

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

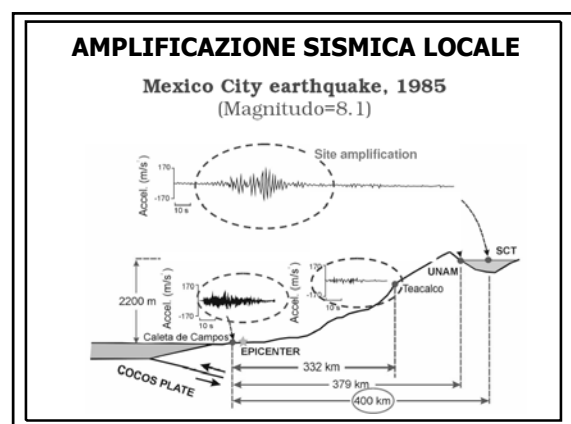
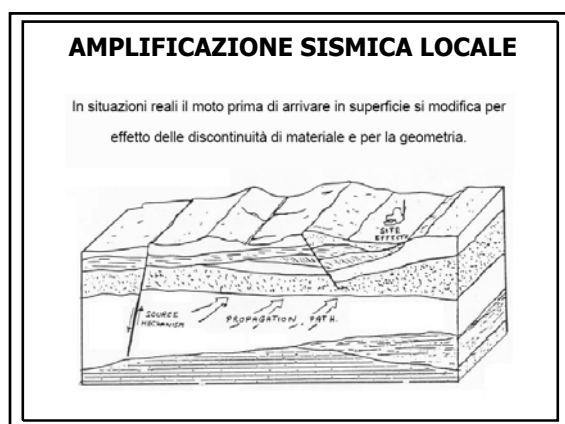
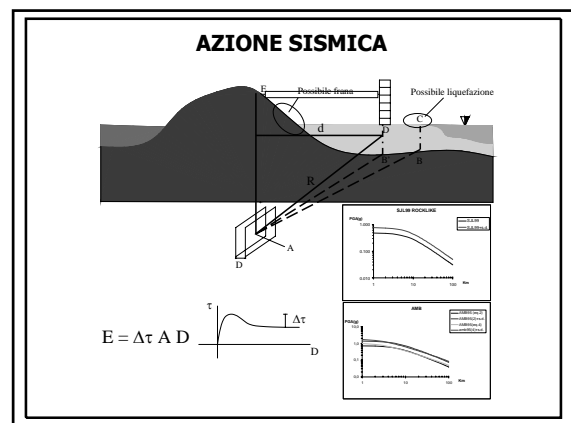
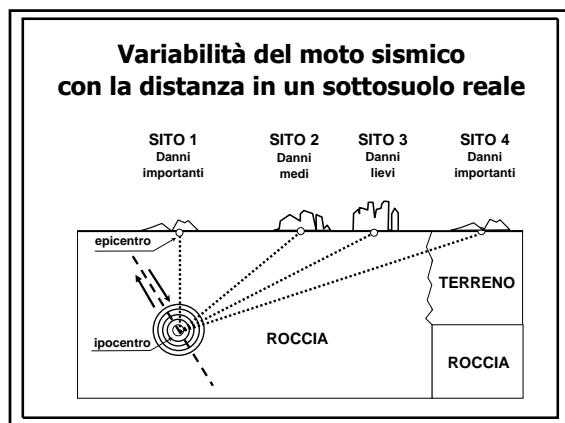
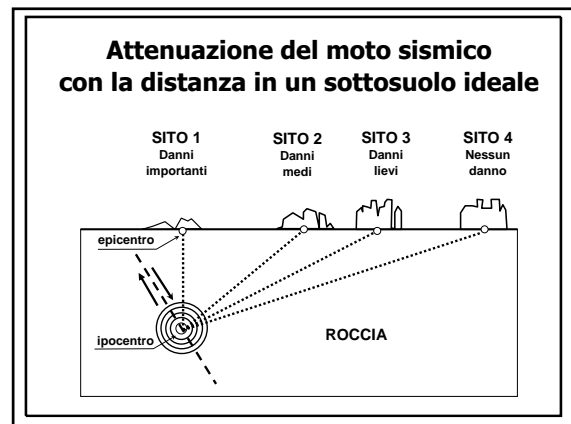
1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

Parte II - Analisi geotecnica del sito

4. Pericolosità ed effetti del sito
5. Risposta sismica locale
6. Liquefazione
7. Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Parte III – Opere geotecniche

8. Fondazioni
9. Fondazioni superficiali
10. Fondazioni su pali
11. Opere di sostegno a gravità
12. Opere di sostegno flessibili
13. Opere in terra rinforzata
14. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
15. Costruzioni in terra

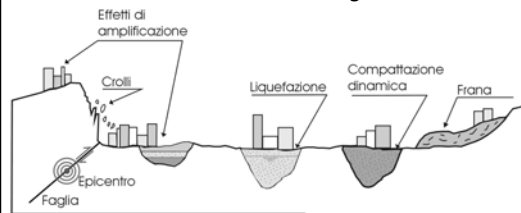


Fattori che influenzano la pericolosità sismica locale

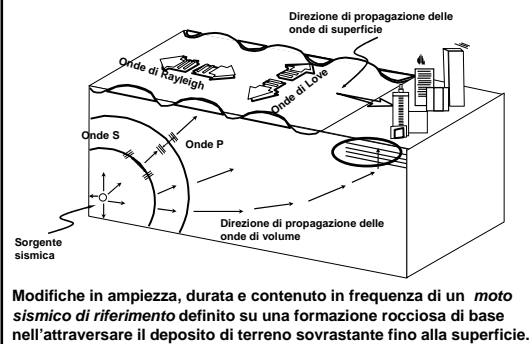
- presenza di faglie e discontinuità dell'ammasso roccioso;
- presenza di differenti unità litologiche e stratigrafiche;
- proprietà geotecniche dei terreni;
- profondità della falda;
- interazione tra le fasi del terreno per effetto della velocità di applicazione delle sollecitazioni sismiche e del loro andamento ciclico;
- interazioni tra onde sismiche e morfologia.

Scenari di pericolosità sismica locale

- Scorrimenti di faglia
- Instabilità di pendii
- Liquefazione di sabbie sature
- Amplificazione sismica
- Addensamento di terreni a grana grossa
- Subsidenza di terreni molli a grana fina



Definizione di Risposta Sismica Locale



Amplificazione locale

Generalmente si assume che il terremoto di progetto in un'area sia noto su suoli pianeggianti estremamente compatti ed omogenei. Per **amplificazione locale** si intende il fenomeno di potenziamento dell'effetto del sisma, dovuto alle differenze che si riscontrano tra la situazione reale e quella del semplice modello di riferimento.

L'analisi dei danni causati dal terremoto ha più volte evidenziato l'importanza primaria degli effetti morfologici sull'amplificazione locale, soprattutto quando un terreno deformabile costituisce il riempimento di un avvallamento roccioso (*effetto catino*) ed in presenza di pendii e creste (*focalizzazione delle onde*).

L'importanza di tale problematica è confermata dal diverso grado di danneggiamento prodotto da terremoti su costruzioni limitrofe simili, ubicate su terreni di diverse caratteristiche.



FATTORI INFLUENTI

A seconda del principale fenomeno fisico responsabile della modifica delle caratteristiche del moto sismico è possibile distinguere:

- Effetti stratigrafici o mono - dimensionali (1D)
- Effetti di valle (bidimensionali – 2D)
- Effetti topografici (bidimensionali – 2D)

EFFETTI STRATIGRAFICI (1D)

Contrasto di impedenza

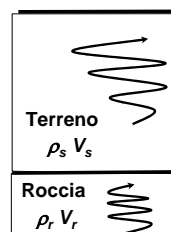
Depositi costituiti da terreni di caratteristiche meccaniche diverse da quelle della roccia sottostante

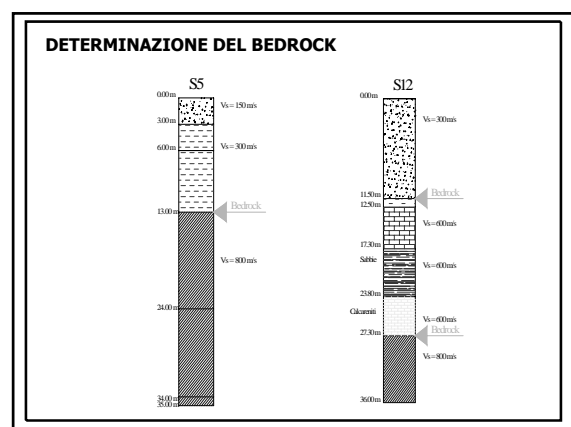
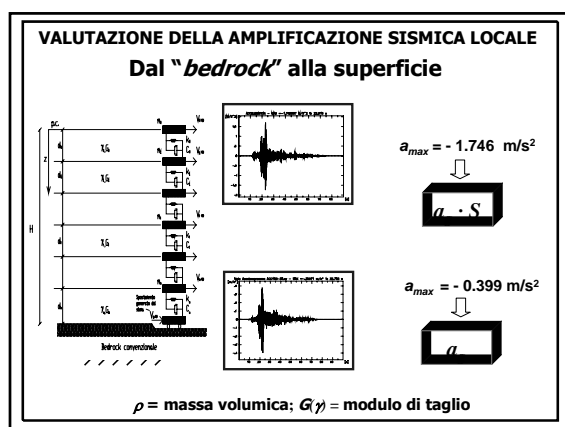
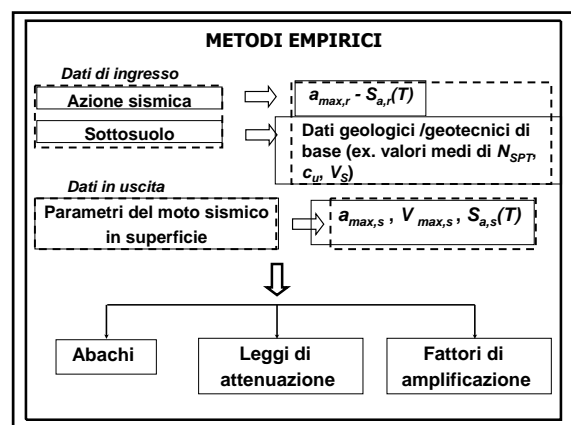
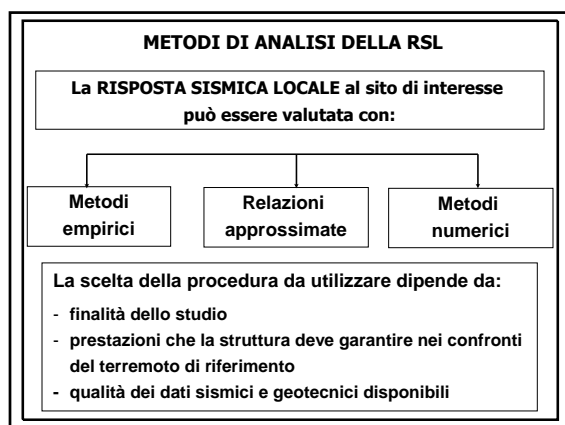
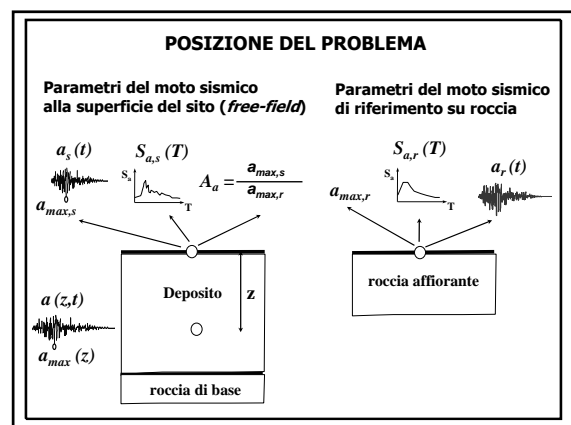
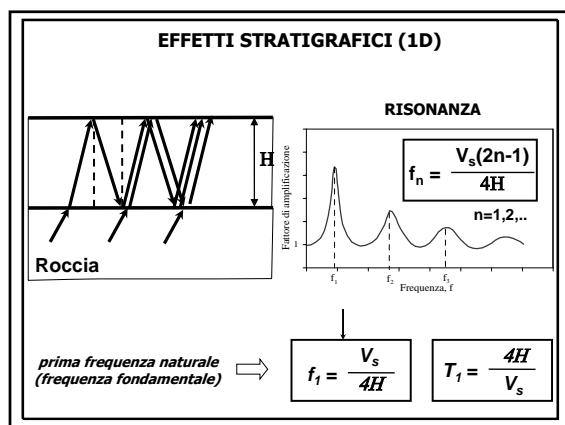
$\rho_r V_r$ = impedenza sismica roccia

$\rho_s V_s$ = impedenza sismica terreno

$$I = \frac{\rho_r V_r}{\rho_s V_s}$$

rapporto di impedenza
roccia-terreno





DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DEL BEDROCK CONVENZIONALE

- ♦ Secondo l'Eurocodice 8 (EC8, 2004) il **bedrock** può essere *"posizionato"* laddove la velocità delle onde di taglio è maggiore o uguale a **750-800 m/sec**;
- ♦ Alternativamente, il **bedrock** convenzionalmente può essere posizionato alla profondità in cui si verifica un *brusco salto nei valori della velocità delle onde di taglio*.
- ♦ Ne segue che possono essere presi in considerazioni *più profondità* del **bedrock** nell'ambito di un medesimo sondaggio.

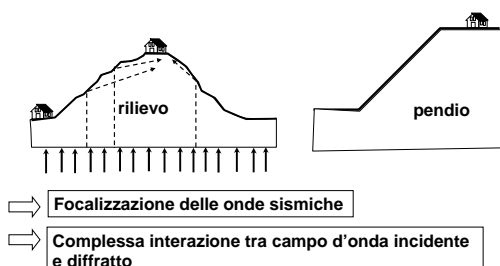
CODICI DI CALCOLO

Geometria	Codice di calcolo (riferimento)	Tipo di analisi		Ambiente operativo
1-D	SHAKE (Schnabel et al., 1972)	TT	LE	DOS
	SHAKE91 (Idriss & Sun, 1992)*			Windows
	PROSHAKE (EduPro Civil System, 1999)	TE	NL	DOS
	SHAKE2000 (www.shake2000.com)			Windows
2-D / 3-D	DESRA 2 (Lee & Finn, 1978)	TT	LE	DOS
	DESRAMOD (Vucetic, 1986)			Windows
	D-MOD 2 (Matasovic, 1995)	TE	NL	DOS
	SUMDES (Li et al., 1992)			Windows
	CYBERQUAKE (www.brgm.fr)	TT	LE	DOS
	QUAD4 (Idriss et al., 1973)			Windows
2-D / 3-D	QUAD4M (Hudson et al., 1994)	TT	LE	DOS
	FLUSH (Lysmer et al., 1975)			Windows
	QUAKE/W vers. 5.0 (GeoSlope, 2002)	TE	NL	DOS
	DYNFLOW (Prevost, 2002)			Windows
	GEFDYN (Aubry e Modaresi, 1996)	TT	LE	DOS
	TARA-3 (Finn et al., 1986)			Windows
2-D / 3-D	FLAC vers. 4.0 (Itasca, 2000)	TE	NL	DOS
	PLAXIS vers. 8.0 (www.plaxis.nl)			Windows

*gratuito
TT = Tensioni Totali; TE = Tensioni Efficaci;
LE = Lineare Equivalente; NL = Non Lineare

Effetti topografici (2D)

Sommità di rilievi, creste, pendii, etc.



Amplificazione stratigrafica

"Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni)"



CATEGORIE DI PROFILO STRATIGRAFICO DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Classificazione in base a:

- V_{s30} = velocità media di propagazione (media pesata) entro 30m di profondità delle onde di taglio

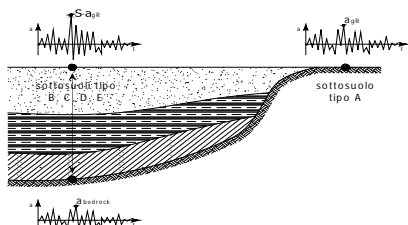
$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \rightarrow \sum_{i=1,N} t_i \quad \text{con } t_i = \frac{h_i}{V_i}$$

altrimenti

- N_{SPT} = resistenza penetrometrica prova SPT
- C_u = resistenza non drenata

Risposta Sismica Locale (RSL)

Propagazione delle onde, dal substrato rigido fino in superficie (piano di campagna)



D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La RISPOSTA SISMICA LOCALE deve essere valutata mediante specifiche analisi, o alternativamente, mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di CATEGORIE DI SOTTOSUOLO DI RIFERIMENTO.

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < C_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

VALUTAZIONE FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

$$a_g \cdot S$$

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in superficie è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Tale spettro è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito, dove:

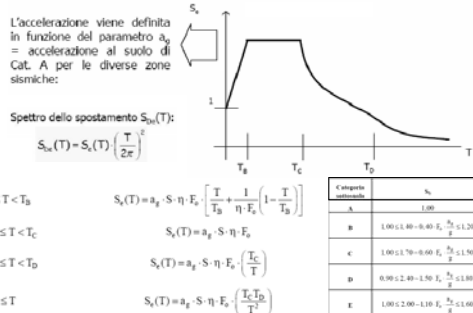
- a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A;
- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

DEFINIZIONE AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

- η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

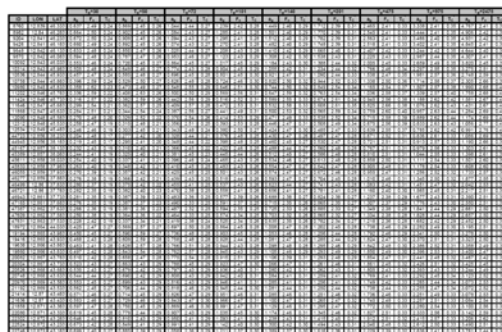
dove ξ (in percentuale) è valutato sulla base del materiale, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F_v = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo 2.2);
- T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati (10751 punti del reticolo di riferimento), sono forniti i valori di T_c^* e F_v necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

- C_c = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo:

- T_B = periodo corrispondente all'inizio tratto spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_c / 3$$

- T_D = periodo corrispondente all'inizio tratto a spostamento costante mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a}{g} + 1.6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici, se si vuole aumentare l'accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni ed, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da valutare mediante specifiche indagini e prove.

Categoria sottosuolo	C_c
A	1.00
B	1.10 ($(1.1)^{0.20}$)
C	1.05 ($(1.1)^{0.10}$)
D	1.25 ($(1.1)^{0.20}$)
E	1.15 ($(1.1)^{0.10}$)

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima:

$$F_v = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

I termini a_g , F_v , S , η sono definiti come per la componente orizzontale. I valori di S_s , T_B , T_C e T_D sono:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

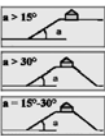
Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.
Per configurazioni superficiali semplici si utilizzano i seguenti valori del coefficiente topografico S_T :

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.VI - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4



D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

$\gamma_B, a_g, T; S; T_B; T_C; T_D; \eta$
→
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

zona
 categoria suolo

3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo I e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento



Parte II - Analisi geotecnica del sito

4. Pericolosità ed effetti del sito
5. Risposta sismica locale
6. Liquefazione
7. Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Parte III – Opere geotecniche

8. Fondazioni
9. Fondazioni superficiali
10. Fondazioni su pali
11. Opere di sostegno a gravità
12. Opere di sostegno flessibili
13. Opere in terra rinforzata
14. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
15. Costruzioni in terra

LIQUEFAZIONE

Turchia, 1999

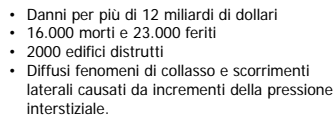
LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che nel corso di un terremoto, o più genericamente durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

La causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è l'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione delle onde di taglio nel terreno, accompagnato da una riduzione delle tensioni efficaci, dovendo rimanere costanti le tensioni totali.

L'insorgere di fenomeni di liquefazione nei depositi naturali durante i terremoti è legata alle relazioni che si stabiliscono tra:

- caratteristiche delle vibrazioni sismiche;
- proprietà geotecniche dei terreni;
- fattori ambientali.



LIQUEFAZIONE



Turchia, 1999



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

Parte II – Analisi geotecnica del sito

4. Pericolosità ed effetti del sito
5. Risposta sismica locale
6. Liquefazione
7. Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Parte III – Opere geotecniche

8. Fondazioni
9. Fondazioni superficiali
10. Fondazioni su pali
11. Opere di sostegno a gravità
12. Opere di sostegno flessibili
13. Opere in terra rinforzata
14. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
15. Costruzioni in terra

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

- Le norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

- Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

- Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.
- Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.
- Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

- La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

.....

PENDII NATURALI E ARTIFICIALI

La valutazione della stabilità di un pendio costituisce un problema di difficile risoluzione che richiede, oltre ad una adeguata esperienza, un'accurata conoscenza di dati geologici, geotecnici, idraulici ed idrologici della zona oggetto dello studio.

Dall'elaborazione e dal confronto di questi dati è possibile:

- ❖ classificare il fenomeno
- ❖ procedere ad un'analisi di stabilità
- ❖ scegliere il tipo di intervento di stabilizzazione più appropriato

Generalità

Le analisi di stabilità dei pendii possono essere distinte in due casi:

- (1) La rottura è incipiente, ma non si è ancora manifestata; si stima il livello di sicurezza globale e si accerta che il pendio non sia soggetto a rotture né a deformazioni eccessive.
- (2) La rottura è già avvenuta; l'analisi mira a comprendere dal punto di vista ingegneristico le ragioni del fenomeno franoso. Le analisi a posteriori servono per la progettazione delle opere di stabilizzazione.

7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

- La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante **METODI PSEUDO-STATICI**, **METODI DEGLI SPOSTAMENTI** e **METODI DI ANALISI DINAMICA**.
- Nelle analisi, si deve tenere conto dei **comportamenti di tipo fragile**, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una **riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni**. Inoltre, si deve tener conto dei possibili **incrementi di pressione interstiziale** indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

ANALISI DINAMICA

Lo studio del comportamento dinamico dei pendii è un problema notevolmente complesso qualora lo si voglia affrontare in modo preciso, dato che si deve utilizzare un approccio di tipo dinamico. Esiste tuttavia la possibilità di impiegare un metodo approssimato che è costituito dall'approccio pseudostatico. I due metodi differiscono in modo sostanziale in quanto, in quest'ultimo, la stabilità della massa che potenzialmente può scivolare è determinata nelle sue condizioni statiche e gli effetti dell'azione sismica sono presi in considerazione mediante forze equivalenti, proporzionali alla massa del terreno in esame.

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Nei **METODI PSEUDO-STATICI** l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.
- Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.
- Nelle **verifiche allo stato limite ultimo**, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \times W \\ F_v &= k_v \times W \end{aligned} \quad \text{ed}$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned} k_h &= \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \\ k_v &= \pm 0,5 \cdot k_h \end{aligned} \quad \begin{aligned} \beta_s &= \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;} \\ a_{max} &= \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito;} \\ g &= \text{accelerazione di gravità.} \end{aligned}$$

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

I valori di β_s sono riportati nella Tabella:

Tabella 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S a_g = S_s S_T a_g$$

con S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), ed a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.
- In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.
- Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni.

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il **METODO DEGLI SPOSTAMENTI**, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.
- L'applicazione del metodo richiede che l'azione sismica di progetto sia rappresentata mediante **STORIE TEMPORALI DELLE ACCELERAZIONI**. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 5, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata. Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.
- Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematiso di collasso critico e valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi di condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando **METODI AVANZATI DI ANALISI DINAMICA**, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche.
- Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite.

7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

- Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Analisi di Stabilità

- prima del sisma: condizioni statiche
- durante il sisma: condizioni pseudo-statiche o dinamiche
- dopo il sisma: condizioni statiche, tenendo conto degli eventuali incrementi di u e decrementi di c' e φ'

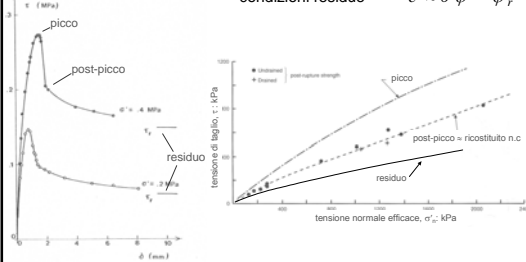
Metodologie di Analisi

- Metodi pseudo-statici
- Metodi degli spostamenti
- Metodi di analisi dinamica avanzata

Scelta parametri di resistenza

frane attive o quiescenti (possono essere riattivate da sismi):

terreni a comportamento fragile: condizioni di post-picco $c' \approx 0$ $\varphi' = \varphi'_{pp}$
condizioni residue $c' \approx 0$ $\varphi' = \varphi'_r$



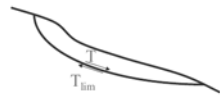
Valutazione delle condizioni di stabilità

Le ipotesi a base dei metodi dell'equilibrio limite

Il terreno è considerato rigido-plastico, ovvero non presenta deformazioni prima della rottura.



La rottura avviene per raggiungimento della resistenza a taglio lungo una superficie di scorrimento che delimita il volume instabile



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

Valutazione delle condizioni di stabilità

coefficiente di sicurezza definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la s.d.s.

$$F_s = \tau_f / \tau_m \quad \text{assunto costante lungo la s.d.s.}$$

coefficiente di sicurezza definito come rapporto tra uno spostamento ammissibile e il massimo spostamento indotto dal sisma

$$F_s = S_{adm} / S_{max} \quad \text{funzione della posizione del punto}$$

Valutazione delle condizioni di stabilità

Condizioni di esercizio

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

Il coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite è il rapporto fra la risultante delle resistenze e quella delle sollecitazioni, oppure è il rapporto fra i momenti delle suddette quantità.

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

I coefficienti di sicurezza sono fissati dal D.M. LL.PP. 11 marzo 1988

Valutazione della sicurezza

cinematismo di collasso critico \Rightarrow minimo $F_s = \tau_f / \tau_m$
(D.M. 11.03.1988 e D.M. 16.01.1996)

Eurocodice 8 – parte 5:

coefficienti di sicurezza parziali:

- riduttivi dei parametri di resistenza
- moltiplicativi delle azioni destabilizzanti

(approcci di progetto Eurocodice 7)

Eurocodice 7

Coefficienti parziali sulle azioni o sull'effetto delle azioni

Azioni	Simbolo	A1	A2
Permanenti			
Sfavorevoli	γ_g	1.35	1.0
Favorevoli		1.0	1.0
Accidentali			
Sfavorevoli	γ_q	1.5	1.3
Favorevoli		0	0

Coefficienti parziali sulle caratteristiche di resistenza

Parametro	Simbolo	M1	M2
Angolo di attrito	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_s	1.0	1.0

*applicato alla $\tan \phi'$

Coefficienti parziali di resistenza per pendii e stabilità globale

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Resistenza	$\gamma_{R,e}$	1.0	1.1	1.0

Eurocodice 7

Combinazioni dei coefficienti parziali

Approccio **DA1C1**: $A1 + M1 + R1$

Approccio **DA1C2**: $A2 + M2 + R1$

Approccio **DA2**: $A1 + M1 + R2$

Approccio **DA3**: $(A1 \text{ or } A2) + M2 + R3$

Nota: i coefficienti parziali moltiplicano le azioni o i loro effetti e dividono le resistenze e le caratteristiche di resistenza

Eurocodice 7

approcci di progetto e coefficienti di sicurezza parziali

E_d = azione di progetto
 R_d = resistenza di progetto

già inclusi i coefficienti di sicurezza parziali

$$R_d \geq E_d$$

(1) DA1C1: coeff. parziali applicati alle azioni (γ_g applicato al valore caratteristico del peso dell'unità di volume γ_k) e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

(2) DA1C2: coeff. parziali applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni ($\gamma_{\phi'}$ all'angolo di attrito ϕ'_k , γ_c alla coesione efficace c'_k , o γ_{cu} alla coesione non drenata c_u)

(3) DA2: coeff. parziali applicati alle azioni o direttamente all'effetto delle azioni (γ_E) ed alla resistenza globale (γ_R) e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

(4) DA3: coeff. parziali applicati solo alle azioni provenienti dalla struttura, e non a quelle provenienti dal terreno; coeff. applicati anche alle caratteristiche di resistenza dei terreni (come in DA1C2)

Nota: in assenza di carichi dalla struttura
DA3 coincide con DA1C2

STABILITÀ DEI PENDII

Metodo Pseudo - statico

Ipotesi del metodo:

- Analisi 2D o 3D
- Azione sismica \Rightarrow insieme di forze staticamente applicate
- Meccanismo di collasso: noto o ipotizzato
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido
- Il terreno ha comportamento rigido-plastico
- Criterio di rottura: Mohr - Coulomb
- Il fattore di sicurezza è definito in termini di forze o tensioni

Azione Sismica - Analisi Pseudo-statica

- terreno: mezzo rigido plastico perfetto
- esistenza di una superficie di scorrimento
- sole equazioni della statica e criterio di resistenza (1)
- sisma = forza statica equivalente proporzionale al peso della massa potenzialmente instabile

$$F_h = \pm k_h W \quad (\text{componente orizzontale})$$

$$F_v = \pm k_v W \quad (\text{componente verticale})$$

- metodi globali dell'equilibrio limite o dell'analisi limite
- metodi dei blocchi o delle strisce, dell'equilibrio limite (1)
- $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi'$ (analisi in tensioni efficaci)
- $\tau_f = c_u$ (analisi in tensioni totali)

Scelta di k_h e k_v

Normativa Europea (EC8-5):

$$k_h = 0.5 a_{gR} \gamma_I S/g \quad k_v = \pm 0.5 k_h \quad \text{se } a_{gR,v}/a_{gR,h} > 0.6$$

$$k_v = \pm 0.33 k_h \quad \text{se } a_{gR,v}/a_{gR,h} < 0.6$$

a_{gR} = accelerazione orizzontale max su roccia o terreno rigido
 γ_I = coefficiente di importanza del pendio
 S = coefficiente di amplificazione della classe di terreno
 g = accelerazione di gravità

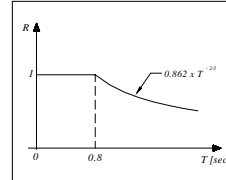
Normativa Italiana (D.M. 16.01.1996):

$$k_h = C \cdot \varepsilon \cdot I; \quad k_v \text{ (trascurato)}$$

C = coeff. di intensità sismica 0.1; 0.07; 0.04
 ε = coeff. di fondazione 1; 1.3 (dep. alluvionali di spessore ≤ 20 m)
 I = coeff. di protezione sismica 1; 1.2 (affollamento); 1.4 (rilevanza strategica)

AZIONE SISMICA

(D.M. 09.01.1996)



$\varepsilon = 1$ per terreni rocciosi
 $\varepsilon = 1.3$ per terreni alluvionali con spessore variabile dai 5m ai 20 m.

$$F_R = C \cdot R \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot I \cdot W_f$$

dove:

C = coefficiente di intensità sismica:

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

$C = 0,10$ per zone di I categoria

$C = 0,07$ per zone di II categoria

$C = 0,04$ per zone di III categoria

R = coefficiente di risposta

β = coefficiente di struttura $\approx 1 \div 1,2$

ε = coefficiente di fondazione $\approx 1 \div 1,3$

I = coeff. di protezione sismica $\approx 1 \div 1,4$

W_f = peso del piano i-esimo

Forma spettrale di riferimento prevista dalla Normativa Italiana

STABILITÀ DEI PENDII

sisma: sollecitazioni di breve durata ma intensità, direzione e verso variabili nel tempo e nello spazio

le sollecitazioni dipendono da:

- caratteristiche del sisma
- condizioni stratigrafiche e idrauliche
- proprietà meccaniche terreni attraversati
- geometria del pendio

riduzione delle condizioni di stabilità:

- momentanee (per la durata delle azioni dinamiche) con accumulo di deformazioni e spostamenti
- permanenti (per intensità elevata – riduzione resistenza) \Rightarrow movimenti franosi del pendio

In presenza di sisma:

- aggravio delle condizioni di carico
- riduzione della resistenza al taglio:

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

- aumento pressioni interstiziali (Δu indotte dal sisma)
- riduzione parametri di resistenza c' e φ' (fatica)

Riduzione della resistenza al taglio

prescritta dall'EC8 – 5 se $a_{gR} \gamma_I S/g > 0.15$

$$\tau_f = c' + [(\sigma_n + \Delta\sigma_n) - (u + \Delta u)] \cdot \tan \varphi' \quad \text{T.E.}$$

$$\tau_f = c_u \quad \text{T.T.}$$

indotta da condizioni di carico sismico per:

- incremento delle pressioni interstiziali (Δu)
- decremento dei parametri di resistenza (c' , φ' o c_u)

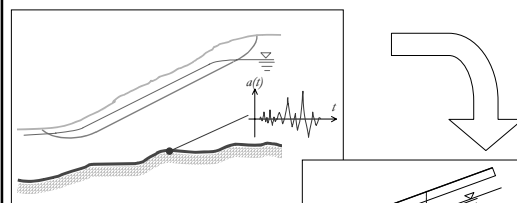
in condizioni post-sismiche:

- riduzione di resistenza senza l'azione pseudo-statica

analisi in tensioni efficaci più appropriate:

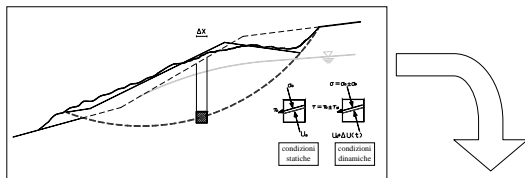
- Δu costante lungo la s.d.s.
- $\Delta u = 0$ in condizioni residue

Metodo pseudo-statico: modello di calcolo per pendio indefinito

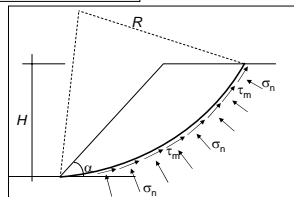


- Analisi 2D
- Meccanismo di collasso
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido

Metodo pseudo-statico: modello di calcolo per pendio di altezza finita

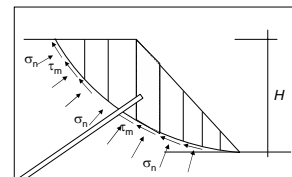


- Analisi 2D
- Meccanismo di collasso
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido



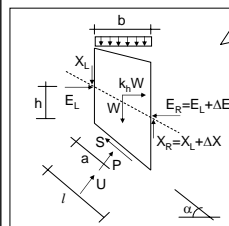
METODI DEI CONCI

- Fellenius (1936)
- Bishop (1955)
- Bell (1962)

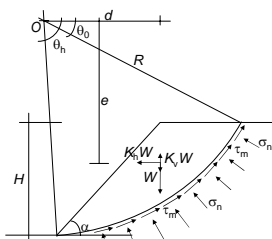


$$\tau_m = \frac{1}{F} [c' + (\sigma_n - u) \tan \varphi']$$

larghezza conci sufficientemente piccola:
- da potere assumere σ_n , τ_m ed u costanti
- descrivere con accuratezza p.c. e s.d.s.



s.d.s. circolare



↓ K_v positivo

analisi in tensioni totali

$$\tau = c_u$$

equilibrio alla rotazione

$$W \cdot d + K_h W \cdot e \pm K_v W \cdot d = \int_{\theta_0}^{\theta_h} r \cdot R ds = R \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_h} c_u m \cdot R d\theta = \frac{c_u}{F} R^2 (\theta_h - \theta_0)$$

$$F = \frac{c_u R^2 (\theta_h - \theta_0)}{W [(1 \pm K_v) d + K_h e]}$$

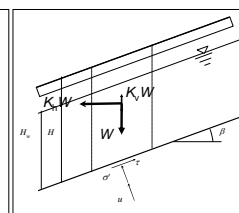
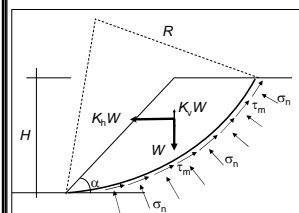
Metodo pseudo-statico: Azione sismica (D.M. 14.01.2008)

$$F_H = \beta_s \cdot S_s \cdot a_g \cdot W \cdot S_T \quad \text{Componente orizzontale}$$

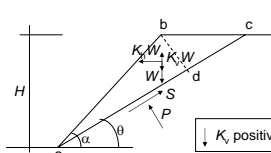
$$F_V = \pm 0.5 \cdot F_H \quad \text{Componente verticale}$$

W : peso della massa in frana

S_T : Coefficiente di amplificazione topografica



Cuneo Piano



$$\overline{ac} = H / \sin \theta \quad ; \quad \overline{bd} = H \sin(\alpha - \theta) / \sin \alpha$$

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

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

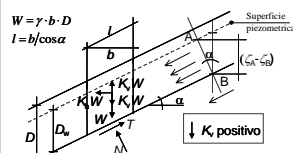
↓ K_v positivo

eq. traslazione in direzione perpendicolare e parallela al giunto

$$\begin{cases} W \cos \theta - K_h W \sin \theta \pm K_v W \cos \theta = P \\ W \sin \theta + K_h W \cos \theta \pm K_v W \sin \theta = S \end{cases}$$

$$F = \frac{c' \overline{ac} + [(1 \pm K_v) W \cos \theta - (K_h W \sin \theta - U)] \tan \varphi'}{W [(1 \pm K_v) \sin \theta + K_h \cos \theta]}$$

Pendio Indefinito



$$\begin{aligned} h_A &= h_B & r_u &= \frac{u_B}{\sigma_0} = \frac{T_u D_w \cos^2 \alpha}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \frac{T_u D_w}{\gamma D} \\ h_A &= \zeta_A & h_B &= \zeta_B + \frac{u_B}{\gamma_w} \\ u_B &= \gamma_w \cdot (\zeta_A - \zeta_B) \\ u_B &= \gamma_w \cdot D_w \cdot \cos^2 \alpha \end{aligned}$$

eq. traslazione in direzione perpendicolare e parallela al p.c.

$$\begin{cases} W \cos \alpha - K_h W \sin \alpha = P \Rightarrow \sigma_n = \frac{P}{l} = \gamma D \cos^2 \alpha - K_h \gamma D \sin \alpha \cos \alpha \\ K_h W \cos \alpha + W \sin \alpha = S \Rightarrow \tau_m = \frac{S}{l} = K_h \gamma D \cos^2 \alpha + \gamma D \sin \alpha \cos \alpha \end{cases}$$

$$F_S = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha (K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha)} + \frac{1 \pm K_v - r_u - K_h \tan \alpha}{K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha} \cdot \tan \varphi'$$

Metodo di Fellenius (1936): approccio tradizionale

Ipotesi: per ogni concio la risultante delle spinte agenti ai lati è parallela alla base

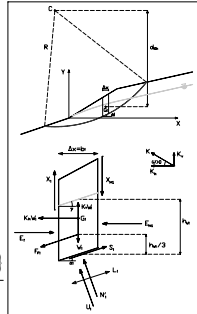
$$\Delta X_i \cos \alpha_i - \Delta E_i \sin \alpha_i = 0$$

• Fattore di sicurezza statico

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c' \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi']}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

• Fattore di sicurezza sismico

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N \left\{ c' \cdot l_i + [W_i \cdot (1 - K_v) \cos \alpha_i + K_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i - u_i \cdot l_i] \cdot \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot [(1 - K_v) \sin \alpha_i + K_h \cdot \frac{d_{\max}}{R}]}$$



Metodo di Bishop (1955): approccio tradizionale

Ipotesi: per ogni concio la risultante delle spinte agenti ai lati è orizzontale

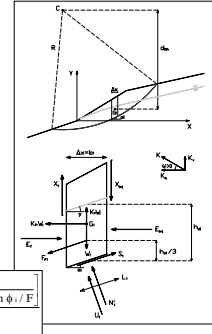
$$X_i = 0 \quad X_{i-1} = 0$$

• Fattore di sicurezza statico

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c' \cdot b + (W_i - u_i \cdot b) \cdot \tan \phi'] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

• Fattore di sicurezza sismico

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c' \cdot b + W_i \cdot (1 - K_v) \tan \phi' - u_i \cdot b \cdot \tan \phi'] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi' / F}}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot [(1 - K_v) \sin \alpha_i + K_h \cdot \frac{d_{\max}}{R}]}$$



Incremento di pressione interstiziale: terreni sabbiosi

I metodi pseudo - statici **NON** sempre possono essere utilizzati nel caso di terreni capaci di **sviluppare pressioni interstiziali** elevate o di subire **perdite rilevanti di rigidità** sotto carico ciclico.

L'incremento di pressione interstiziale o la perdita di rigidità possono essere valutati mediante **prove sperimentali di tipo ciclico** riferite alle effettive condizioni locali.

In assenza di tali prove tale incremento può essere stimato mediante **correlazioni empiriche**.

• prove sperimentali di tipo ciclico

• correlazioni empiriche

Stima Δu in terreni coesivi

$$\frac{\Delta u}{p'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{c, \max}}{\gamma_v} \right]$$

Matsui *et al.*, (1980)

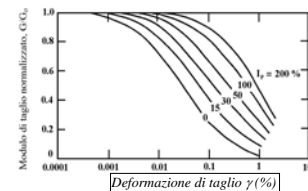
$$\beta \approx 0.45$$

$\gamma_{c, \max}$ = deformazione di taglio max indotta dal sisma – da analisi di risposta sismica locale – in alternativa:

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

$$\text{con } r_d = 1 - 0.015 z$$

$$\gamma_{c, \max} = \frac{\tau_{\max}}{G}$$



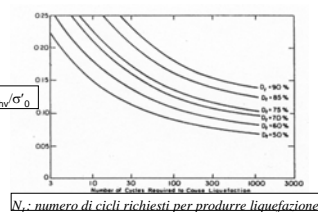
Stima Δu in terreni granulari

$$\Delta u_N^* = \frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \cdot \text{sen}^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right]$$

(Seed e Booker, 1977)

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83}$$

stima di $N_L \Rightarrow$



N_L : numero di cicli richiesti per produrre liquefazione

Stima Δu in terreni granulari

- $\Delta u_N^* = \Delta u_N / \sigma'_{v0}$ = rapporto di pressione interstiziale indotta;
- σ'_0 = pressione efficace media iniziale;
- N_L = num. cicli di carico uniformi necessari per inizio liquefazione;
- N = num. cicli di carico uniformi equivalenti al sisma;
- D_r = densità relativa.

$$\log N = -2.3679 - 2.3460 \cdot \log a_{\max} + 0.9194 \cdot \log v_0 + 1.1911 \cdot \log I_a$$

$$\log N = -1.9231 - 2.5467 \cdot \log a_{\max} + 0.8657 \cdot \log v_0 - 0.2278 \cdot \log T_D + 1.2613 \cdot \log I_a$$

stima di N (Biondi, Cascone, Maugeri, 2003)

Note sui Metodi Pseudostatici

in genere troppo cautelativi (sovrastimano gli effetti del sisma)

i risultati dipendono da:

- valore assunto per k (cruciale)
- superficie di scorrimento
- resistenza al taglio mobilitata lungo la s.d.s.

superficie di scorrimento:

- frane quiescenti: pre-esistente – effettiva
- frane di primo scorrimento: neo-formazione – potenziale – non coincide con quella in condizioni statiche

non ne è consigliato l'uso per forti riduzioni della resistenza al taglio

Applicabilità dei Metodi Dinamici

- **superficie topografica** e **profilo stratigrafico** con marcate irregolarità
- terreni capaci di **sviluppare pressioni interstiziali elevate** o di subire **perdite rilevanti di rigidità** sotto carico ciclico



Indipendentemente dalla zona sismica e dalla categoria del suolo in questi casi la stabilità deve essere valutata con un approccio in campo dinamico:

- **Metodo degli spostamenti**
- **Analisi dinamica**

Metodi degli Spostamenti

- azione sismica = funzione temporale (*accelerogramma*)
- effetti dell'azione sismica valutata in termini di spostamenti accumulati

analisi della sicurezza:

- *confronto tra spostamento accumulato e quello ammissibile*

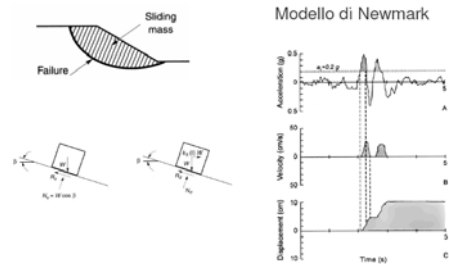
soglia critica di spostamento:

- condizione di collasso generalizzato (**Stato Limite Ultimo**)
- perdita di funzionalità (**Stato Limite di Servizio**)

cinematismi di collasso idealizzati e semplificati:

- *stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti*
- *indice di prestazione sismica del pendio*

Metodi degli Spostamenti



con tale approccio, più razionale, utilizzando un input sismico reale si "neutralizza" l'effetto delle accelerazioni di picco elevate

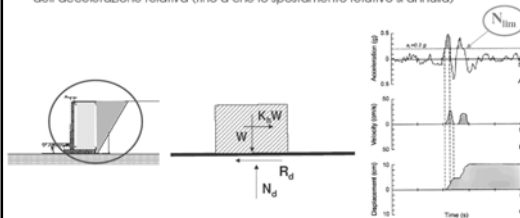
Modello di Newmark

Newmark (1965) - Blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale

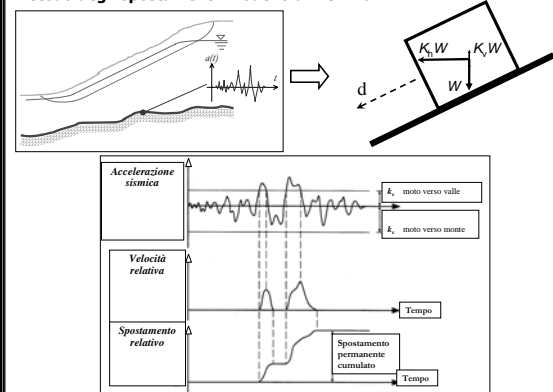
Legame rigido - plastico all'interfaccia blocco-piano

Lo scorrimento parte ogni qualvolta viene superato un valore di accelerazione di soglia (*threshold acceleration*)

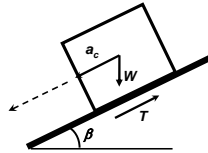
Lo spostamento relativo è calcolato mediante la doppia integrazione dell'accelerazione relativa (fino a che lo spostamento relativo si annulla)



Metodo degli spostamenti: Modello di Newmark



Accelerazione di primo scorrimento

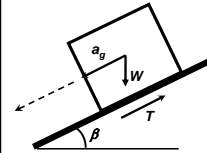


Calcolo dell'accelerazione critica a_c che induce il primo scorrimento relativo tra il blocco ed il piano:

$$\begin{cases} T = m \cdot a_c + W \sin \beta \\ T = W \cos \beta \cdot \tan \phi \end{cases} \Rightarrow m \cdot a_c + W \sin \beta = W \cos \beta \cdot \tan \phi$$

$$a_c = \frac{W}{m} \cdot (\cos \beta \cdot \tan \phi - \sin \beta) = g \cdot (\cos \beta \cdot \tan \phi - \sin \beta)$$

Accelerazione relativa



Forza agente sul blocco nella direzione dello scorrimento

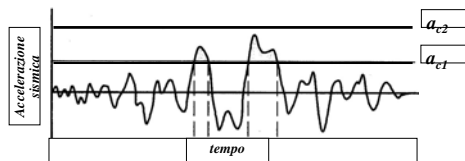
$$F = m \cdot a_g + W \sin \beta - W \cos \beta \cdot \tan \phi$$

Da considerazioni di equilibrio dinamico si ha: $F = m \cdot \ddot{x}$

$$\ddot{x} = \frac{F}{m} = \frac{m \cdot a_g + W \sin \beta - W \cos \beta \cdot \tan \phi}{m} =$$

$$= a_g - \frac{W}{m} \cdot (\cos \beta \cdot \tan \phi - \sin \beta) = a_g - a_c \Rightarrow \text{Accelerazione relativa}$$

Accelerazione relativa



Se $a_c = a_{c2} \Rightarrow a_g < a_{c2}$ e non c'è spostamento relativo $\Delta = 0$

Se $a_c = a_{c1} \Rightarrow \begin{cases} \text{Per } a_g < a_{c1} \text{ non c'è spostamento relativo } \Delta = 0 \\ \text{Per } a_g > a_{c1} \text{ si ha spostamento relativo tra il blocco ed il piano } \Delta \neq 0 \end{cases}$

Velocità e spostamento relativi

$$\ddot{x} = a_g - a_c$$

\Rightarrow Accelerazione relativa

Integrando rispetto al tempo si ha:

$$\dot{x} = x' = a_g \cdot \Delta t + x_0$$

\Rightarrow Velocità relativa

Integrando rispetto al tempo si ha:

$$x = \frac{1}{2} a_g \cdot \Delta t^2 + x_0 \cdot \Delta t + s_0$$

\Rightarrow Spostamento relativo Blocco-Piano

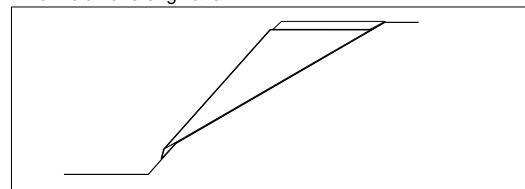
Metodi degli Spostamenti

Fasi di analisi:

- ricerca (i.e. approccio pseudostatico) della s.d.s. alla quale corrispondono condizioni di equilibrio limite ($F_s = 1$) e determinazione del coefficiente sismico critico $k_c = a_c/g$
- scelta accelerogramma di progetto
- calcolo spostamento (doppia integrazione eq. moto relativo)
- confronto tra spostamento ammissibile e quello accumulato

Metodi degli Spostamenti

Formulazione originaria:



lo spostamento calcolato dipende da:

- ampiezza e contenuto in frequenza dell'azione sismica ($a(t)$)
- caratteristiche geotecniche e geometriche del pendio (a_c)

<u>Spostamenti Ammissibili</u>		
S_{adm}	{ spostamento ammissibile del pendio spostamento ammissibile delle strutture presenti	
livello di danno	spostamento (cm)	
irrelevante	< 0.5	Legg e Slosson (1984)
modesto	0.5÷5	
forte	5÷50	
severo	50÷500	
catastrofico	> 500	
livello di danno	spostamento (cm)	
V irrilevante	< 3	Idriss (1985) State of Alaska Geotech. Evaluation Criteria Committee
IV modesto	15	
III moderato	30	
II elevato	90	
I catastrofico	300	

<u>Metodi di Analisi Dinamica</u>
risoluzione delle equazioni del moto in condizioni dinamiche mediante tecniche di integrazione numerica (<i>FEM, FDM</i>)
in genere, un'analisi affidabile richiede una stima accurata di: <ul style="list-style-type: none"> • stratigrafia del sottosuolo (lungo una o più sezioni longitudinali) • stato di tensione efficace iniziale e storia di carico • regime delle pressioni interstiziali • caratteristiche di resistenza e rigidità dei terreni interessati
schematizzazione realistica del comportamento delle terre ⇒ mezzi porosi bifase (o trifase)

<u>Metodi di Analisi Dinamica</u>
In condizioni dinamiche, una descrizione affidabile del comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche richiede:
<ul style="list-style-type: none"> • uso di modelli costitutivi avanzati (plasticità cinematica includente o plasticità diffusa); • determinazione di parametri non abitualmente ottenuti in prove di sito o laboratorio convenzionali; • considerazione di un maggiore volume di terreno nelle analisi (maggiori oneri di caratterizzazione e maggiori incertezze).

<u>Metodi di Analisi Dinamica</u>
<ul style="list-style-type: none"> • la stabilità è governata da una combinazione di condizioni geologiche, geotecniche e sismiche mai completamente conoscibili e spesso difficilmente modellabili; • l'accuratezza delle analisi numeriche è molto maggiore dell'affidabilità con cui possono essere definiti i parametri di input sismico e geotecnico; • i risultati possono essere poco rappresentativi della realtà: ⇒ affinamento dell'analisi solo apparente; • le analisi dinamiche sono appropriate per le dighe in terra: <ul style="list-style-type: none"> - la loro importanza giustifica l'onere di indagini e mezzi di analisi più sofisticate; - geometria, caratteristiche meccaniche e condizioni idrauliche note con buona approssimazione.