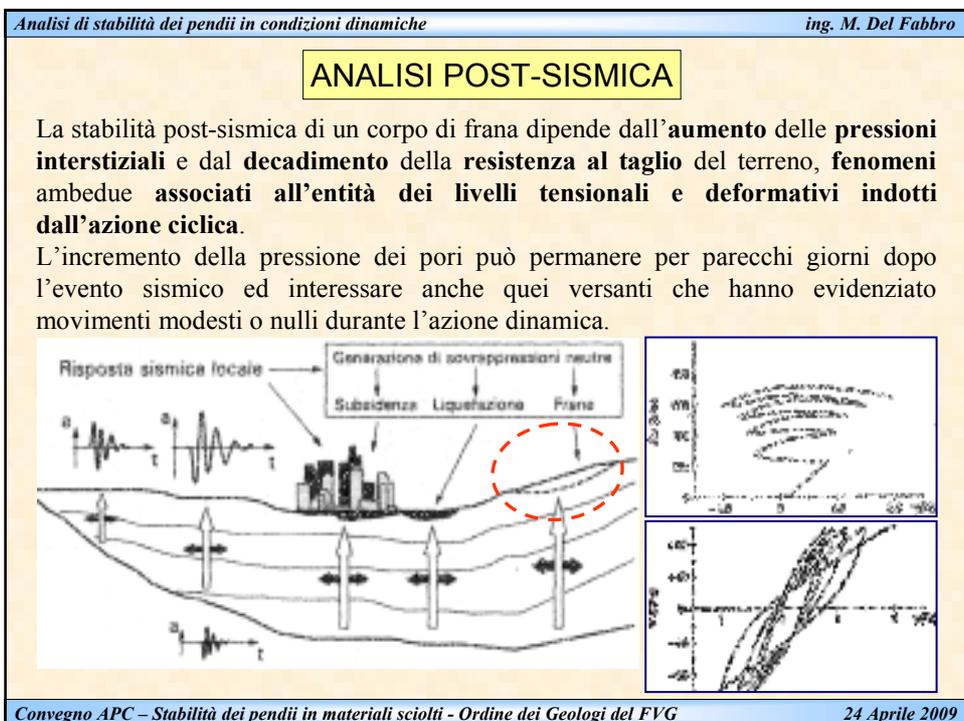
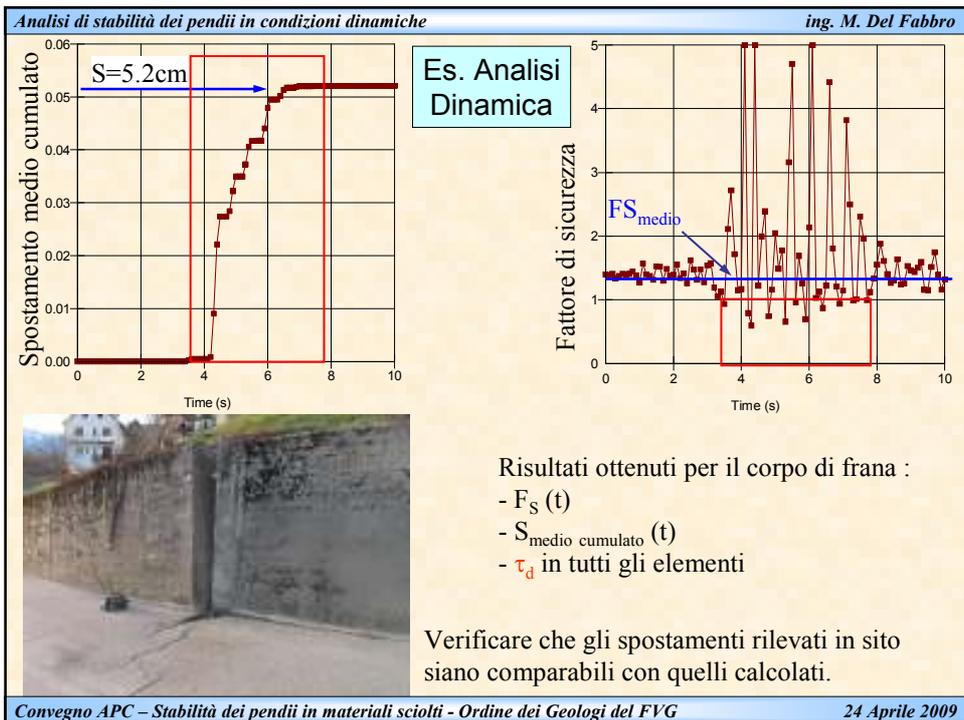
(Legg & Slosson, 1984)

livello di danno	spostamento (cm)
irrelevante	< 0,5
modesto	0,5-5
forte	5-50
severo	50-500
catastrofico	> 500

(Idriss, 1985)

livello di danno	spostamento (cm)
V irrilevante	< 3
IV modesto	15
III moderato	30
II elevato	90
I catastrofico	300

I danni generati da spostamenti di entità pari a quella calcolata con le relazioni statistiche possono risultare **moderati** (Idriss, 1985) o **forti** (Legg & Slosson, 1984), mentre quelli generati dallo spostamento medio calcolato con l'analisi dinamica, possono essere considerati **modesti** dagli autori citati.



## ANALISI POST-SISMICA

## Tensioni efficaci

Terreni coesivi:  
Matsui et al. (1980)

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = \beta \left[ \log \frac{\gamma_{c,max}}{\gamma_v} \right]$$

$\sigma'_{vo}$  = valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata;  
 $\gamma_{c,max}$  = deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma;  
 $\beta$  = coefficiente sperimentale (0.45)

Il valore di  $\gamma_{c,max}$  alle diverse profondità può essere determinato tramite analisi di risposta sismica locale o in alternativa si determina la  $\tau_{max}$  tramite la relazione:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \sigma_v \cdot r_d \quad r_d = 1 - 0.015z \quad \text{e quindi la } \gamma_{c,max} \text{ tramite la relazione: } \gamma_{c,max} = \frac{\tau_{max}}{G}$$

## Tensioni efficaci

Terreni granulari:  
Seed & Boocker (1977)

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left[ \left( \frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right]$$

$\Delta u_N$  = incremento di pressione interstiziale dopo N cicli di carico;  
 $\sigma'_{vo}$  = valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata;  
N = numero di cicli di carico di ampiezza costante equivalente al sisma;  
 $N_L$  = numero di cicli di carico necessari per produrre liquefazione (da grafici o relazioni).

La costante sperimentale  $a$  può essere valutata in funzione della densità relativa. Per determinare N è necessario approssimare la storia deformativa di taglio irregolare con una sollecitazione ciclica equivalente di ampiezza costante  $\tau_{eq} = 0.65 \tau_{max}$  e numero di cicli equivalente  $N_{eq} = N$  in base a diverse procedure proposte in letteratura (es. Biondi et al. 2004).

## ANALISI POST-SISMICA

## Tensioni totali

Analisi che si esegue per i soli terreni coesivi

Il valore della coesione non drenata  $c_u$  deve essere ridotto, rispetto al caso statico, per tener conto della degradazione conseguente alla ciclicità delle sollecitazioni sismiche. Una stima del coefficiente di riduzione della  $c_u$  può essere ottenuto tramite l'equazione:  $\delta c_u = N^{-t}$

dove:

N = numero di cicli di carico indotti dal sisma;

t = parametro di degradazione stimabile con la relazione:  $t = s \cdot (\gamma_c - \gamma_v)^r$

$\gamma_c = \tau_{eq}/G$  è la deformazione di taglio ciclica mentre  $\gamma_v$  è la deformazione di taglio volumetrica determinabile con prove cicliche di laboratorio o tramite relazioni di letteratura (in funzione di OCR; IP).

I parametri  $s$  ed  $r$  sono stimati in base all'IP e al OCR da tabelle mentre il numero di cicli N può essere valutato calcolando il numero di attraversamenti o incroci con l'asse dei tempi nell'intervallo temporale compreso fra il primo e l'ultimo superamento di una prefissata soglia di accelerazione (0.05g)

**ESEMPIO DI ANALISI POST-SISMICA**

Il rapporto dell'incremento delle pressioni interstiziali generato durante la sollecitazione dinamica si può calcolare con la relazione proposta da Coumoulos e Bouckovalas (1996) e Egglezos e Bouckovalas (1998):

$$\Delta u_{\max}^* = \frac{\Delta u(N)}{\sigma_{vo}} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left\{ N_{eq}^{1/2a} \sin \left[ \frac{\pi}{2} \Delta u_1^* \right] \right\}$$

$a = 0.7$  (Seed e Booker, 1977)  
 $D_r = 0.65$        $C_1 = 2.6$   
 $C_2 = 2.78$        $C_3 = -4$

$$\Delta u_1^* = C_1 \left( \tau_d^* \right)^{C_2} \cdot D_r^{C_3}$$

I valori del **rapporto degli sforzi di taglio ciclici**,  $\tau_d^* = \tau_d / \sigma'_{vo}$ , sono stati **ricavati direttamente** dai risultati dell'**analisi dinamica**.

Per valutare l'influenza sul valore dell'incremento di pressione interstiziale, il **numero dei cicli equivalenti** ( $N_{eq}$ ) all'azione sismica è stato calcolato con **due** diversi metodi.

**ANALISI POST-SISMICA**

1) Biondi et al. (2004) hanno proposto la relazione

$$\ln N_{eq} = -3,8370 + 2.67 \cdot \ln M - 0.3436 \cdot \ln a_{\max}$$

che per  $M = 6.4$  e  $a_{\max} = 0.357g$ , conduce ad un valore di  $N_{eq} = 2$ .

2) Seed et al. (1975) hanno proposto la relazione basata solo sulla magnitudo del sisma che porta ad un valore medio più cautelativo:

$$N_{eq} = 6 \Rightarrow \delta u_{\max} < 10 \text{ kPa}$$

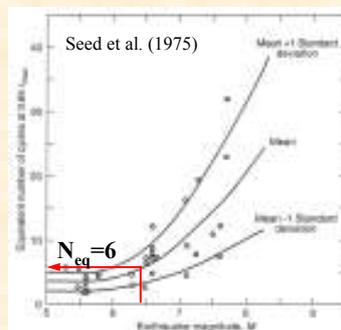
Variazione del livello di falda equivalente.

Si ricalcola il fattore di sicurezza nelle condizioni post-sismiche:

$$FS_{PS} = 1 \dots$$

In forma semplificata per un pendio indefinito:

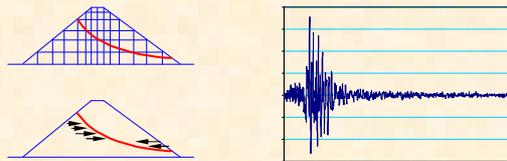
$$FS_{PS} = FS (1 - \Delta u_{\max}^*)$$





## Analisi di stabilità dei pendii in condizioni dinamiche

### 6) Esempi numerici



**ing. Marco Del Fabbro**

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio



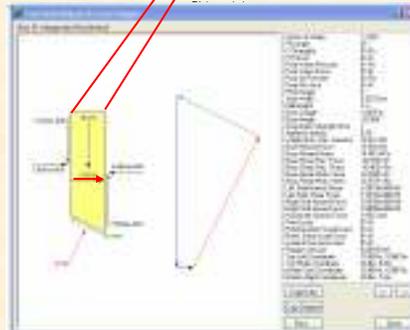
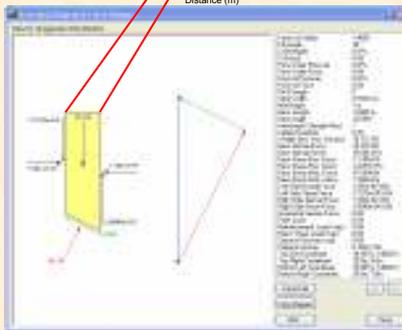
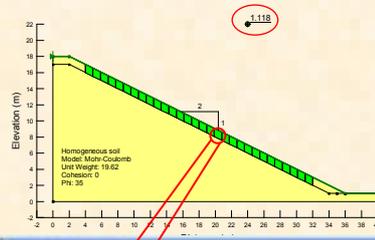
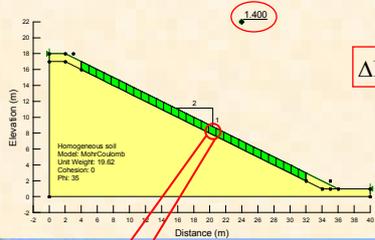
### Esempi numerici di analisi dinamica

- Pendio indefinito (Analisi PS)
- Pendio indefinito con filtrazione // (Analisi PS)
- Pendio indefinito con filtrazione // (solo  $k_h$ ; accelerazione critica)
- Pendio finito e scivolamento piano (Analisi PS)
- Pendio finito e scivolamento rotazionale  
(Analisi dinamica alla Newmark e confronto EL ed EF)

### Analisi dinamica pseudostatica per un pendio indefinito

Condizione  $r_u = 0$  - assenza di sisma

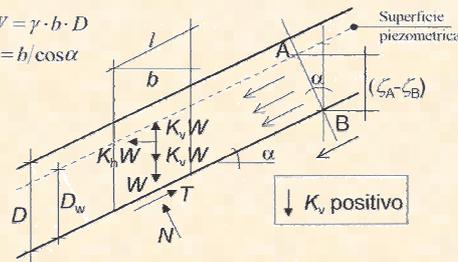
Condizione  $r_u = 0$  - presenza di sisma - analisi P.S. -  $k_h = 0.1$



### Analisi dinamica pseudostatica per un pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio

$$W = \gamma \cdot b \cdot D$$

$$l = b / \cos \alpha$$



$$h_A = h_B$$

$$h_A = \zeta_A \quad ; \quad h_B = \zeta_B + \frac{u_B}{\gamma_w}$$

$$u_B = \gamma_w \cdot (\zeta_A - \zeta_B)$$

$$u_B = \gamma_w \cdot D_w \cdot \cos^2 \alpha$$

Nel caso di incremento di pressione interstiziale nullo  $\Delta u = 0$  e posto:

- >  $u_0$  = pressione interstiziale agente in condizioni **statiche** sulla superficie di scorrimento
- >  $\sigma_0$  = tensione totale normale agente in condizioni **statiche** sulla superficie di scorrimento.
- >  $r_u$  = coefficiente di pressione dei pori:  $r_u = \frac{u_0}{\sigma_0} = \frac{\gamma_w \cdot D_w \cdot \cos^2 \alpha}{\gamma \cdot D \cdot \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w \cdot D_w}{\gamma \cdot D}$

Il coefficiente di sicurezza, nel caso di terreno dotato di coesione ed attrito, risulta essere:  $F_s = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha \cdot [k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha]} + \frac{1 \pm k_v - r_u - k_h \tan \alpha}{k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha} \cdot \tan \phi'$

Per  $k_v = 0$  e  $F_s = 1$  (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico orizzontale critico è:

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

### Analisi dinamica pseudostatica per un pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio

Nel caso di incremento di pressione interstiziale  $\Delta u \neq 0$  e definito  $\Delta u^*$  :

$$\Delta u^* = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \frac{\Delta u}{\gamma \cdot D \cdot \cos^2 \alpha \cdot (1 - r_u)} \Rightarrow \frac{\Delta u}{\gamma \cdot D \cdot \cos^2 \alpha} = \Delta u^* (1 - r_u)$$

Il coefficiente di sicurezza risulta:

$$F_s = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha \cdot [k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha]} + \frac{(1 - r_u) \cdot (1 - \Delta u^*_{max}) - k_h \tan \alpha \pm k_v \cdot \tan \phi'}{k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha} \cdot \tan \phi'$$

Per  $k_v=0$  e  $F_s=1$  (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico critico è:

$$k_{c,min} = k_{h,min} = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi')} + \frac{(1 - r_u) \cdot (1 - \Delta u^*_{max}) \tan \phi' - \tan \alpha}{(1 + \tan \alpha \tan \phi')}$$

### PENDIO INDEFINITO (solo $K_h$ )

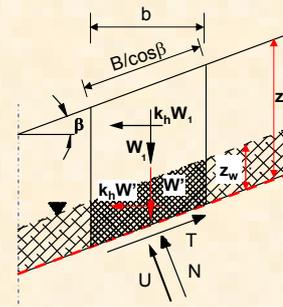
Trascurando la componente verticale dell'accelerazione sismica l'espressione del coefficiente di sicurezza risulta:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z - k_h \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \beta - \gamma_w \cdot z_w) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cos \beta + k_h \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta}$$

Per un terreno non coesivo ( $c'=0$ ) ed in assenza di falda ed in condizioni di collasso incipiente  $F_s=1$  ricavo il valore del coefficiente sismico critico e dell'accelerazione critica. Posto quindi  $k_h=k_c$  e  $z_w=0$  dopo alcuni passaggi si ottiene dall'equazione di  $F_s$ :

$$k_c = \frac{\tan \phi' - \tan \beta}{1 + \tan \phi' \cdot \tan \beta} \quad \text{coefficiente sismico critico}$$

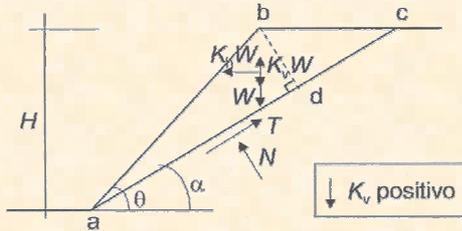
$$a_c = g \cdot k_c = g \frac{\tan \phi' - \tan \beta}{1 + \tan \phi' \cdot \tan \beta} \quad \text{accelerazione critica}$$



Per i pendii naturali:  
 $c' = c'_k \quad \tan \phi' = \tan \phi'_k$

Per le verifiche di stabilità globale NTC 2008 (A2+M2+R2):  
 $c' = \frac{c'_k}{\gamma_c} \quad \tan \phi' = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi}$

Analisi dinamica pseudostatica per un pendio con superficie di scorrimento piana



$$\overline{ac} = H/\text{sen}\alpha \quad ; \quad \overline{bd} = H \cdot \text{sen}(\vartheta - \alpha) / \text{sen}\vartheta$$

$$\text{Area}(abc) = \frac{1}{2} H^2 \frac{\text{sen}(\vartheta - \alpha)}{\text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\vartheta}$$

$$W = \gamma \cdot A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot (\cot\alpha - \cot\vartheta)$$

Posta la risultante delle pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento:  $U = U_0 + \Delta U$

Con  $U_0$  risultante delle pressioni neutre in condizioni statiche e  $\Delta U$  risultante degli incrementi delle pressioni interstiziali. Il fattore di sicurezza è:

$$F_s = \frac{c' \cdot ac}{W \cos \alpha [k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha]} + \frac{1 \pm k_v - k_h \tan \alpha - \frac{U}{W \cos \alpha}}{[k_h + (1 \pm k_v) \tan \alpha]} \tan \phi'$$

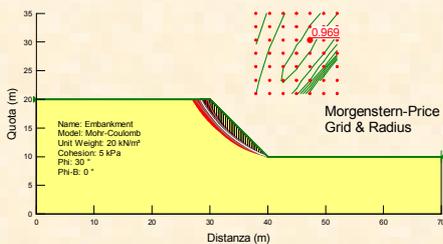
Per  $k_v=0$  e  $F_s=1$  (condizione di collasso incipiente), il coefficiente sismico orizzontale critico è:

$$k_c = k_h = \frac{c' \cdot ac}{W \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi')} + \tan(\phi' - \alpha) - \frac{U \tan \phi'}{W \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi')}$$

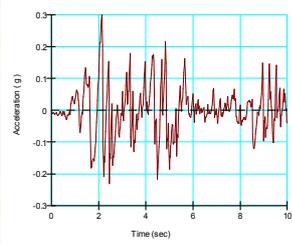
I valori di  $F_s$  e  $k_c$  si ricercano per tentativi variando l'inclinazione  $\alpha$  della superficie di scorrimento.

Analisi dinamica di stabilità ad E.F.

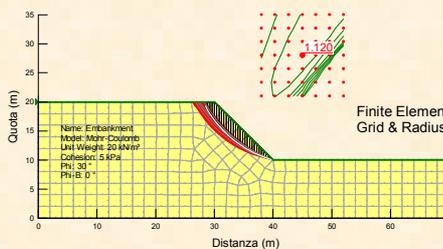
Analisi statica pre-sismica (E.L.)



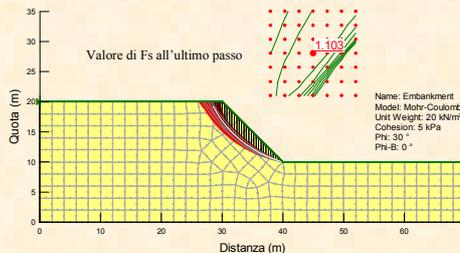
Analisi dinamica semplificata



Analisi statica pre-sismica (E.F.)

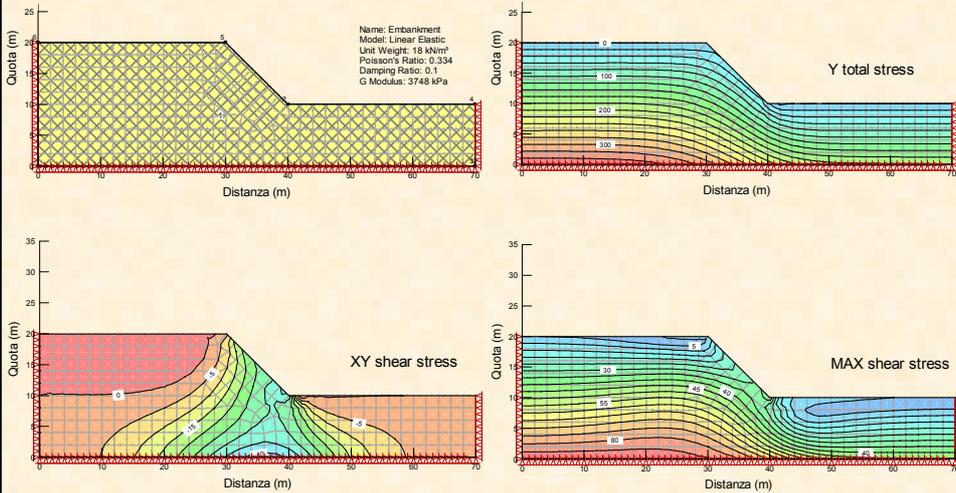


Interessante accoppiare la classica analisi alla Newmark agli E.F.



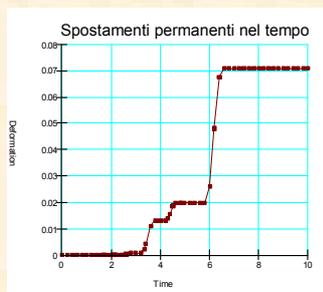
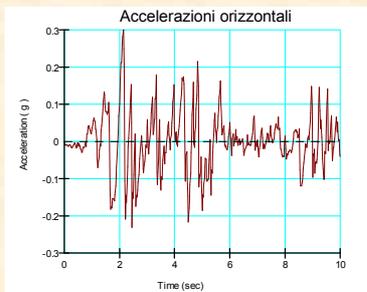
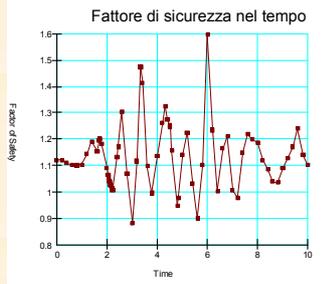
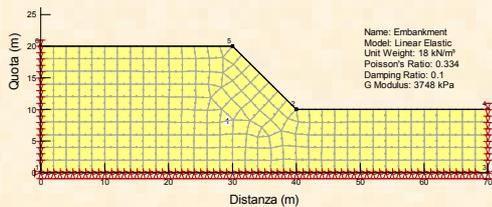
**Analisi dinamica di stabilità ad E.F.**

Stato tensionale iniziale



**Analisi dinamica di stabilità ad E.F.**

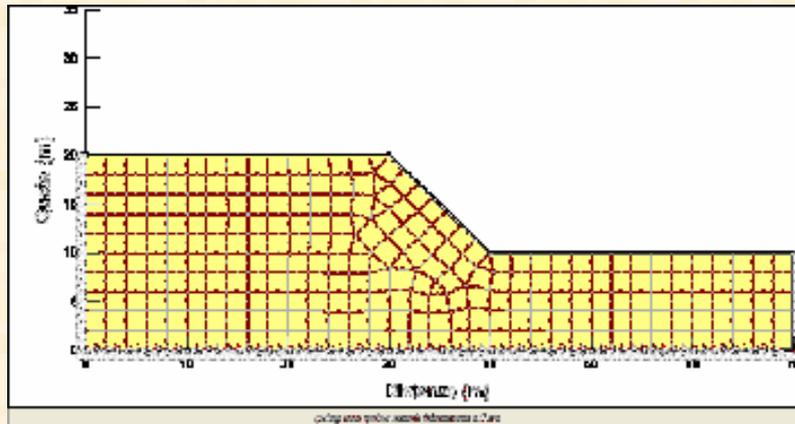
Analisi dinamica (0-10sec)





**Analisi dinamica di stabilità ad E.F.**

Analisi dinamica (0-10sec) – Variazione degli spostamenti relativi (Quake)



Ordine dei Geologi  
Federazione Geologica

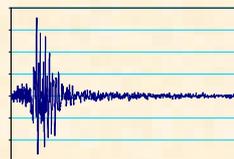
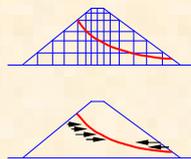
Convegno Aggiornamento Professionale Continuo

ENAIP – Pasion di Prato

24 Aprile 2009

**Analisi di stabilità dei pendii  
in condizioni dinamiche**

**7) Conclusioni e stato della Ricerca in Italia**



**ing. Marco Del Fabbro**

Università degli studi di Udine  
Dipartimento di Georisorse e Territorio



**CONCLUSIONI 1/2**

L'effetto di un evento sismico in un pendio dipende:

- dalle **azioni inerziali**, derivanti direttamente dalle accelerazioni imposte dal terremoto;
- dalla **riduzione della resistenza al taglio** dei terreni costituenti il pendio derivante dagli incrementi delle pressioni interstiziali in terreni saturi che si deformano in condizioni non drenate e dalla degradazione delle caratteristiche di resistenza del terreno sotto carichi ciclici.

Di conseguenza il **comportamento** deve essere studiato sia **durante** che **dopo** il sisma e gli strumenti di analisi sono **concettualmente** diversi:

- lo studio degli effetti che si producono **durante** il terremoto si esegue con **analisi di interazione** che forniscono una previsione del comportamento del pendio sotto azioni sismiche **transitorie** che possono verificarsi;
- lo studio in fase **post sismica** determina invece il livello di sicurezza rispetto ad un meccanismo di collasso guidato dalle azioni gravitazionali.

**CONCLUSIONI 2/2**

La maggior parte dei metodi fa riferimento al **metodo degli spostamenti**, nel quale si valutano le **deformazioni permanenti** indotte dal raggiungimento, in alcuni istanti, della resistenza disponibile lungo una superficie di scorrimento.

È bene sottolineare che nonostante le analisi **pseudo-statiche** facciano uso dei metodi all'E.L. o dell'A.L. esse **devono essere considerate** sono come uno strumento convenzionale e di tipo semi-empirico **utile** per una valutazione **indiretta** della prestazione sismica del pendio.

Vista l'importanza e, purtroppo, la spietata attualità delle azioni sismiche penso sia cosa utile e doverosa che ognuno cerchi di approfondire gli **aspetti** legati alla **dinamica** dei terreni e al **comportamento** dei pendii in condizioni dinamiche.

Tali aspetti devono partire dal **rispetto** nei confronti di studi recenti e trascorsi facendo tesoro degli spunti costruttivi che la **ricerca** (prima) e le **norme** (poi) sempre forniscono.

Spunti e concetti (e non solo vincoli normativi) **affascinanti** e ricchi di interesse ma anche difficili da assimilare ed onerosi in termini economici e di tempo ma che, una volta fatti propri, penso diano un arricchimento personale notevole ed elevate soddisfazioni, ripagando così abbondantemente il tempo dedicato.

### Bibliografia Utile

S. L. Kramer, 1996  
*Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.

J. Kranh, 2007  
*Manuali d'uso per i programmi SLOPE/W 2007, QUAKE/W 2007, SIGMA/W 2007*, Geo-SLOPE International Ltd.

Linee guida dell'Associazione Geotecnica Italiana  
*Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Edizione provvisoria marzo 2005. Patron Editore Bologna.

Norme tecniche per le costruzioni TUC 2008.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

XII ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce (MIR 2008) – Opere Geotecniche in condizioni sismiche. Patron Editore. Bologna

### La ricerca applicata in Italia: Progetto RELUIS-DPC 2005-2008

Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica

#### Progetto di Ricerca N.6:

*METODI INNOVATIVI PER LA PROGETTAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO E LA VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEI PENDII.*

Linea 6.1: scavi profondi a cielo aperto in ambiente urbano e gallerie metropolitane

Linea 6.2: costruzioni in sotterraneo gallerie e caverne in roccia

#### Linea 6.3: Stabilità dei pendii

Linea 6.4: Fondazioni profonde

#### METODI PSEUDOSTATICI E COEFFICIENTE SISMICO EQUIVALENTE $k_h$

Si tratta di ottenere una ragionata stima della riduzione di  $a_{max}$ :

- variabilità **temporale** dell'azione sismica
- variabilità **spaziale** dell'azione sismica

$$k_h = \beta_s \frac{a_{eq,max}}{g} = \beta_s \cdot \alpha \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad a_{eq,max} = \alpha \cdot a_{max}$$

$\beta_s$  **tiene conto della duttilità del sistema** (funzione degli spostamenti e deve essere valutato in base ad un'equivalenza tra metodo pseudostatico e metodo degli spostamenti per fissati valori di spostamento).

$\alpha$  **tiene conto della deformabilità del sistema** (in funzione dei fenomeni di moto asincrono nella massa di terreno potenzialmente instabile).

La ricerca applicata in Italia: Progetto RELUIS-DPC 2005-2008

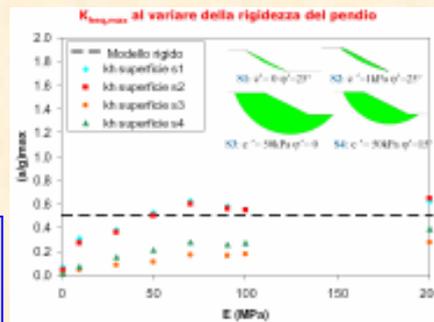
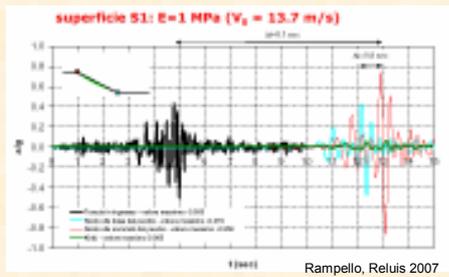
Studi che uniscono le informazioni derivanti da:

- modellazioni fisiche
- studi di pendii reali
- analisi numeriche:

riduzione del coefficiente sismico - Analisi 1D  
 riduzione del coefficiente sismico - Analisi 2D  
 avanzate in campo dinamico

Studi parametrici eseguiti per diverse:

- Rigidezze dei terreni;
- Proprietà meccaniche;
- Geometrie;
- Posizioni della superficie di rottura
- Input sismici
- Risposte sismiche locali
- Terreni visco-elastici non lineari



In definitiva allo stato attuale non esistono procedure di analisi rigorose e semplici; quindi la comune pratica ingegneristica è ancora basata sull'utilizzo di modelli relativamente semplificati.

Thank you for listening