



ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

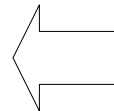
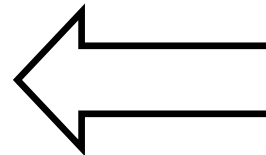
1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

Parte II - Analisi geotecnica del sito

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

Parte III – Opere geotecniche

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

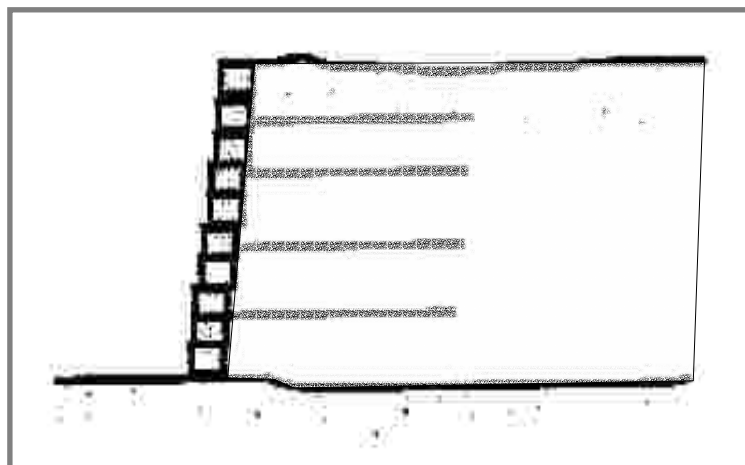
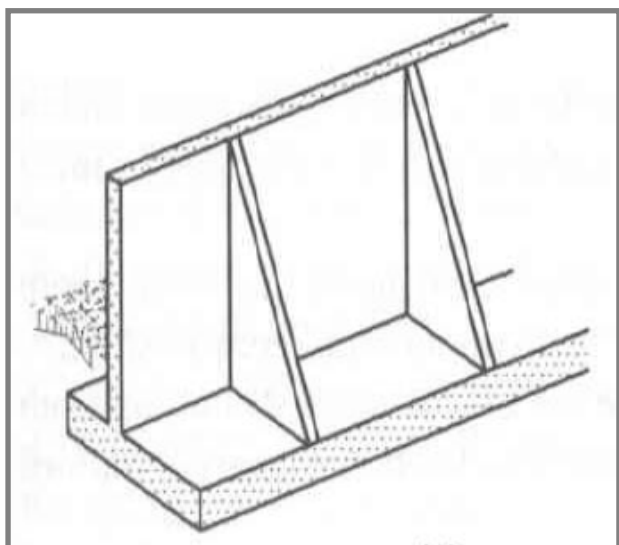
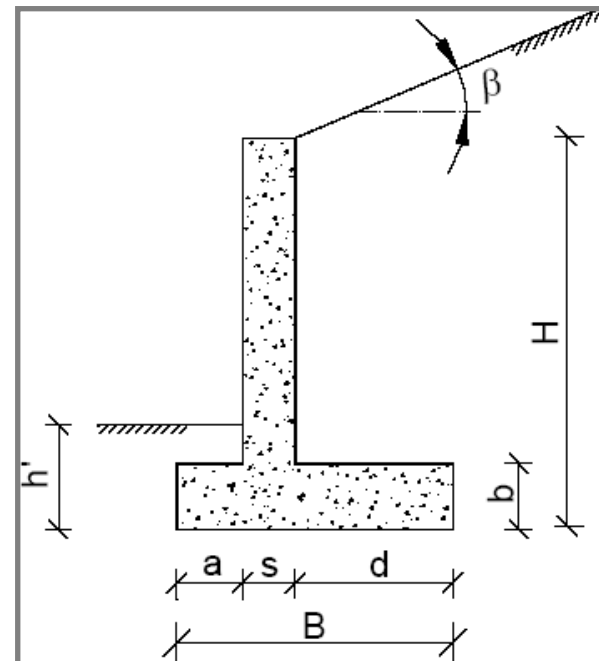
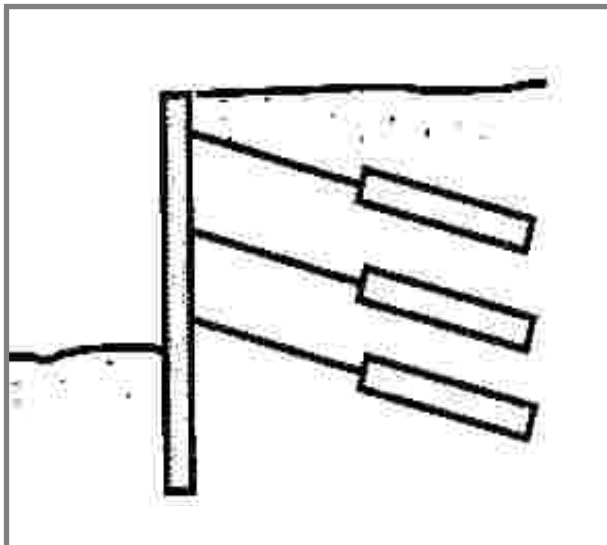
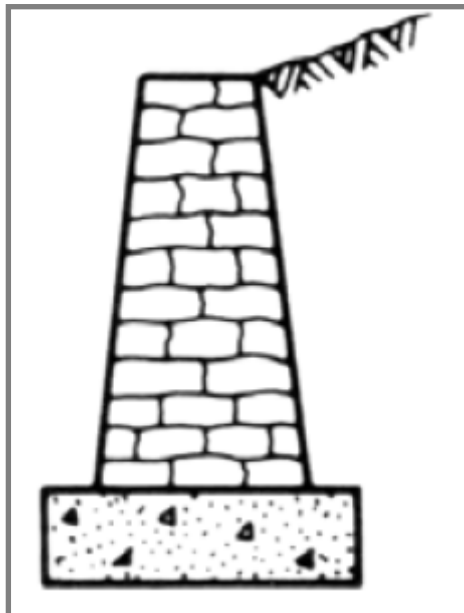


D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.5 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- **muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- **paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- **strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, terra rinforzata, muri cellulari).





CRITERI DI PROGETTAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO

I criteri di progettazione delle opere di sostegno si basano essenzialmente su due tipi di verifiche, relativamente a specifiche condizioni di **STATO LIMITE**:

- verifica della sicurezza rispetto a predefiniti meccanismi di collasso (scorrimento, ribaltamento, carico limite, stabilità globale), mediante metodi dell'equilibrio limite in cui il terremoto può essere modellato attraverso azioni statiche equivalenti (metodi pseudostatici).
- verifica della ammissibilità dei valori di grandezze che "identificano" la prestazione dell'opera (deformazioni e spostamenti in senso lato) mediante metodi che simulano la reale natura "dinamica" dell'azione sismica.

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

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

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

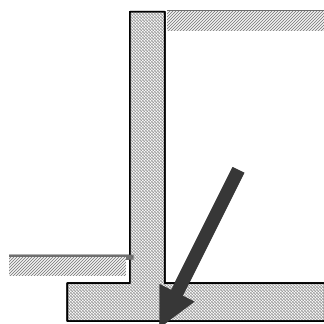
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

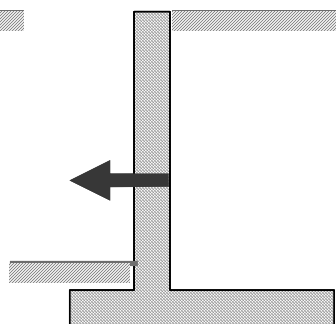
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



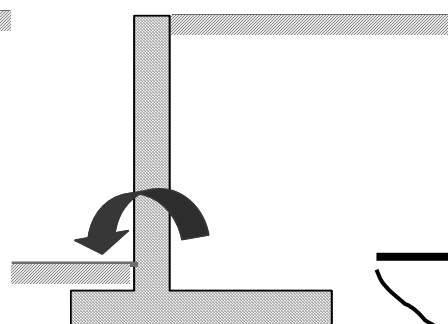
STATI LIMITE: OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITA'



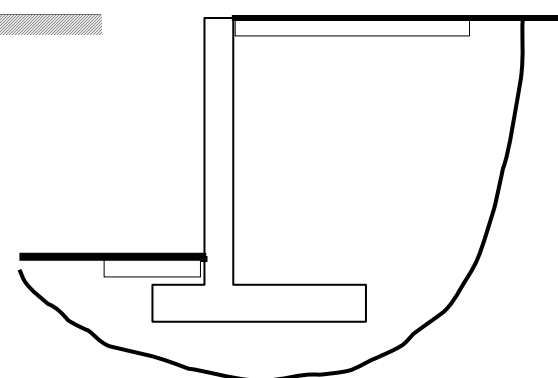
**rottura per
carico limite**



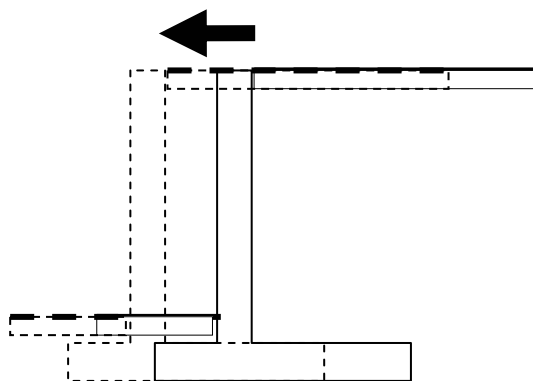
**rottura per
scorrimento**



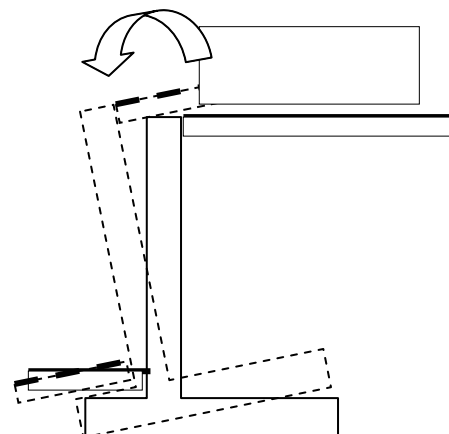
ribaltamento



instabilità globale



**spostamento limite
per scorrimento**



**spostamento limite
per rotazione**



STATI LIMITE : OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITA'

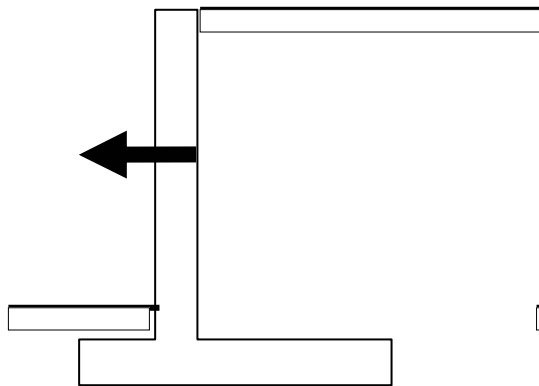
- 1) Rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;**
- 2) Rottura per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione;**
- 3) Ribaltamento dell'opera (intorno al piede o alla sommità);**
- 4) Rottura dell'insieme struttura-terrapieno-terreno di fondazione;**
- 5) Spostamento limite per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione;**
- 6) Spostamento limite per rotazione dell'opera intorno al piede o alla sommità;**
- 7) Rottura dell'elemento strutturale.**



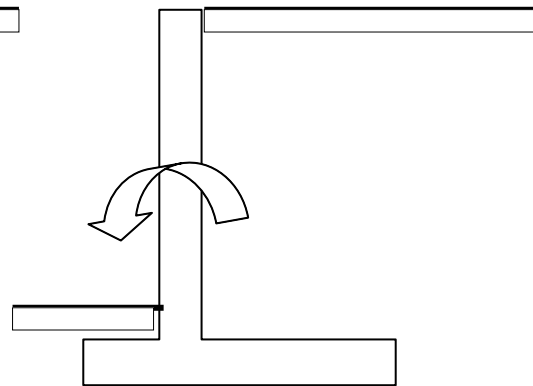
STATI LIMITE E VERIFICHE DI SICUREZZA

COEFFICIENTI DI SICUREZZA GLOBALI

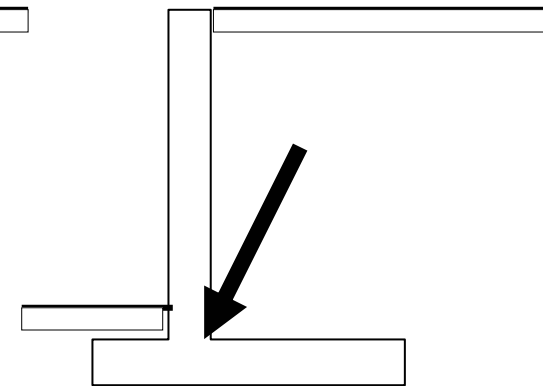
D.M. 11.03.1988



Scorrimento $F_s = 1,3$



Ribaltamento $F_s = 1,5$



Carico limite $F_s = 2,0$

Verifica globale del pendio $F_s = 1,3$

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

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

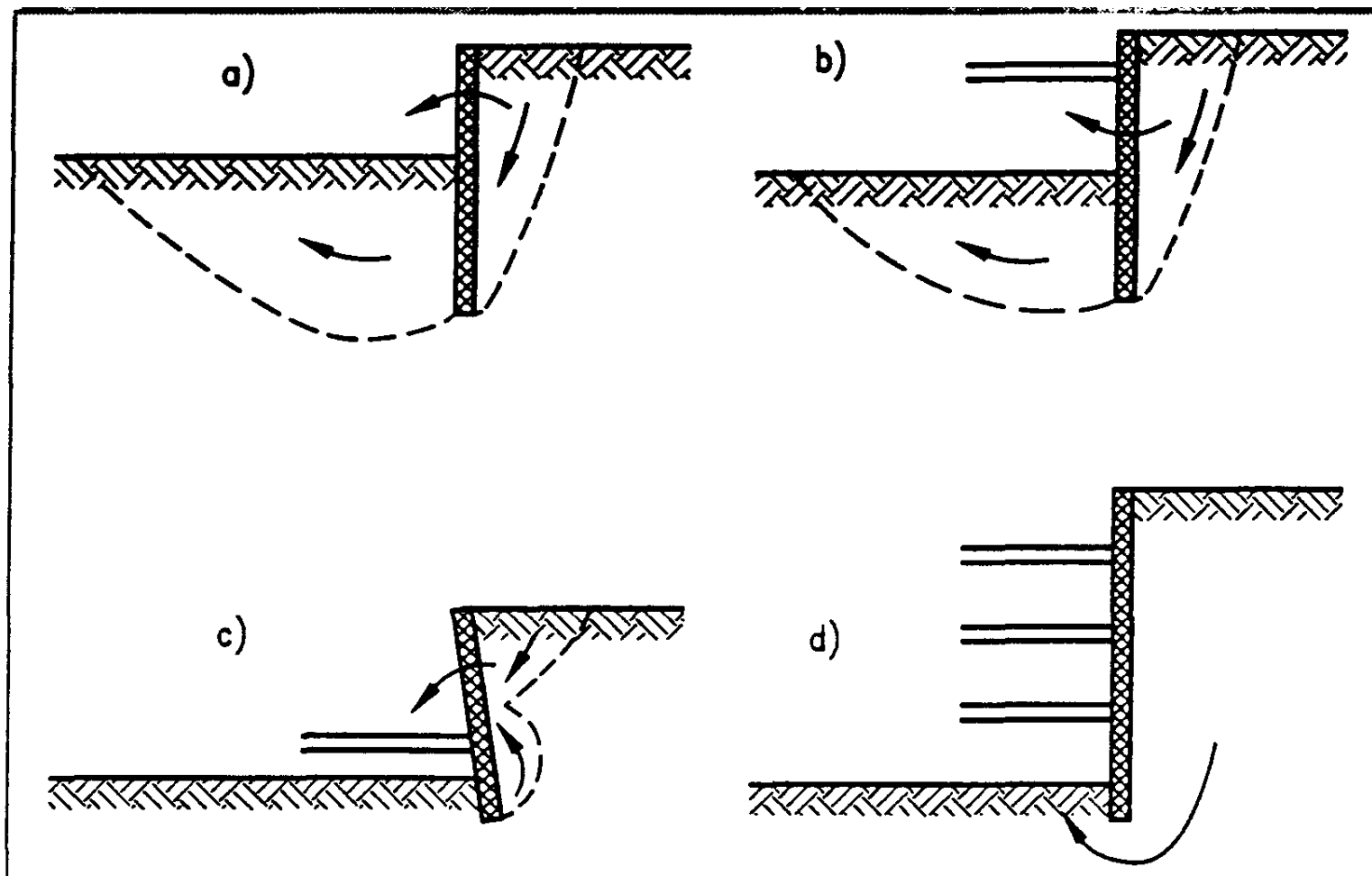
- collasso per rotazione intorno a un punto (moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in cond. *n.d.*;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

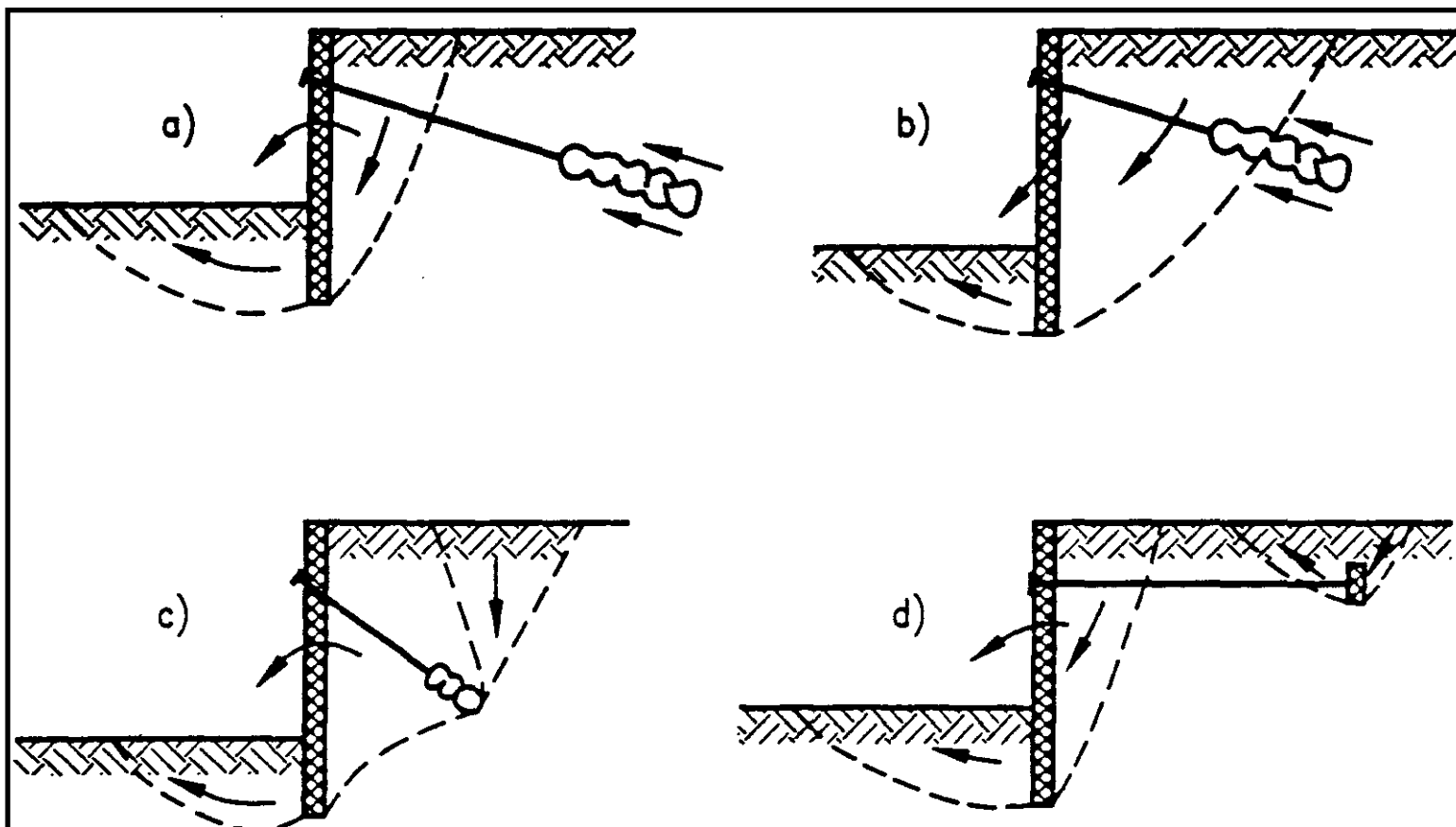


STATI LIMITE: PARATIE



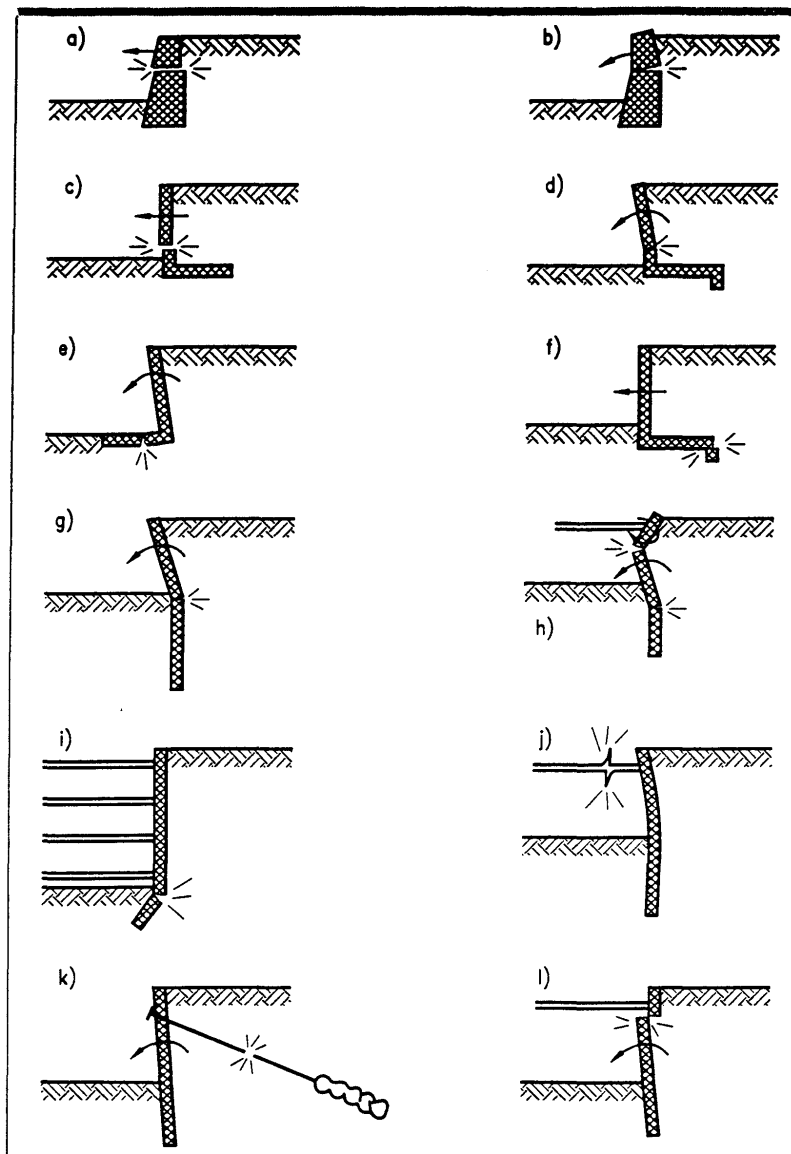


PARATIE : STATI LIMITE TIPO STRUTTURALE





STATI LIMITE TIPO STRUTTURALE

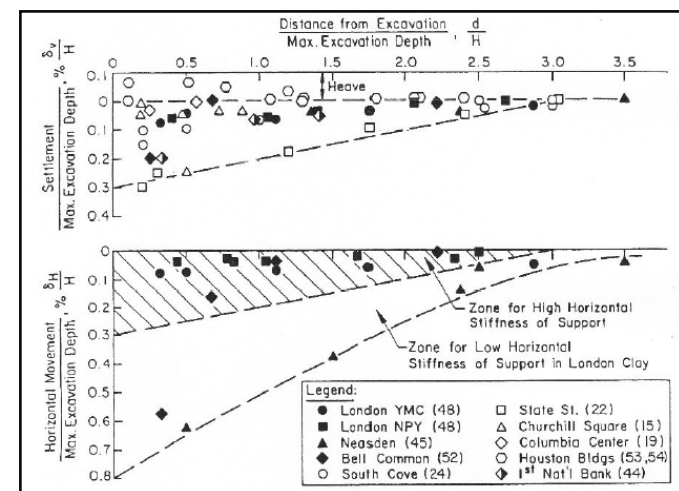
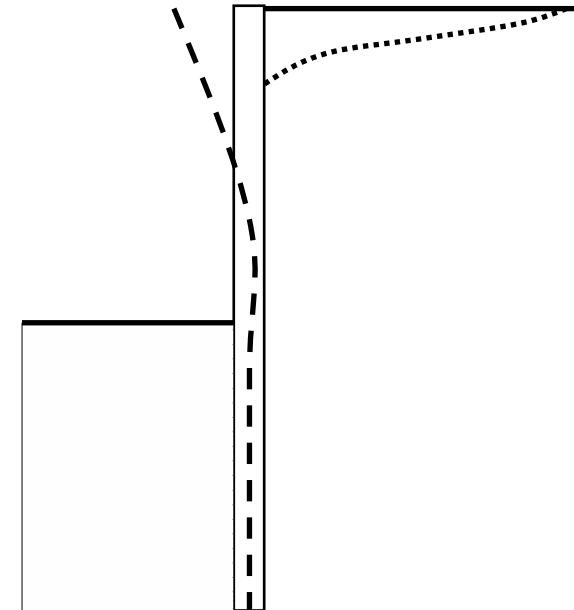


D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.



7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11.6 Opere di sostegno

7.11.6.1 Requisiti generali

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto. Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di strutture interagenti con essa.

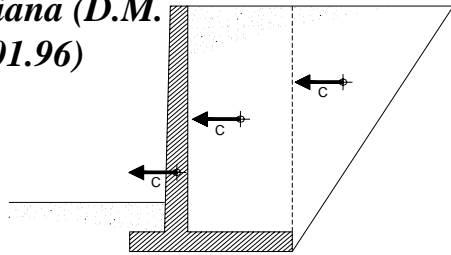
L'analisi sismica deve comunque portare in conto i seguenti aspetti:

- **effetti inerziali nel terreno**, nelle strutture di sostegno e nei carichi aggiuntivi;
- comportamento anelastico e **non lineare del terreno**;
- effetto della distribuzione delle **pressioni interstiziali**, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- **condizioni di drenaggio**;
- influenza degli **spostamenti** dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

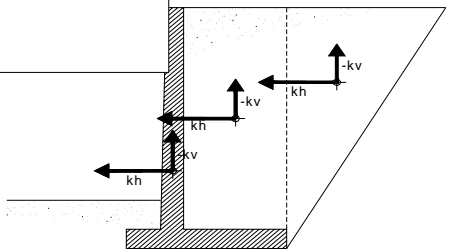
Schematizzazione delle forze d'inerzia nelle NORMATIVE

*Normativa
Italiana (D.M.
16.01.96)*

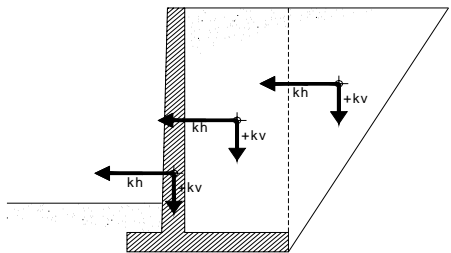


← **Normativa Italiana (D.M. 16.01.96)**

EC8-Parte 5



← **EC8 – Parte 5**





CONSIDERAZIONI GENERALI

Lo studio del comportamento sismico delle opere di sostegno pone in generale notevoli difficoltà.

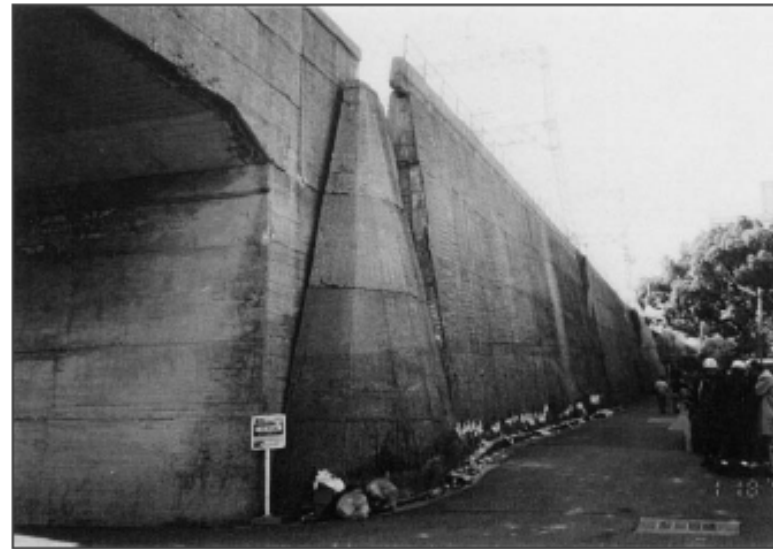
L'interazione dinamica tra struttura e terreno è alquanto complessa, essendo condizionata dalle loro deformabilità e dalle caratteristiche del moto sismico.

I tradizionali metodi di progetto e/o di verifica delle opere di sostegno si basano, tuttavia, su importanti ipotesi semplificative.

Le osservazioni sul comportamento reale delle opere di sostegno in occasione di eventi sismici passati, hanno messo in evidenza una discreta risposta di tali manufatti, tranne che in casi particolari (come il terremoto di Kobe, 1995).



Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995



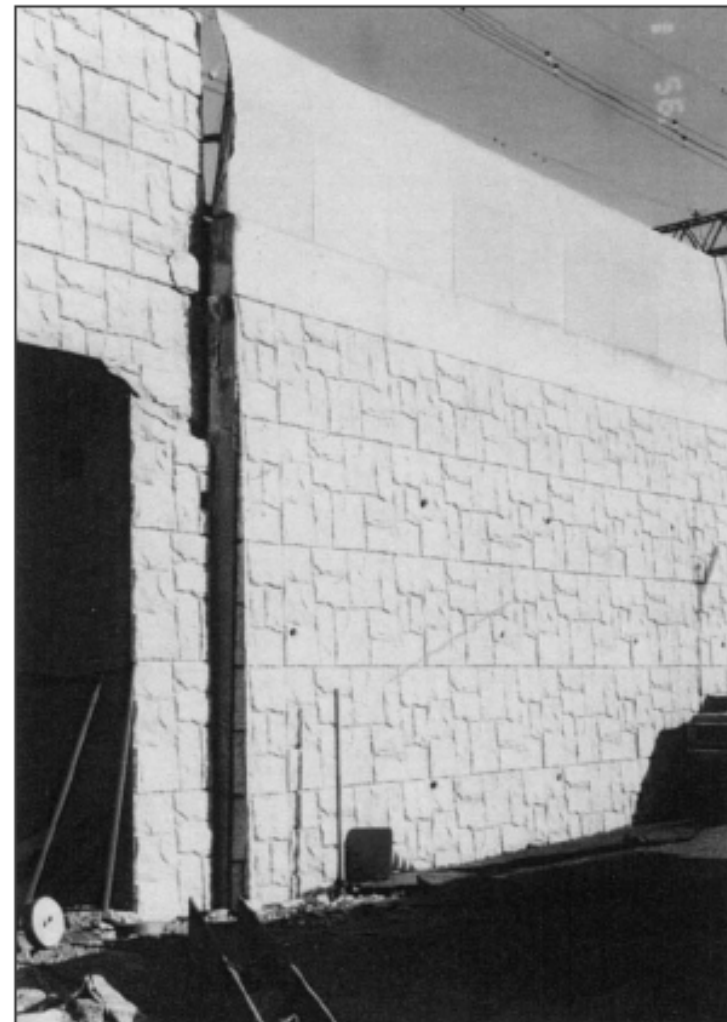
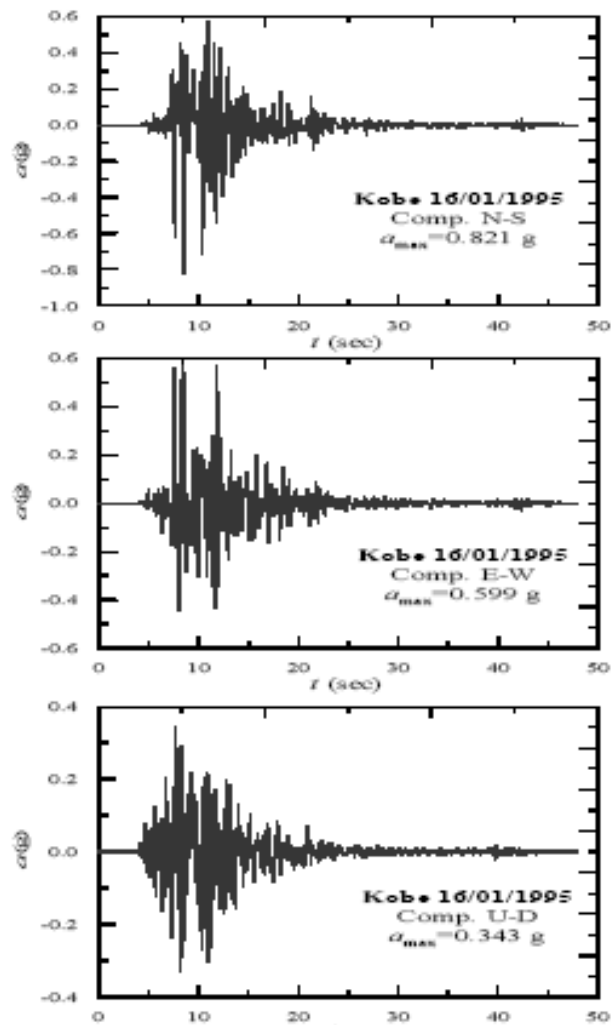
Esempi di collasso
di muri di sostegno

- Perdita di stabilità
- Eccessive deformazioni



Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995

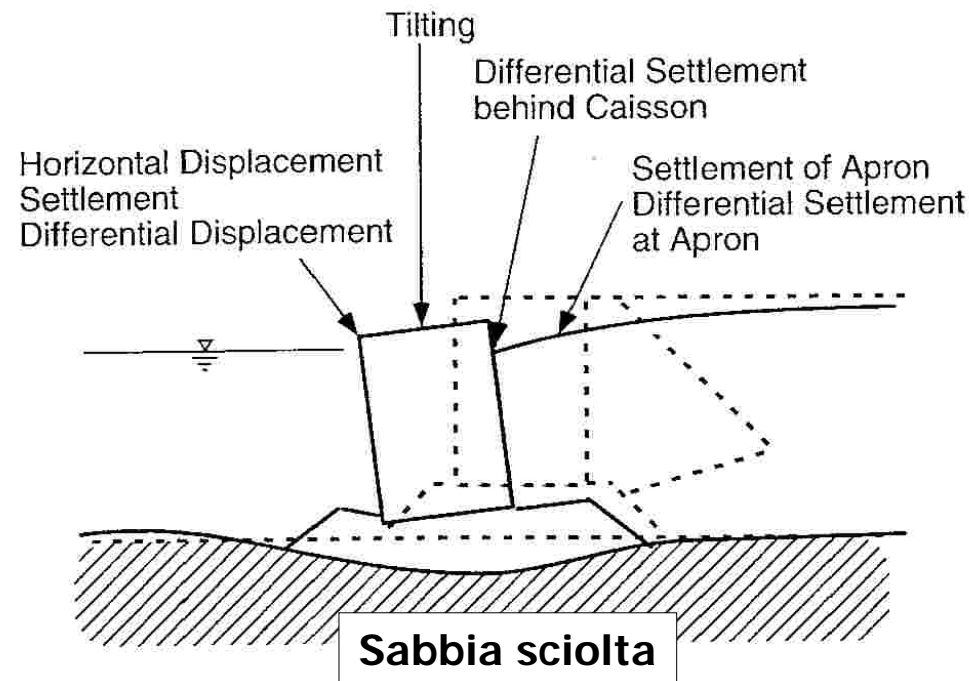
Esempi di collasso di muri di sostegno





CONSIDERAZIONI GENERALI

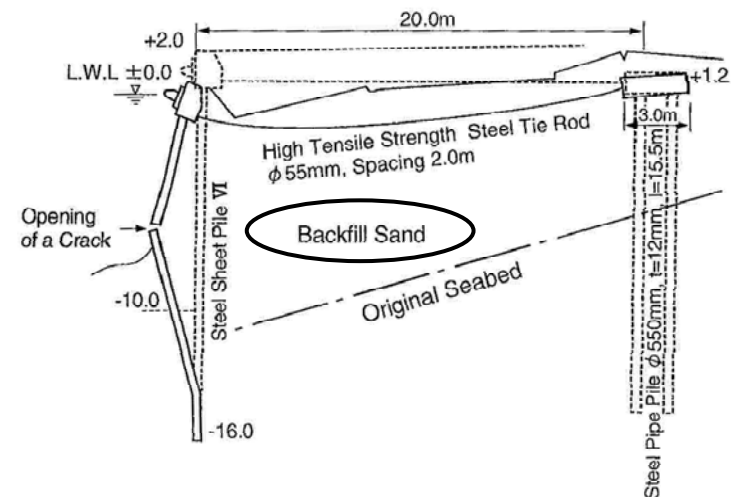
Danni ingenti osservati nelle strutture di sostegno sono stati quasi sempre conseguenti a fenomeni di liquefazione verificatisi nei terreni sabbiosi a tergo o a valle delle opere, oppure nei terreni di fondazione.



Muro a cassoni danneggiato nel porto di Kobe (Giappone) nel 1995



CONSIDERAZIONI GENERALI



Paratia di pali danneggiata nel porto di Akita (Giappone) nel 1983

IMPORTANTE - Preliminarmente alla progettazione vera e propria, essenziale verificare l'assoluta sicurezza rispetto a potenziali fenomeni di liquefazione in tutti i terreni che interagiscono con l'opera.



CONSIDERAZIONI GENERALI

Danni ingenti sono stati osservati per malfunzionamento od occlusione totale dei sistemi di drenaggio (anche in condizioni statiche).

Pertanto, il sistema di drenaggio, laddove possibile, deve essere opportunamente realizzato in modo da conservare la propria efficienza anche in presenza di eventuali spostamenti e rotazioni indotti dal sisma (transitori o permanenti), e compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

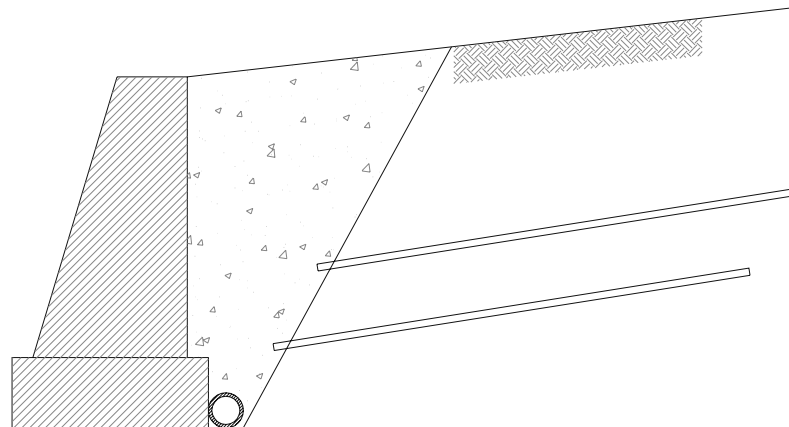


Opere di sostegno a gravità e opere in terra rinforzata

Vengono realizzate dopo l'esecuzione dello scavo

possibilità di realizzare interventi di drenaggio
pressioni interstiziali assenti

possibilità di modificare il terrapieno
terrapieno omogeneo
terreni a grana grossa



7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11.6 Opere di sostegno

7.11.6.2.1 *Metodi di analisi*

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i **metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti**.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i **metodi dell'equilibrio limite**. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle **verifiche allo stato limite ultimo**, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume **valore unitario**. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello **stesso punto di quella statica**. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a **metà altezza del muro**.



ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA

Un elemento originale, e certamente razionale delle NTC, è l'adozione del coefficiente β_m che tiene conto di eventuali spostamenti ammissibili per l'opera



Si riduce l'azione sismica in funzione della possibilità che l'opera possa subire spostamenti



METODI DI ANALISI

I metodi di analisi possono essere raggruppati nei seguenti tre insiemi a livello di complessità e, generalmente, di affidabilità crescente:

- ✓ metodi empirici ed analisi pseudostatiche;**
- ✓ analisi dinamiche semplificate;**
- ✓ analisi dinamiche complete.**

L'utilizzazione delle diverse metodologie di analisi deve corrispondere alla classe di prestazione richiesta per l'opera in progetto.



Metodi di Analisi

Analisi pseudo-statica

- L'azione sismica è rappresentata con un insieme di forze staticamente applicate
- Si analizza una situazione di incipiente collasso (equilibrio limite, analisi limite)
- Si valuta l'equilibrio in termini di forze e momenti resistenti e destabilizzanti

Metodi degli spostamenti $\Rightarrow S_{max}$

- Situazione di incipiente collasso \Leftrightarrow **Accelerazione critica**
- Doppia integrazione di una storia delle accelerazioni $a(t)$ [Newmark, 1965]



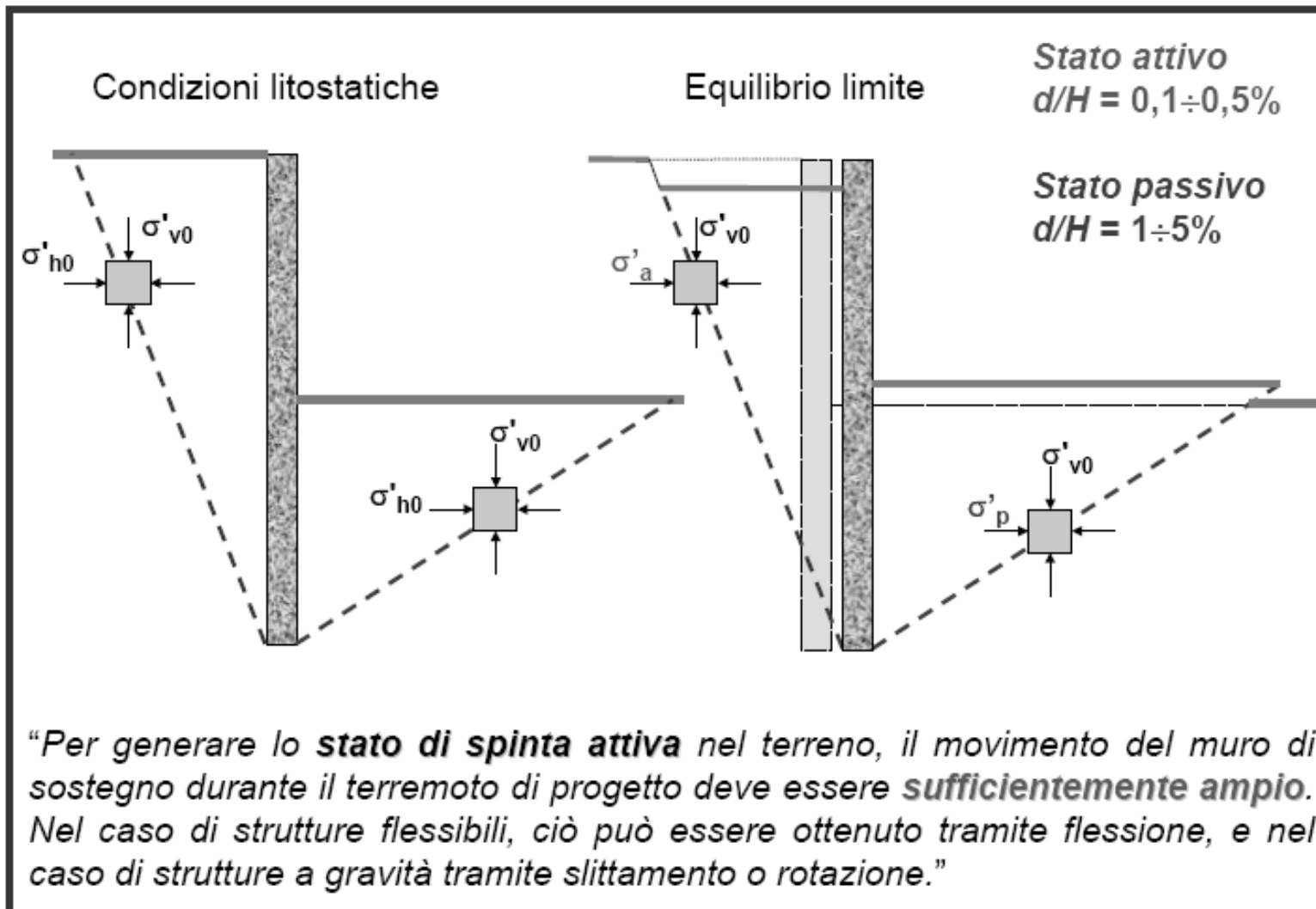
- Metodi semplificati: correlazioni tra S_{max} e **parametri sismici** significativi
- Analisi disaccoppiata: metodo di Newmark con $a(t)$ da analisi di risposta sismica locale 1D

Analisi dinamica 2D o 3D

- Risoluzione delle equazioni del moto in condizioni dinamiche
 - terreno \Rightarrow mezzo poroso bifase con comportamento elasto-plastico



Modelli di riferimento: stati limite attivo e passivo



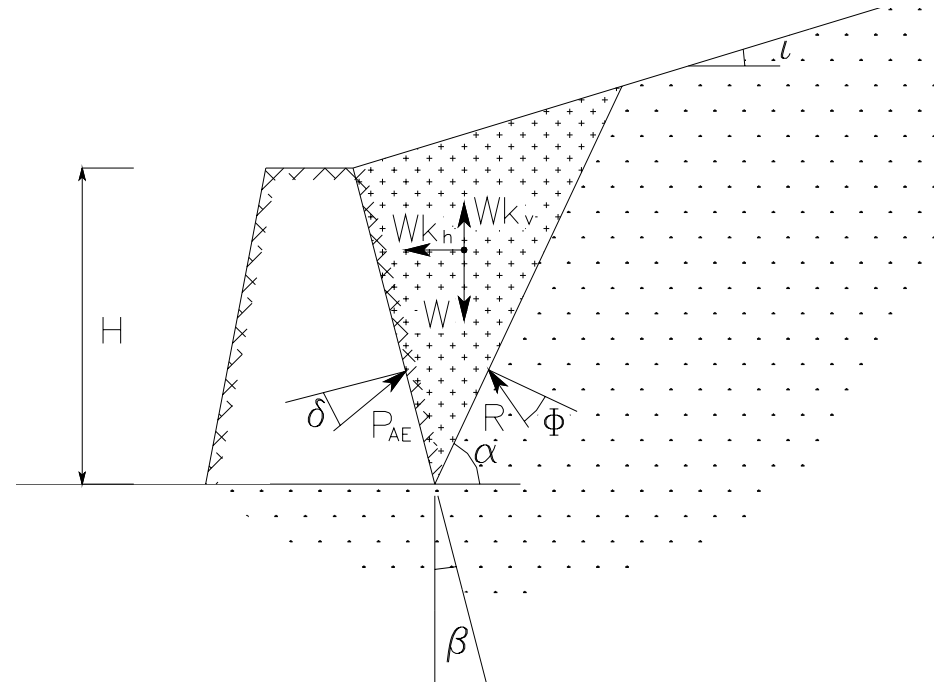


ANALISI PSEUDOSTATICHE: Teoria di Mononobe e Okabe (M.O.)

Le analisi pseudostatiche consistono in analisi per la valutazione di condizioni di equilibrio limite dell'insieme manufatto – terreno - fondazione.

Le forze d'inerzia indotte dal sisma sono trasformate in azioni statiche equivalenti.

La spinta del terreno può essere valutata con la formula di Mononobe (1929) e Okabe (1926), che è un'estensione della classica teoria di Coulomb (1776), valida in condizioni statiche, al caso di presenza di sisma.





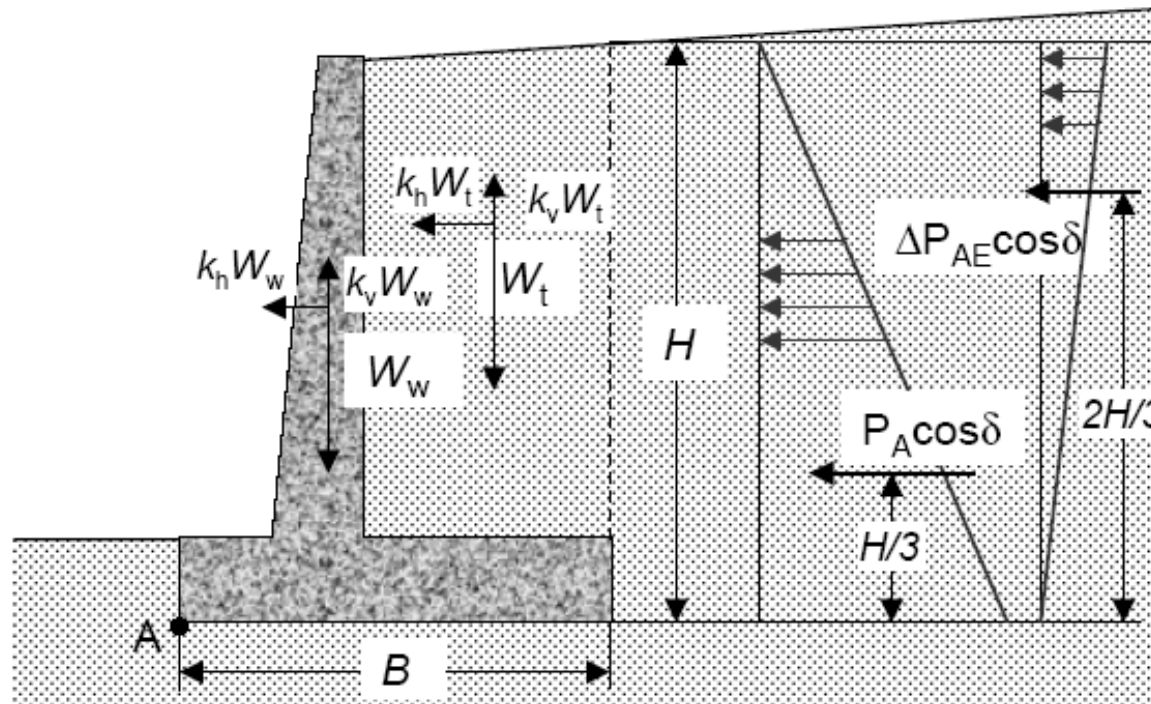
ANALISI PSEUDOSTATICHE: teoria di Mononobe e Okabe (M.O.)

IPOTESI

- ✓ Terreno omogeneo, incoerente e asciutto
- ✓ Comportamento rigido-plastico e criterio di resistenza di Mohr-Coulomb,
- ✓ Cuneo di rottura rigido, soggetto ad accelerazioni sismiche costanti, uguali a quelle agenti alla base del manufatto;

GEOMETRIA

- ✓ Paramento interno del muro piano e comunque inclinato
- ✓ Superficie limite del terrapieno piana, eventualmente inclinata
- ✓ Superficie che delimita inferiormente il cuneo anch'essa piana, e passante per il tacco del muro.



D.M. 16.01.96

per $k_v = 0$:

$$P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 K_{AE}$$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

$$P_A = \frac{\gamma}{2} H^2 K_A$$

$$\Delta P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 (K_{AE} - K_A)$$

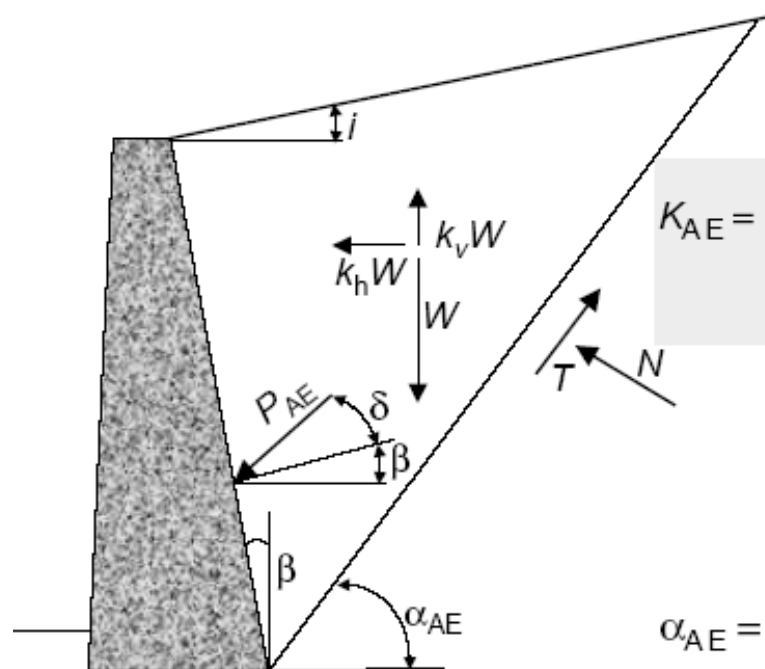
la spinta dinamica ΔP_{AE} deve essere applicata ad $H/2$

$k_v \neq 0$



Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): caso attivo

Valida per terreno incoerente $c'=0$



$$P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 K_{AE} (1 - k_v)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$\alpha_{AE} = \varphi - \vartheta + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi - \vartheta - i) + C_{1E}}{C_{2E}}$$

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta - i) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]}$$

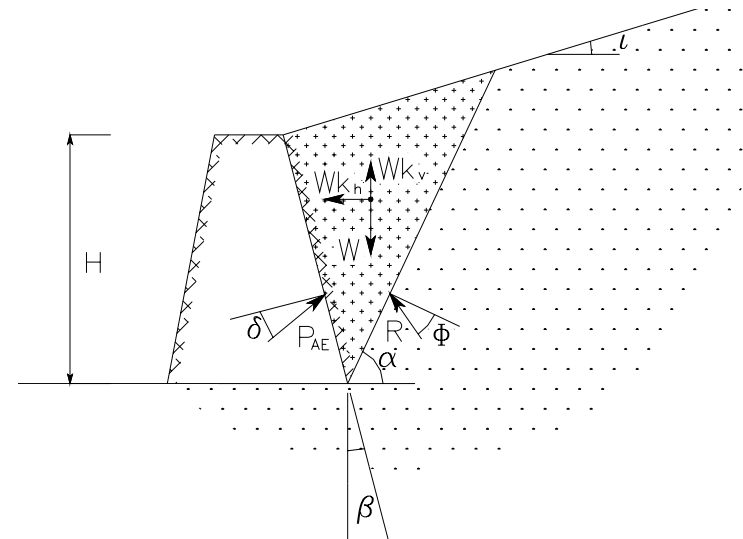
$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]$$



Teoria di Mononobe e Okabe : SPINTA ATTIVA

Nella condizione di equilibrio limite attivo (spostamento del muro verso valle), la **spinta attiva** del terrapieno (**statica + sismica**) è pari a:

$$S_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$



dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno;

k_v = coefficiente sismico verticale;

K_{AE} = coefficiente di spinta attiva del terreno (statica + dinamica);

H = altezza del muro.

Teoria di Mononobe e Okabe : COEFFICIENTE K_{AE}

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta - \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

ϕ' = angolo di attrito interno del terreno;

β = inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale;

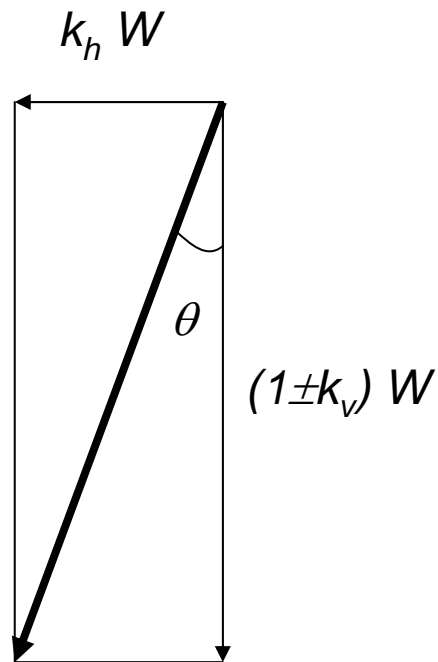
δ = angolo di attrito terra-muro;

i = inclinazione della superficie limite del terrapieno;

θ = inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia;
agenti sul cuneo di spinta.

Teoria di Mononobe e Okabe : SIGNIFICATO FISICO DI θ

$$\tan \theta = \frac{k_h \cdot W}{W - k_v \cdot W} = \frac{k_h}{1 - k_v}$$



**K_h e K_v sono i coefficienti sismici
orizzontale e verticale**

**L'angolo θ è l'inclinazione sulla verticale
della risultante delle forze di massa
(peso proprio + azione statica del sisma)**

Per il DM 96 non si considera il k_v

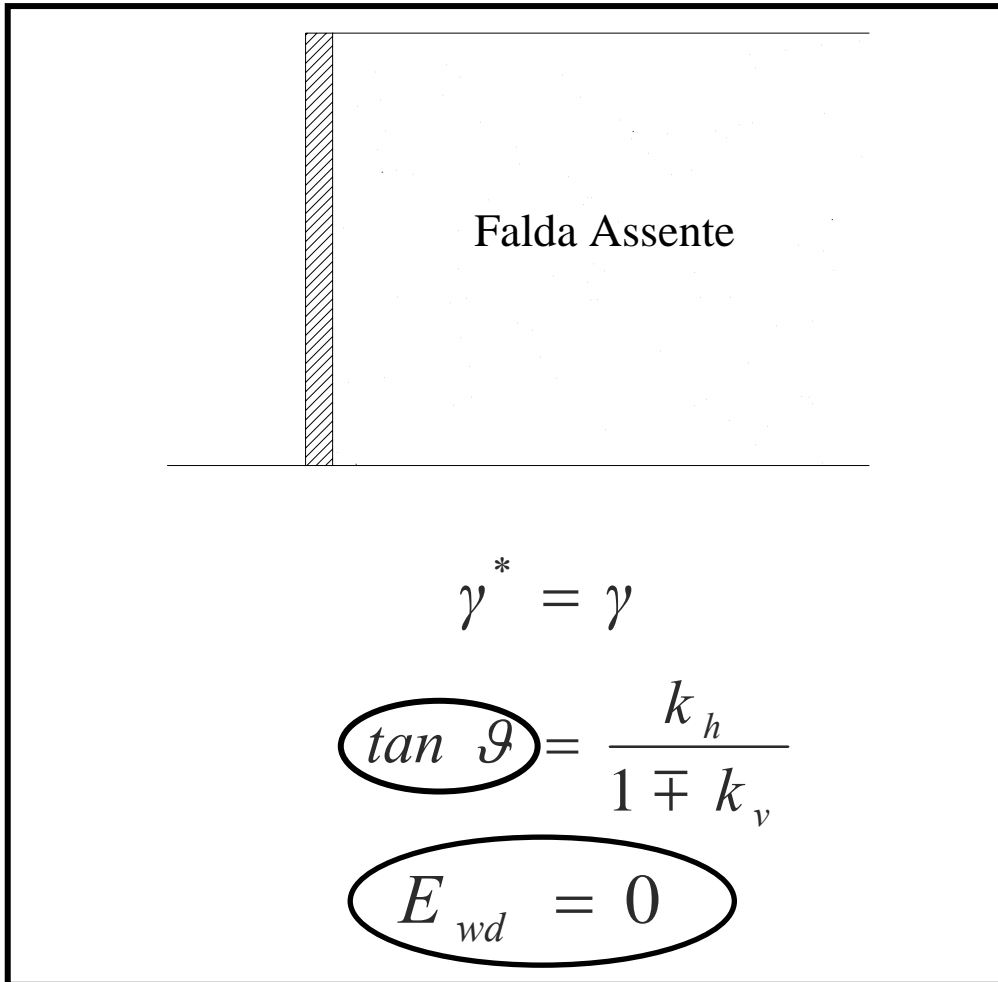
Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO

La spinta di progetto totale E_d è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno:

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + \textcircled{E_{wd}}$$

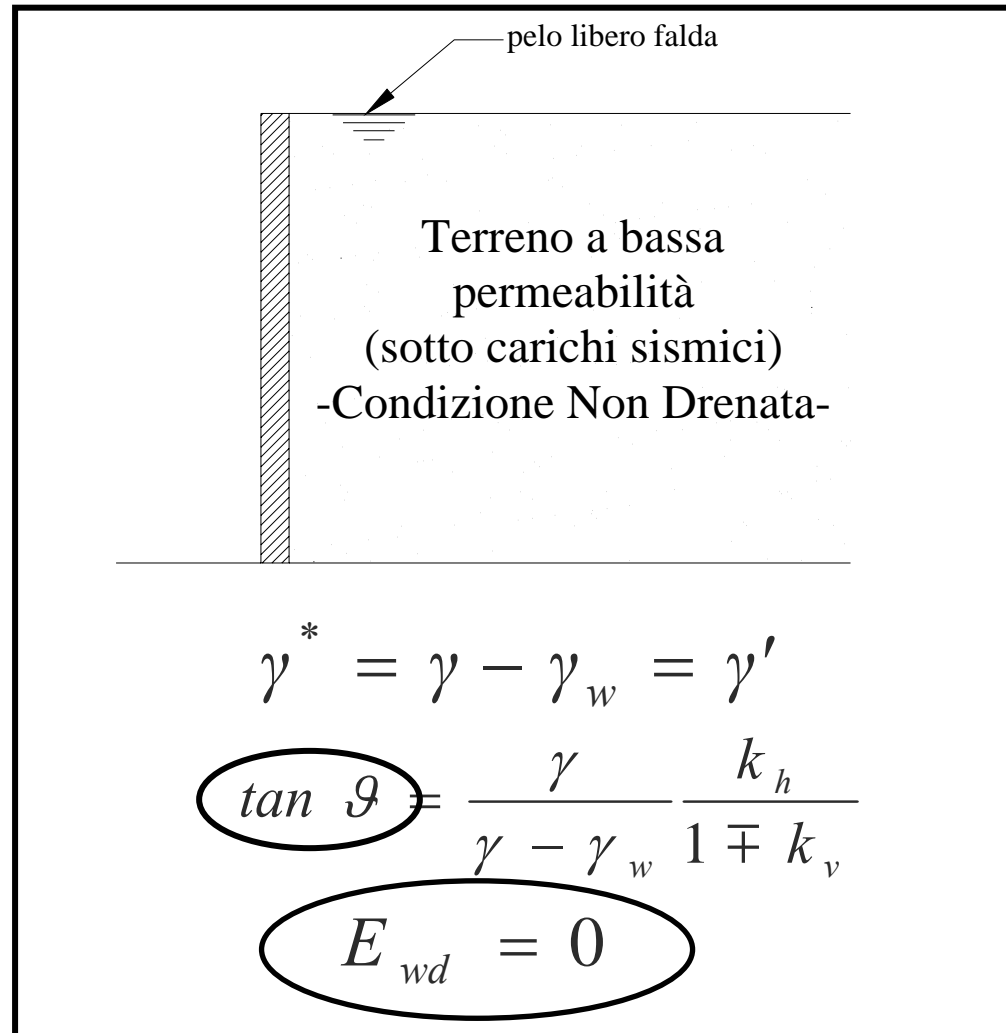
γ^*	=	peso dell'unità di volume del terreno
k_v	=	coefficiente sismico verticale
K	=	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)
H	=	altezza del muro
E_{ws}	=	spinta dell'acqua in condizioni statiche
E_{wd}	=	incremento di spinta in condizioni dinamiche

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO



Caso di
Falda assente

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO



Caso di
Terreno a bassa
permeabilità

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO

Effetto dell'azione sismica sulle pressioni dell'acqua: lato monte

Teoria di Matsuo e Ohara (1960)

pressione

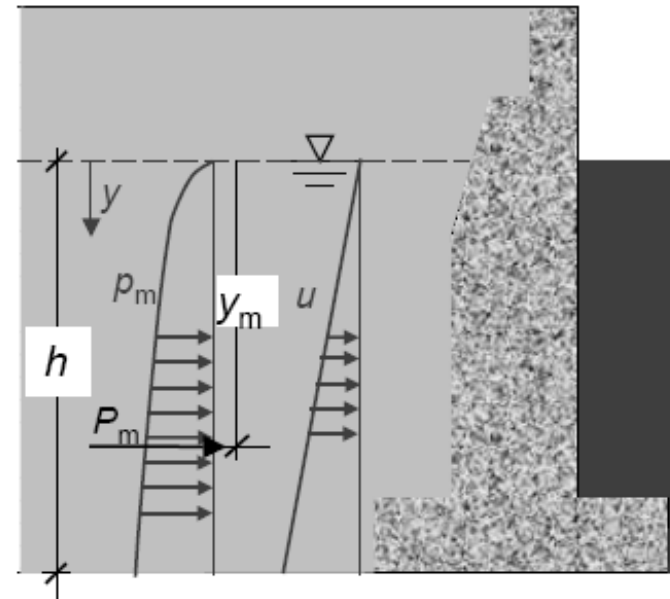
$$p_m(y) = 0.7 p_v(y) = 0.7 \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} y^{3/2}$$

spinta

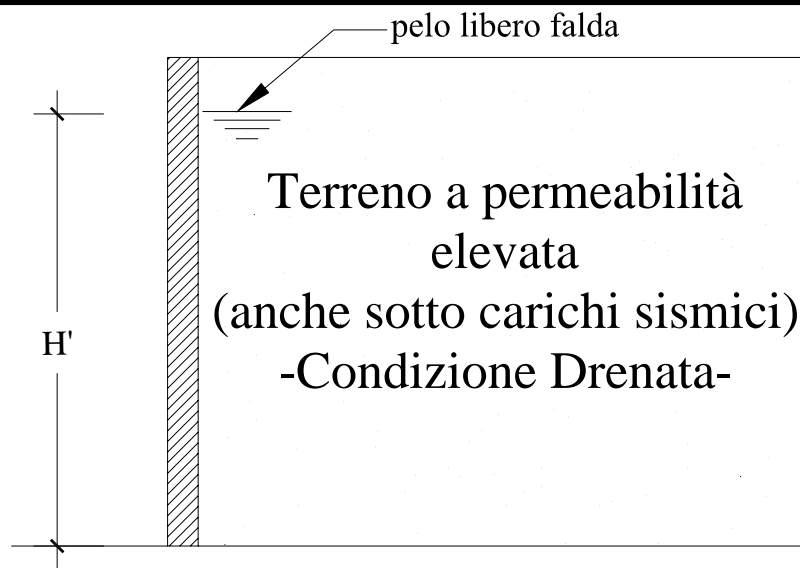
$$P_m = 0.7 P_v = 0.7 \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

braccio

$$y_m = y_v = 0.6h$$



Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO

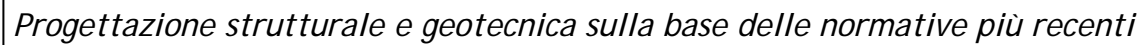


$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

Caso di
Terreno ad elevata
permeabilità



Valida per terreno incoerente $c'=0$

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \vartheta)}{\cos^2\beta \cos\vartheta \cos(\delta - \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + i - \vartheta)}{\cos(\delta - \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\alpha_{PE} = \vartheta - \varphi + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi + \vartheta + i) + C_{3E}}{C_{4E}}$$

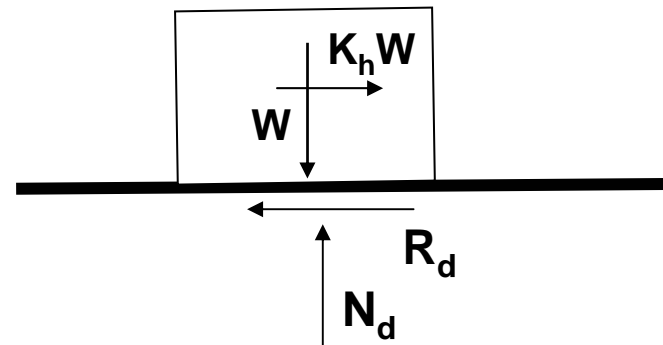
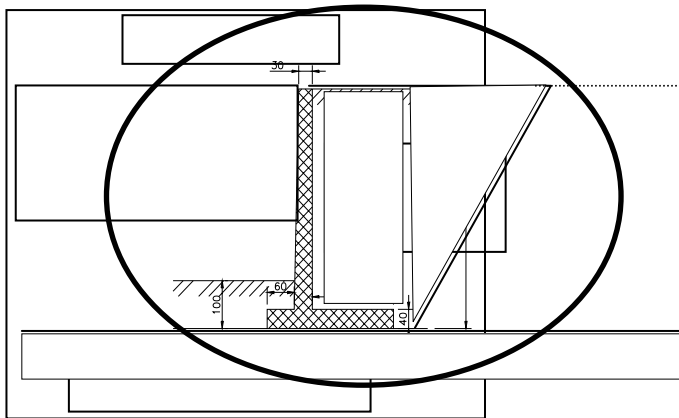
$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta + i) [\tan(\varphi - \vartheta + i) + \cot(\varphi - \vartheta + \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta - \beta) \cot(\varphi - \vartheta + \beta)]}$$

$$C_{4F} = 1 + \tan(\delta + \vartheta - \beta)[\tan(\varphi - \vartheta + i) + \cot(\varphi - \vartheta + \beta)]$$

Previsione di spostamenti con METODI EMPIRICI

In letteratura sono state proposte diverse **correlazioni**, desunte dalla elaborazione di spostamenti calcolati mediante analisi dinamiche semplificate.

In tali analisi l'interazione tra muro e terreno di fondazione viene studiata mediante il classico modello di blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale, proposto da **Newmark (1965)**.

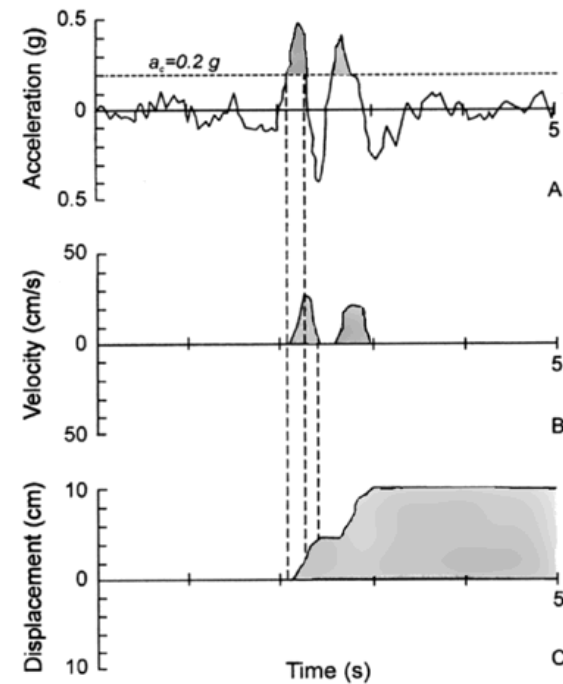
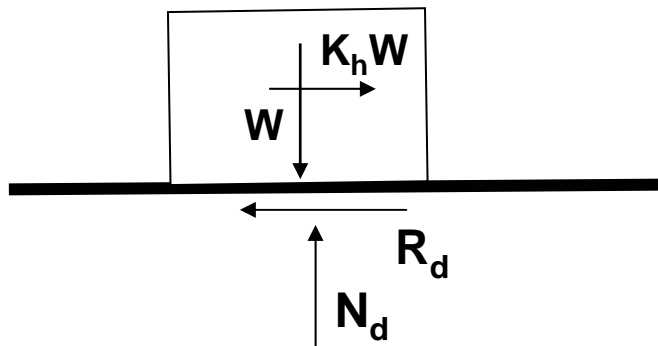


MODELLO DI NEWMARK (1965)

Il **legame** tra blocco e piano è di tipo **rigido-plastico**.

Lo scorrimento avviene quando è superata **un'accelerazione di soglia**.

Lo spostamento relativo si ottiene dalla doppia integrazione dell'accelerogramma rispetto all'accelerazione di soglia.





Accelerazione critica

Si definisce accelerazione critica quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro terreno è in condizioni di equilibrio limite, cioè $F=1$. L'equazione che fornisce l'accelerazione critica è:

$$\tan \vartheta = \tan \varphi_b - \frac{1/2 \gamma H^2 K_{AE} [\cos(\delta + \beta) - \sin(\delta + \beta) \tan \varphi_b]}{W_m}$$

Essa è implicita perché K_{AE} è funzione di ϑ e può essere risolta per tentativi, fissando un valore di ϑ ed iterando finché risulta soddisfatta.

Noto $\tan \vartheta$ si calcolano:

$$k_c = (1 - k_v) \tan \vartheta$$

Coefficiente sismico critico

$$a_c = k_c g$$

Accelerazione critica



Valutazione degli SPOSTAMENTI

Durante un terremoto l'accelerazione sismica può superare l'accelerazione critica più volte per brevi intervalli di tempo.

In tali intervalli:

- il coefficiente di sicurezza è $F < 1$, senza tuttavia implicare un completo collasso dell'opera;
- l'opera è soggetta ad una accelerazione relativa rispetto al suolo pari a $a_R = a(t) - a_c$ e subisce pertanto degli spostamenti.

I metodi dell'equilibrio limite e dell'analisi limite non forniscono indicazioni circa gli spostamenti permanenti che un muro può subire durante un evento sismico.

Previsione di spostamenti con METODI EMPIRICI

$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (inch)$$

Richards e Elms (1979)

d = spostamento relativo, in pollici (in)

V è la massima velocità (espressa in in/s) dell'accelerogramma

$$D_E = 37 \cdot \frac{V_{\max}^2}{A_{\max} \cdot g} \cdot e^{-9,4 \cdot \left(\frac{N}{A_{\max}} \right)} \cdot R_V \cdot R_Z$$

Wong (1982)

D_E = spostamento atteso (expected)

R_V = coefficiente che tiene conto delle accelerazioni verticali del suolo

R_Z = coefficiente del modello di Zarrabi (che differenzia i risultati rispetto a quelli che si otterrebbero dal modello di Newmark)

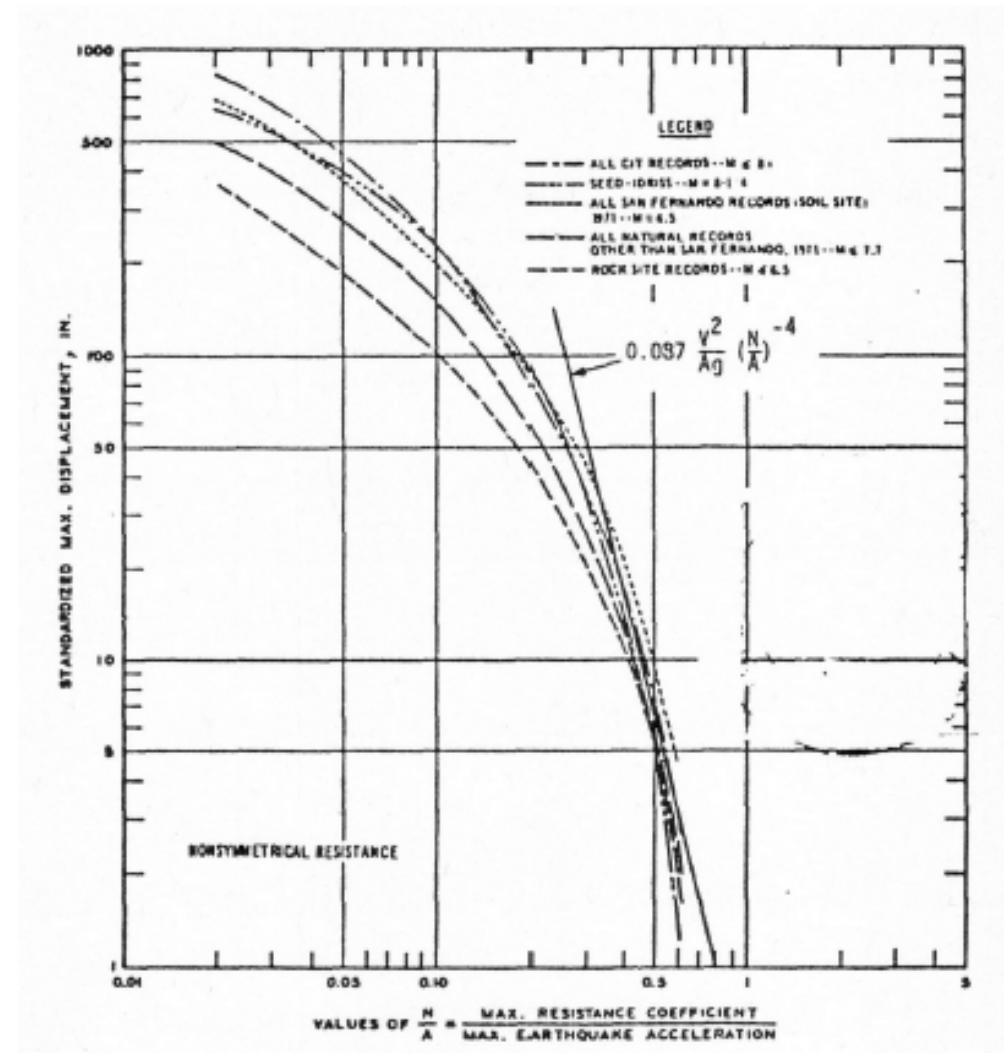
A_{MAX} e *V_{MAX}* sono i valori massimi di accelerazione e velocità dell'accelerogramma



Valutazione degli spostamenti: metodi semplificati

Richards ed Elms (1979)

$$s = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_h^2}{a_c^4}$$





STATI LIMITE E VERIFICHE DI SICUREZZA

PIANC 2001 : VALORI AMMISSIBILI DI SPOSTAMENTI E ROTAZIONI

Table 4.1. Proposed damage criteria for gravity quay walls.

Level of damage		Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV
Gravity wall	Normalized residual horizontal displacement (d/H)*	Less than 1.5%**	1.5~5%	5~10%	Larger than 10%
	Residual tilting towards the sea	Less than 3°	3~5°	5~8°	Larger than 8°
Apron	Differential settlement on apron	Less than 0.03~0.1 m	N/A***	N/A	N/A
	Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3~0.7 m	N/A	N/A	N/A
	Residual tilting towards the sea	Less than 2~3°	N/A	N/A	N/A

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall; H : height of gravity wall.

** Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

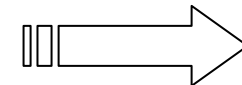
*** Abbreviation for not applicable.

Metodi di ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA

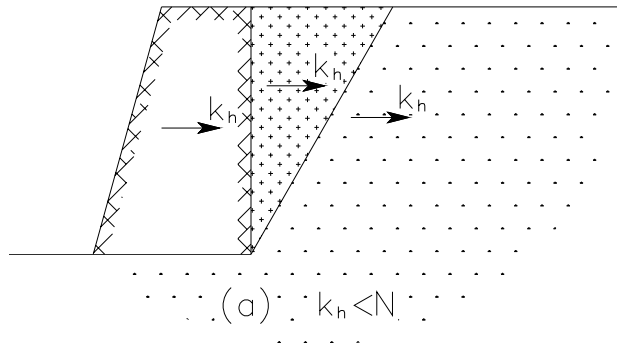
Metodi pseudostatici più sofisticati che si basano su di una caratterizzazione geotecnica di livello superiore e/o descrivono in maniera più accurata le azioni dinamiche a tergo del manufatto.

Valutazione degli spostamenti mediante modelli di blocco rigido con **integrazione numerica di accelerogrammi reali o sintetici.**

Un esempio è il modello proposto da Zarrabi (1979)

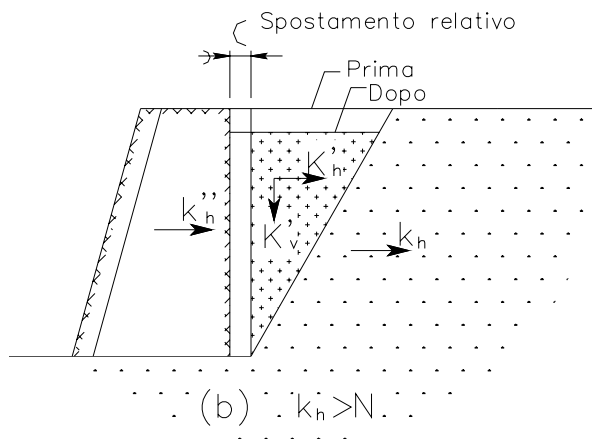


Metodi di ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA



Modello di Zarrabi (1979)

Nell'ambito del modello si impone la congruenza degli spostamenti relativi fra terreno, cuneo di spinta e muro.



Metodi di ANALISI DINAMICA COMPLETA: peculiarità

Le **analisi dinamiche complete** consentono uno studio più accurato della **interazione dinamica terreno-struttura**.

- Il comportamento del terreno viene simulato mediante modelli costitutivi decisamente più complessi e rigorosi.
- I modelli sono implementati all'interno di codici di calcolo tipo *FEM* o *FDM*, che necessitano di algoritmi numerici robusti e generalmente comportano notevoli oneri di calcolo.
- Tali metodi di analisi, ovviamente, presuppongono anche:
 - ✓ una più articolata rappresentazione spaziale delle reali azioni sismiche
 - ✓ Una caratterizzazione geotecnica più sofisticata e dettagliata.

Metodi di ANALISI DINAMICA COMPLETA

L'efficacia dei metodi di analisi dinamica completa è però subordinata ad un'adeguata determinazione dei valori dei numerosi parametri che caratterizzano struttura e terreno.

Tali metodi non sempre riescono a studiare il comportamento del sistema quando si generano deformazioni rilevanti con cinematismi accentuati lungo superfici di plasticizzazione.

E' da sottolineare però che, nell'ambito della filosofia della progettazione di tipo prestazionale, questo livello di analisi sarebbe prescritto solo per opere cui si richiede la classe di prestazione A ("agibilità") .