

# Ordine degli Ingegneri – Catania

4 maggio 2004

## Opere di sostegno in zona sismica



**Ernesto Cascone**

Università di Messina

# Normativa

## Norme vigenti:

**D.M.LL.PP. 11-03-1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

**D.M.LL.PP. 16-01-1996:** Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche

## Norme comunitarie (non cogenti):

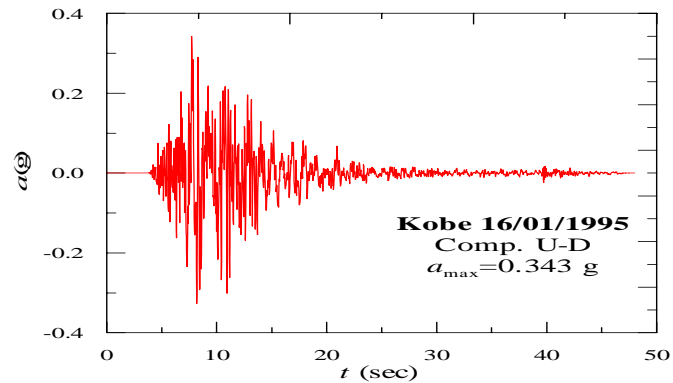
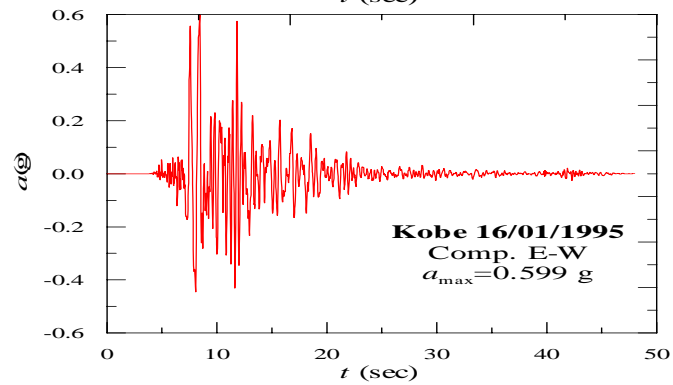
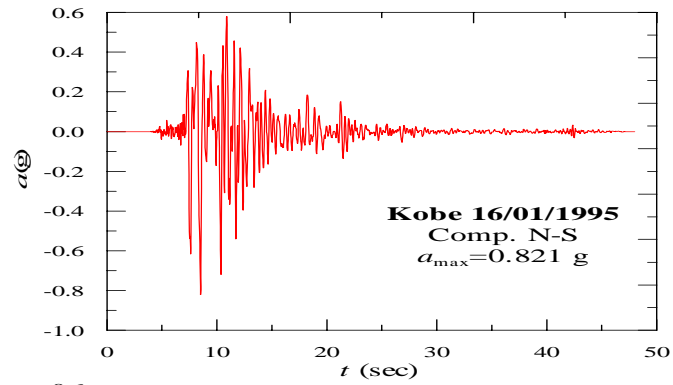
**Eurocodice 7:** Geotechnical design

**Eurocodice 8:** Design provisions for earthquake resistance of structures – part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

## Nuove norme (in vigore da novembre 2004):

**OPCM 20-03-2003 n. 3274:** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica – Allegato 4 Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.

# Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995



# Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995

Esempi di collasso di muri di sostegno



# Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995

## Esempi di collasso di muri di sostegno





# Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995

Esempi di collasso di muri di sostegno



# OPCM 20-03-2003 n. 3274

## 4 OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

### NORMA

#### 4.1 Requisiti generali:

**Mantenimento della funzionalità** durante e dopo il sisma senza danni strutturali significativi;

**ammissibilità spostamenti** (scorrimento e rotazione) purché compatibile con i requisiti funzionali ed estetici dell'opera.

**4.2 Criteri di progetto:** Materiale di riempimento controllato ed addensato; sistemi di drenaggio in grado di sopportare spostamenti senza pregiudicare la loro funzionalità; per terreni incoerenti saturi il drenaggio deve essere efficace fino ad una profondità maggiore di quella della potenziale superficie di rottura.

### COMMENTO

#### 4.1 Requisiti generali:

La funzionalità delle opere di sostegno è il presupposto per la funzionalità delle infrastrutture (strade, ferrovie) necessarie per garantire **la gestione dell'emergenza** in caso di sisma.

Definizione di uno spostamento ammissibile e valutazione degli spostamenti dell'opera

#### 4.2 Criteri di progetto:

**Prescrizioni esecutive** più che criteri di progetto

## NORMA

### 4.3 Metodi di analisi:

Qualunque metodo consolidato della dinamica delle strutture e dei terreni che includa non linearità del terreno, effetti inerziali ed effetti idrodinamici, compatibilità delle deformazioni opera, terreno e tiranti e sia comprovato dall'esperienza;

per opere di geometria ed importanza ordinaria si adotta il metodo pseudostatico.

## COMMENTO

### 4.3 Metodi di analisi:

È consentito il ricorso a metodi di analisi avanzati purché consolidati e comprovati dall'esperienza.

Nella progettazione ordinaria si continua ad adottare il metodo pseudostatico:

azione sismica = azione statica  
equivalente



# Metodi di Analisi

## Metodo pseudostatico:

- $F_s = F_R / F_D$

## Metodi degli spostamenti :

- $F_s = S_{adm} / S$

- condizioni di collasso incipiente ( $F_s = 1$ )  $\Rightarrow a_c$

(1) **Semplificati:**  $s_{isma} = a_{max}, v_{max}, P_D$   
S da relazioni empiriche

(2) **Newmark:**  $s_{isma} = a(t)$   
S da doppia integrazione dell'equazione del moto relativo

### (3) **Analisi disaccoppiata:**

- $s_{isma} = a(t)$  da analisi della risposta sismica locale (metodo LE)  
 $\Rightarrow$  effetto della deformabilità del terreno (mezzo visco-elastico)
- S da punti (1) o (2) (semplificati o Newmark)

## Metodi di analisi dinamica:

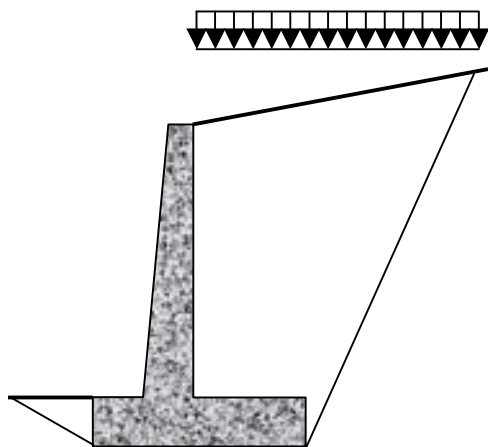
- risoluzione delle equazioni del moto in condizioni dinamiche  
(terreno  $\Rightarrow$  mezzo poroso bifase con comportamento elasto-plastico)

## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.1 Modelli di riferimento:

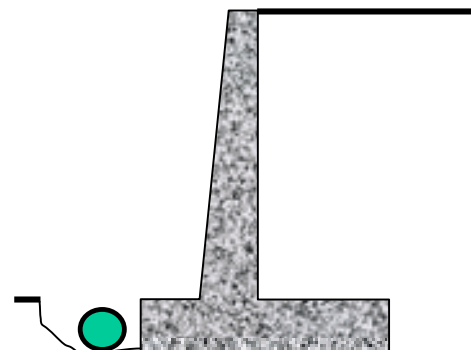
Il modello di base per l'analisi pseudo-statica deve essere costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno in stato di equilibrio limite attivo, dai sovraccarichi agenti sul cuneo e, ove presente, **da una massa di terreno alla base dell'opera in stato di equilibrio limite passivo**



### COMMENTO

#### 4.4.1 Modelli di riferimento:

La profondità del piano di posa delle fondazioni è in genere ridotta, il terreno a valle dell'opera è rimaneggiato e può essere rimosso per la realizzazione di sottoservizi (tubi, cavi, etc.). L'equilibrio deve essere garantito anche senza il contributo della massa di terreno alla base del muro. **In ogni caso la resistenza passiva deve essere ridotta del 50%** (punto D.4.1 D.M. 11.03.88).

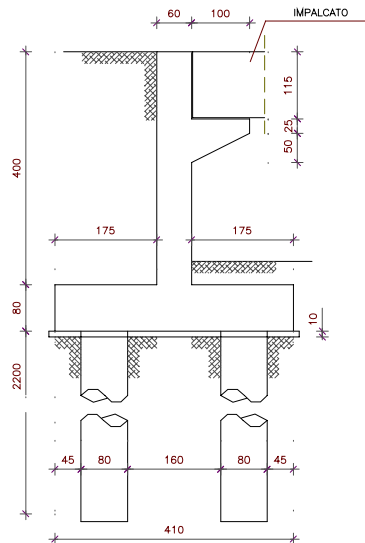


## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.1 Modelli di riferimento *continua*:

Nel caso di **strutture rigide o con spostamenti impediti** le spinte sono maggiori ed è necessario considerare il terreno in **condizioni di riposo**.



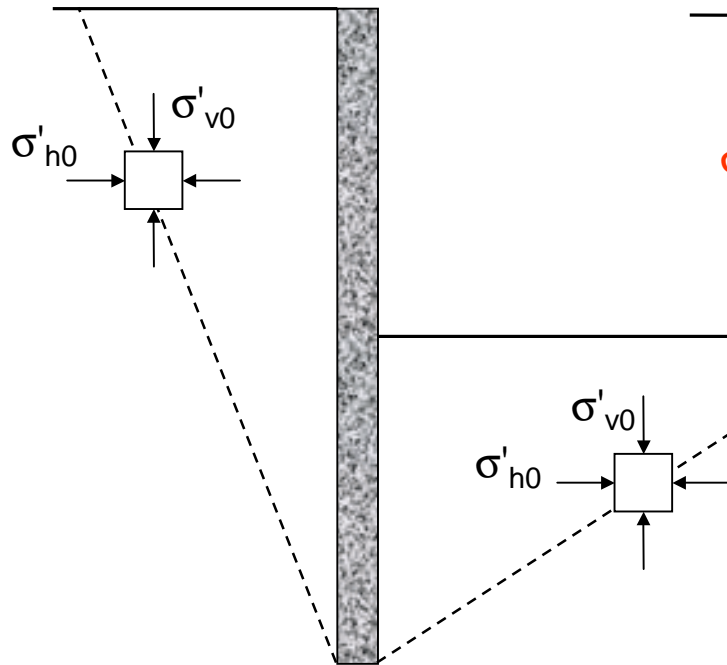
### COMMENTO

#### 4.4.1 Modelli di riferimento *continua*:

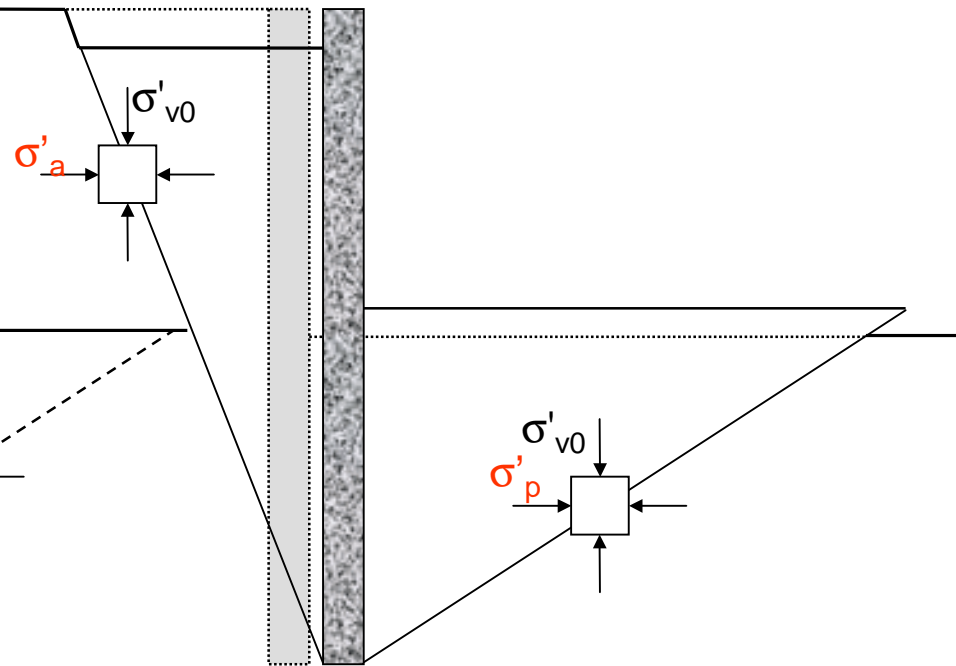
La condizione limite attiva si mobilita per spostamenti dell'ordine di qualche millesimo dell'altezza del muro. Se tali spostamenti sono impediti le spinte sono maggiori (muri di cantina solidali alle strutture dell'edificio, spalle di ponti, etc.) (cfr punto D.4.1 D.M. 11.03.88).

# Spinta su una parete: spostamento orizzontale

Condizioni litostatiche



Equilibrio limite



## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.2 Azione sismica:

L'azione sismica è rappresentata da forze statiche orizzontali e verticali; **la componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata verso l'alto o verso il basso;**

$k_v$  può essere trascurata (tranne che per i muri a gravità).

L'intensità delle forze sismiche dipende dall'entità dello spostamento ammissibile ed effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata, in assenza di studi specifici:

$$k_h = S a_g / r \quad k_v = 0.5 k_h$$

$r = 2$  per opere che ammettono spostamenti

$r = 1$  per opere che non ammettono spostamenti o per terreni incoerenti saturi (rischio liquefazione)

### COMMENTO

#### 4.4.2 Azione sismica:

L'effetto della componente verticale della accelerazione sismica è in generale trascurabile, e produce gli **effetti più sfavorevoli quando è rivolta verso l'alto.**

**L'azione pseudostatica deve essere equivalente all'azione sismica.** Il progetto va quindi condotto per un valore ridotto dell'accelerazione (fattore di riduzione  $r$ ).

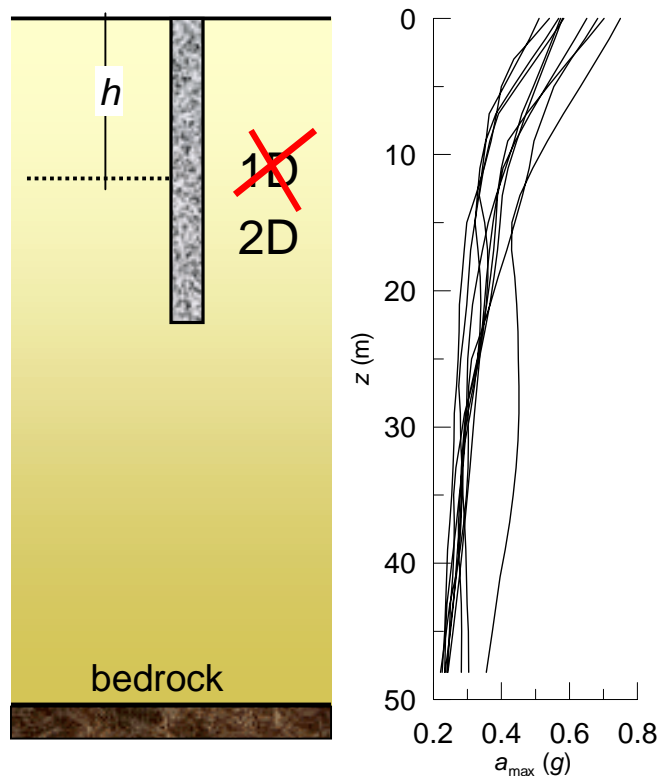


## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.2 Azione sismica *continua*:

Per  $h > 10$  m è preferibile eseguire una **analisi 1D di propagazione delle onde in condizioni di campo libero**:  
 $k_h$  = media delle accelerazioni di picco lungo  $h$ .



### COMMENTO

#### 4.4.2 Azione sismica *continua* :

**Sono necessarie indagini** volte a valutare il profilo di rigidità del deposito (cross-hole, down-hole), la profondità della formazione rigida di base (sondaggi), la legge di decadimento del modulo di taglio (colonna risonante o taglio ciclico).  
**Per alcuni dati si può ricorrere a risultati di letteratura o a correlazioni empiriche, tuttavia l'affidabilità dei risultati diminuisce sensibilmente.**

Per eseguire analisi di propagazione è necessario disporre di **accelerogrammi di progetto**.

L'affidabilità di risultati ottenuti da analisi 1D dovrebbe essere verificata (**problema 2D**).

## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.3 Spinte di calcolo:

La forza di calcolo  $E_d$  è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno (comprende anche le pressioni idrostatiche  $E_{ws}$ )

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

$K$  = coefficiente di spinta totale (statico+dinamico) calcolato secondo la teoria di M-O.

La forza dovuta alla spinta dinamica del terreno è applicata ad  $H/2$ ; nel caso di muri di sostegno liberi di ruotare al piede si può assumere che la spinta dinamica sia applicata nello stesso punto di quella statica.

$\delta = 2/3 \varphi$  condizioni attive

$\delta = 0$  condizioni passive

### COMMENTO

#### 4.4.3 Spinte di calcolo:

Viene fornita una espressione di  $K$  per il caso in cui l'inclinazione del terrapieno  $i$  sia minore di  $\varphi - \theta$ . In questo caso secondo il metodo dell'equilibrio limite l'equilibrio non è possibile.

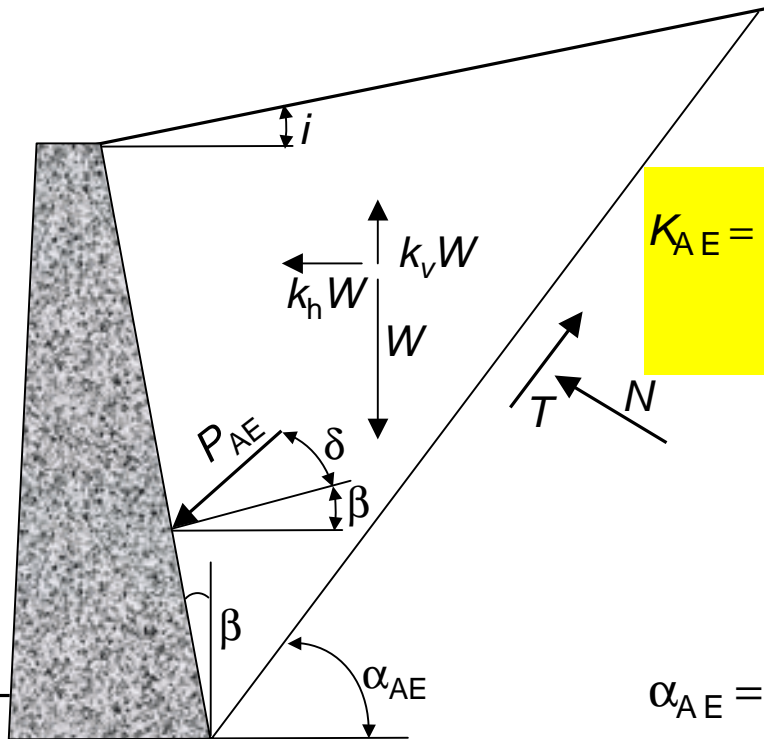
Rispetto al DM 16.1.96 si ha una riduzione del braccio della spinta dinamica, ma non necessariamente una riduzione del momento, per effetto delle aumentate azioni sismiche.

La limitazione di  $\delta$  è fondamentale per il caso passivo.

# Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): caso attivo

Valida per terreno incoerente  $c'=0$

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



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

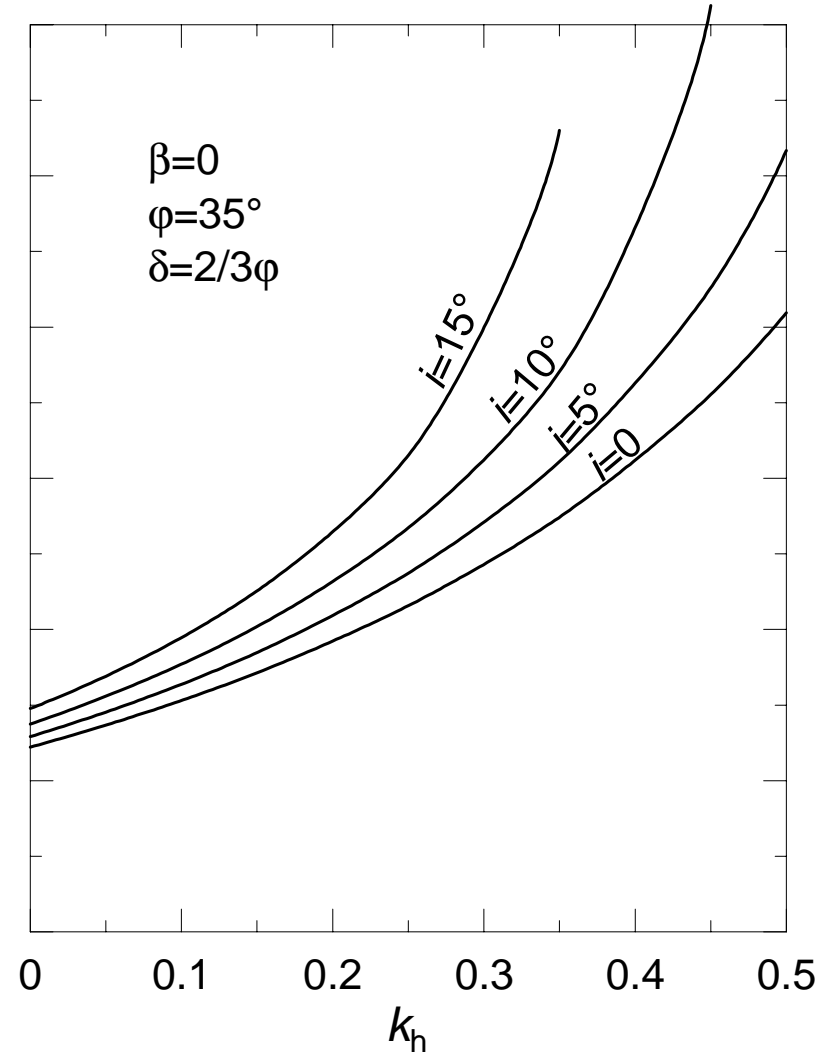
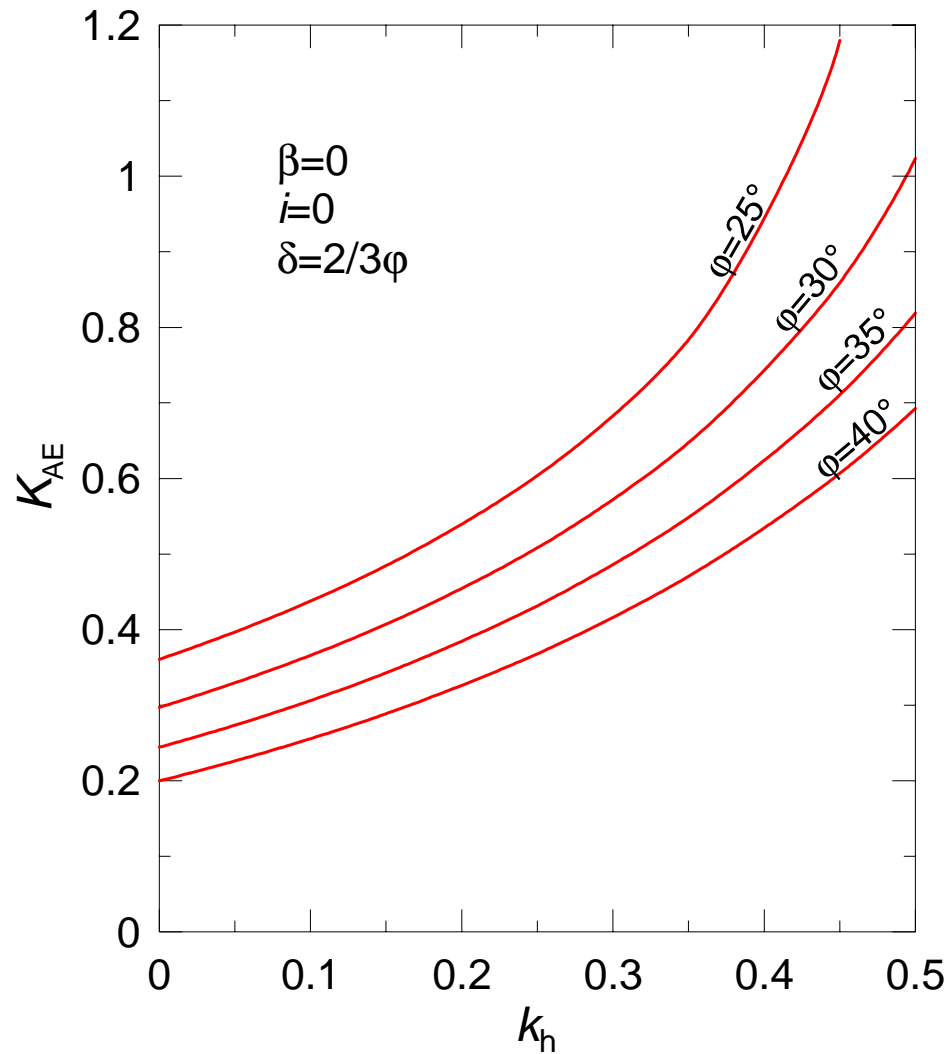
$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

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

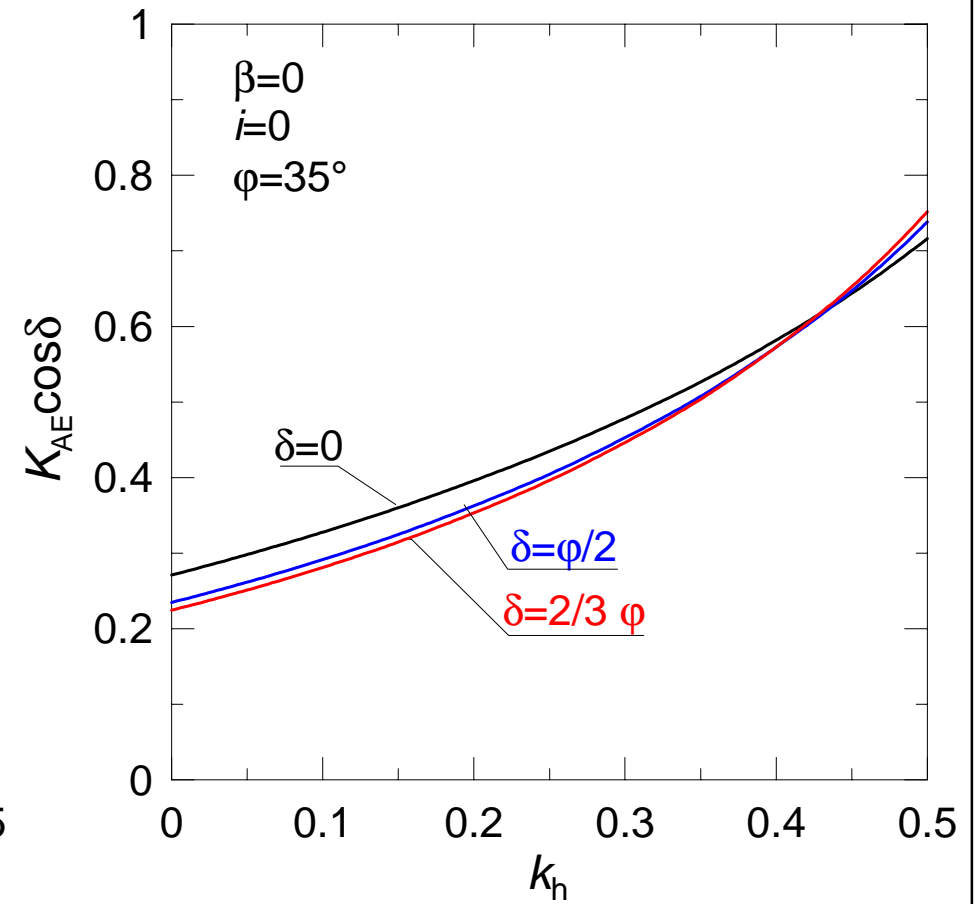
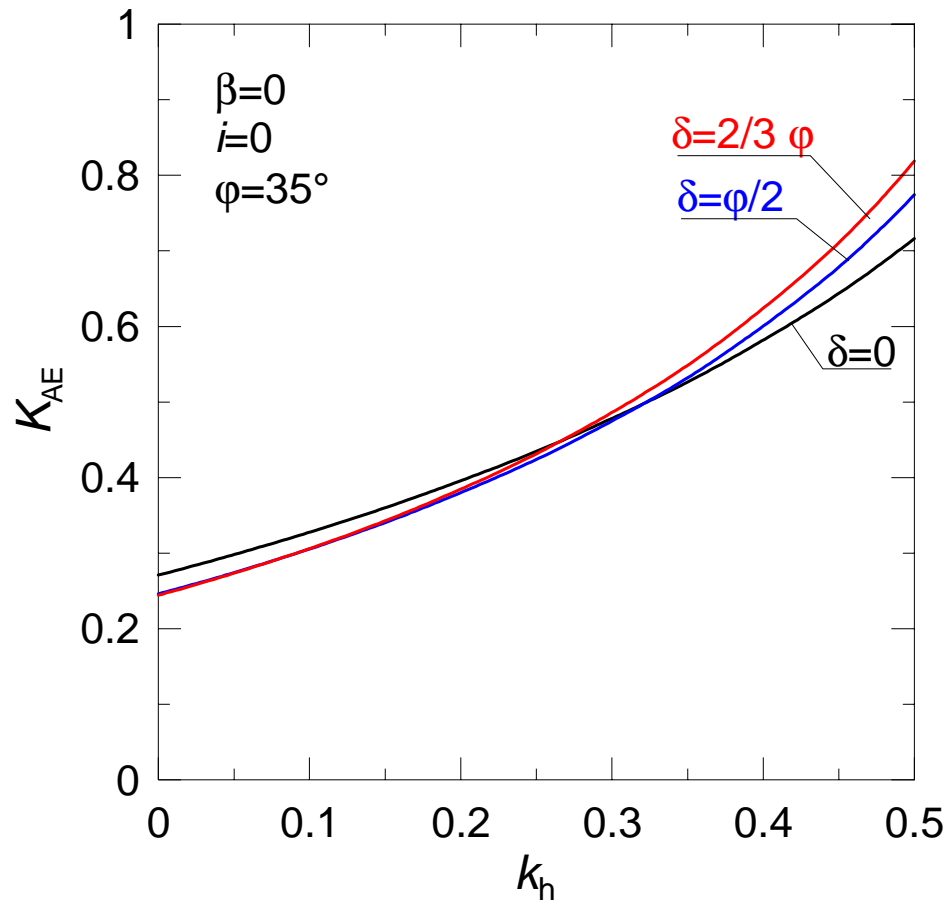
$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta - i) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]}$$

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

# Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): influenza di $\varphi$ ed $i$

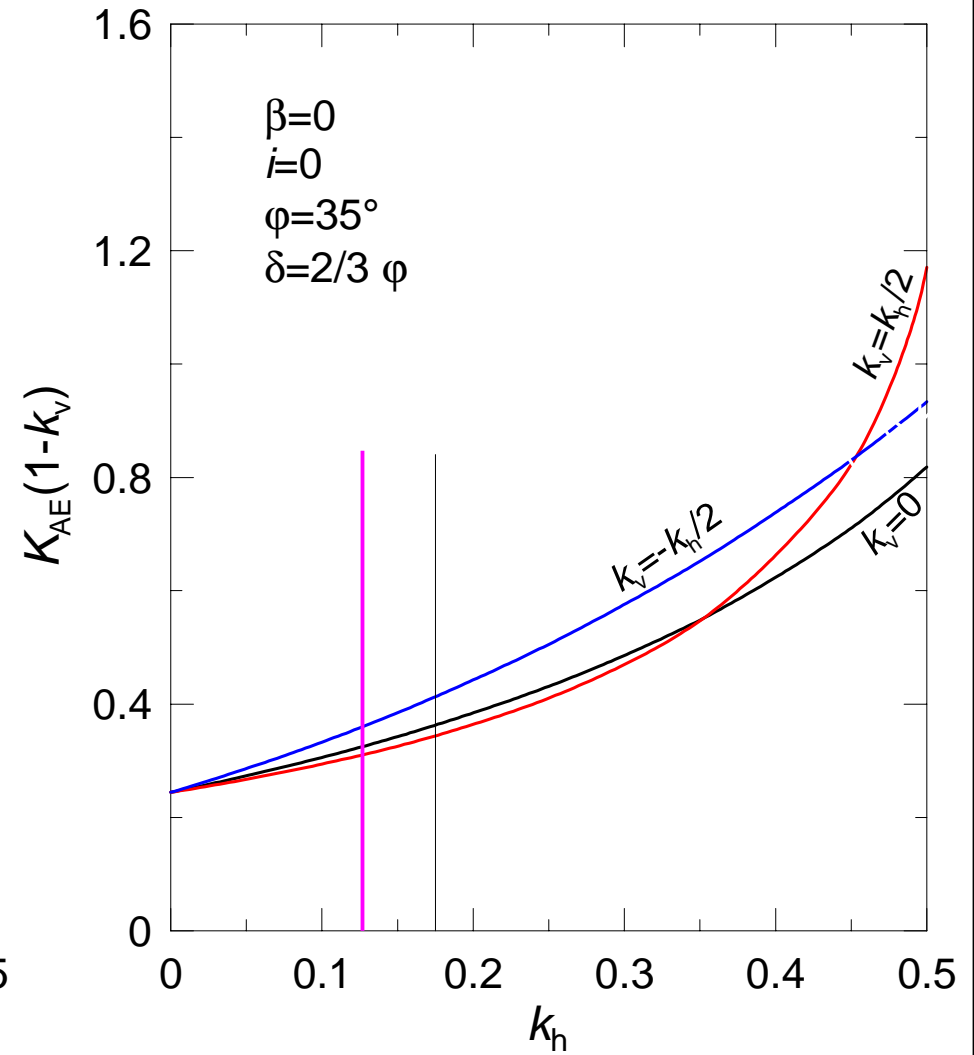
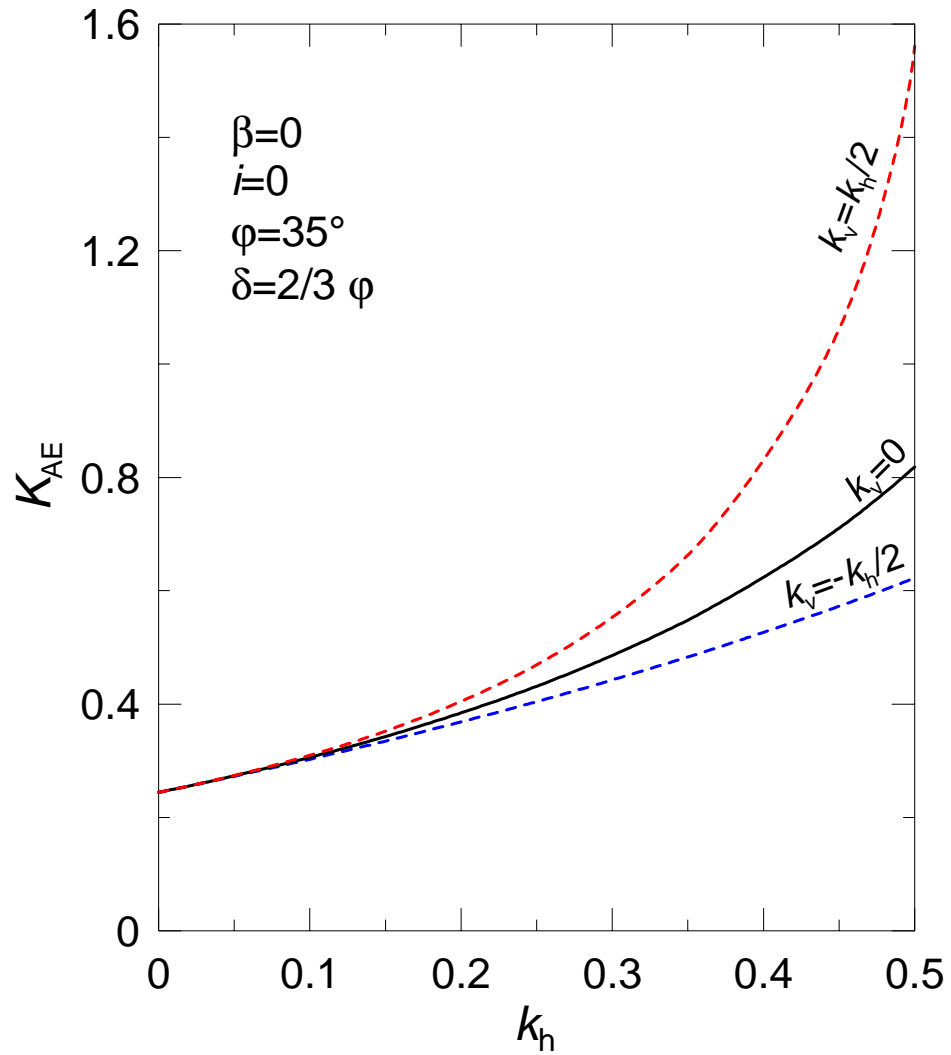


# Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): influenza di $\delta$

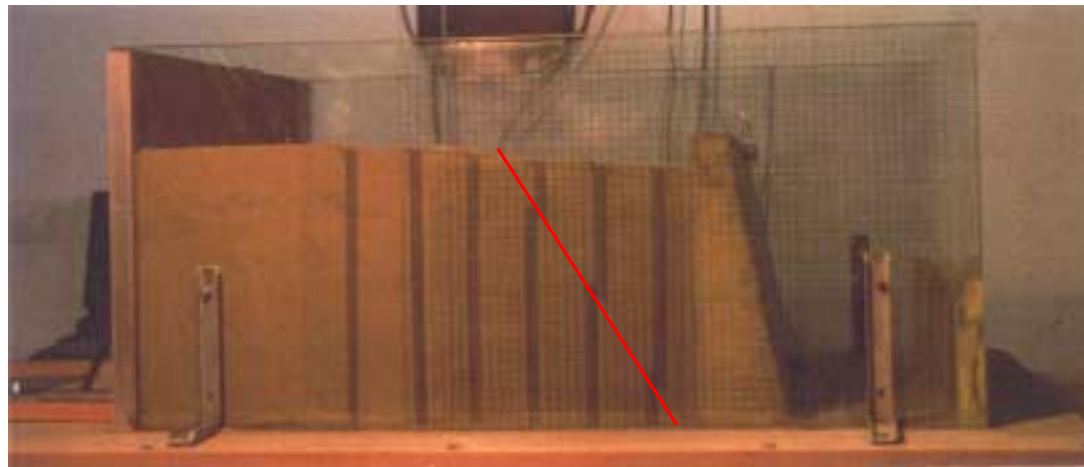
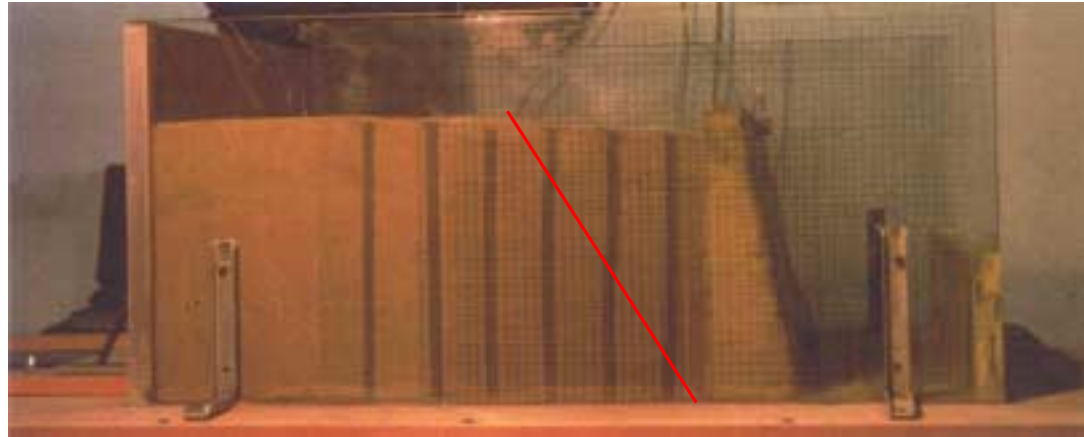




# Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): influenza di $k_v$



## Esempio di superficie di scorrimento – caso attivo

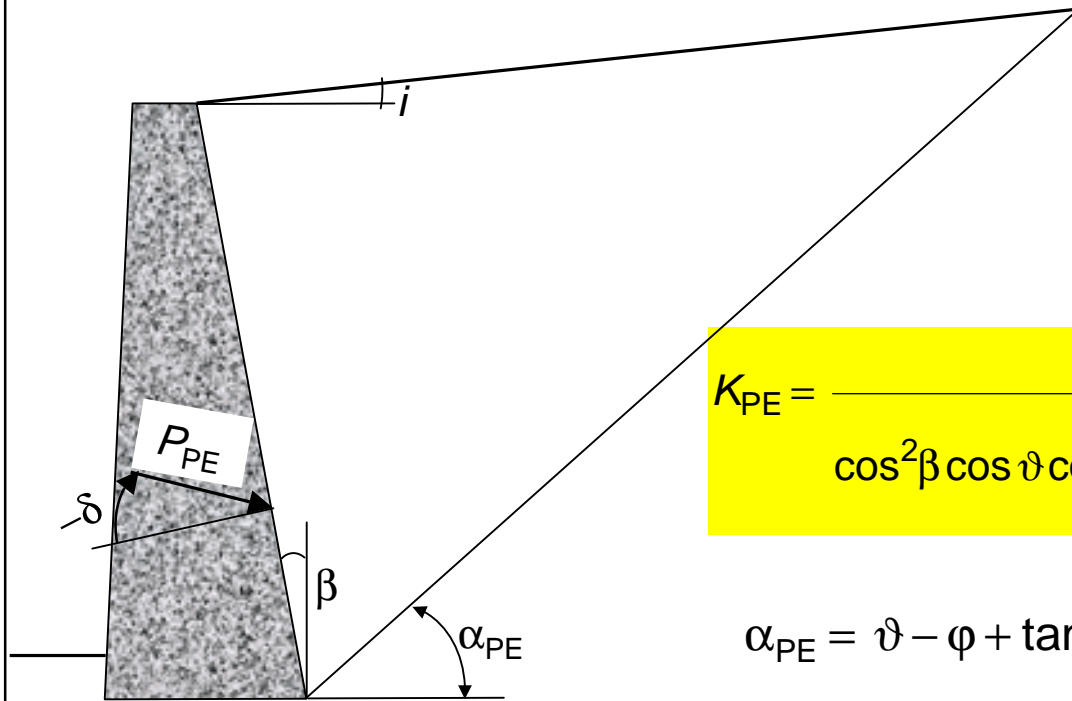


# Soluzione di Mononobe & Okabe: caso passivo (Kapila 1963)

Valida per terreno incoerente  $c'=0$

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

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



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

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

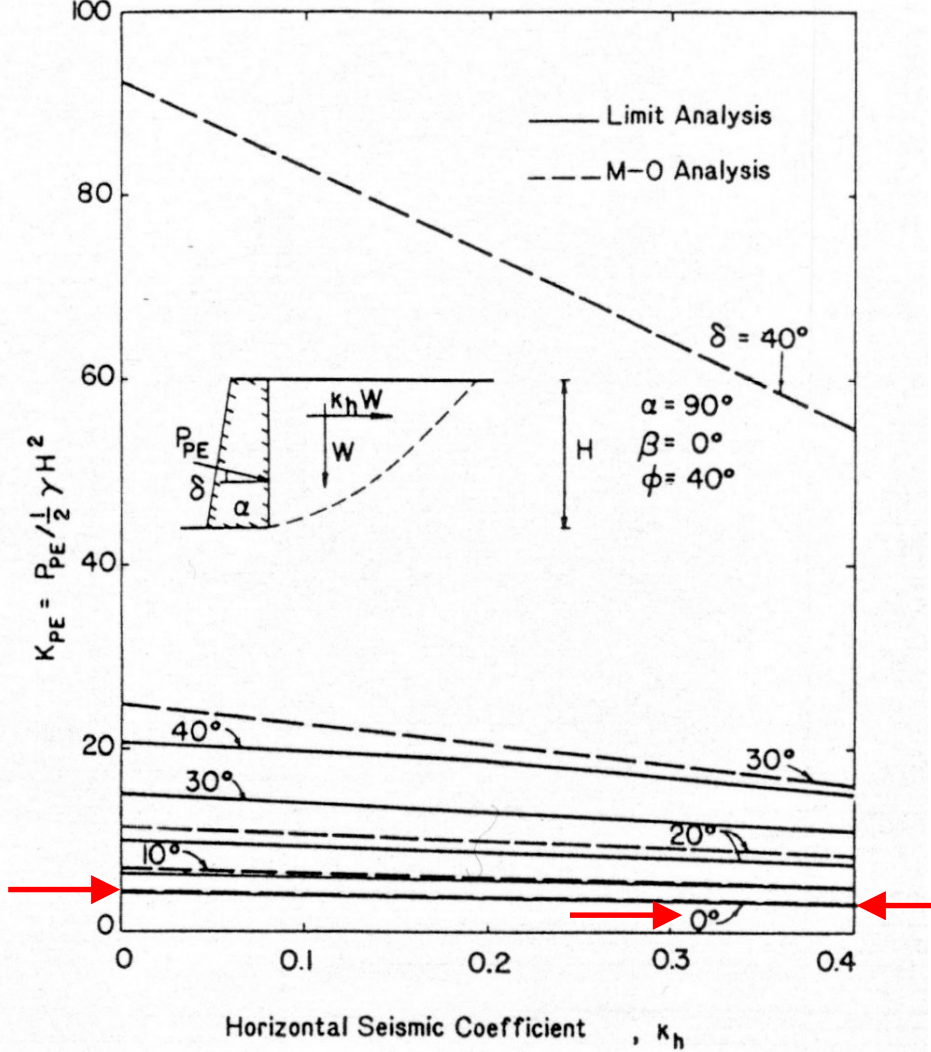
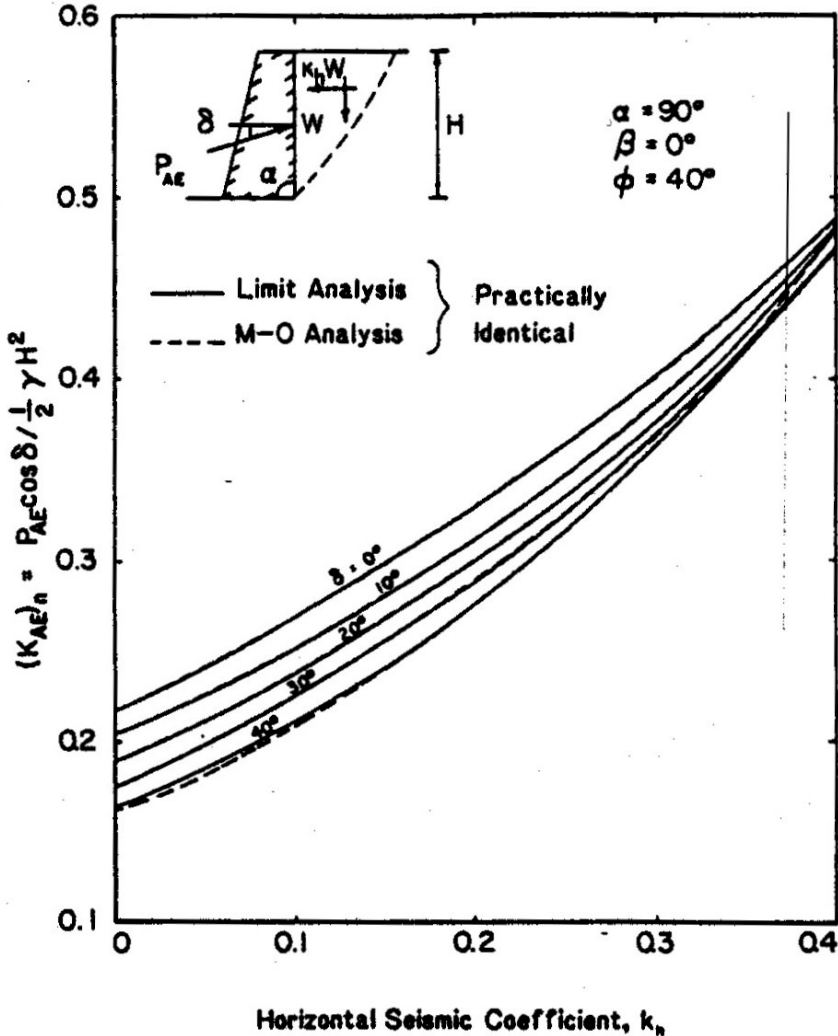
$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta + i) [\tan(\varphi - \vartheta + i) + \cot(\varphi - \vartheta + \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta - \beta) \cot(\varphi - \vartheta + \beta)]}$$

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



# Confronto tra soluzioni di Chen e Liu e di Mononobe-Okabe

Muro verticale, terrapieno orizzontale





## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.3 Spinte di calcolo *continua*:

Nel caso di falda assente o al di sotto del muro:

$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nel caso terreno impermeabile in condizioni dinamiche posto sotto falda:

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

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

### COMMENTO

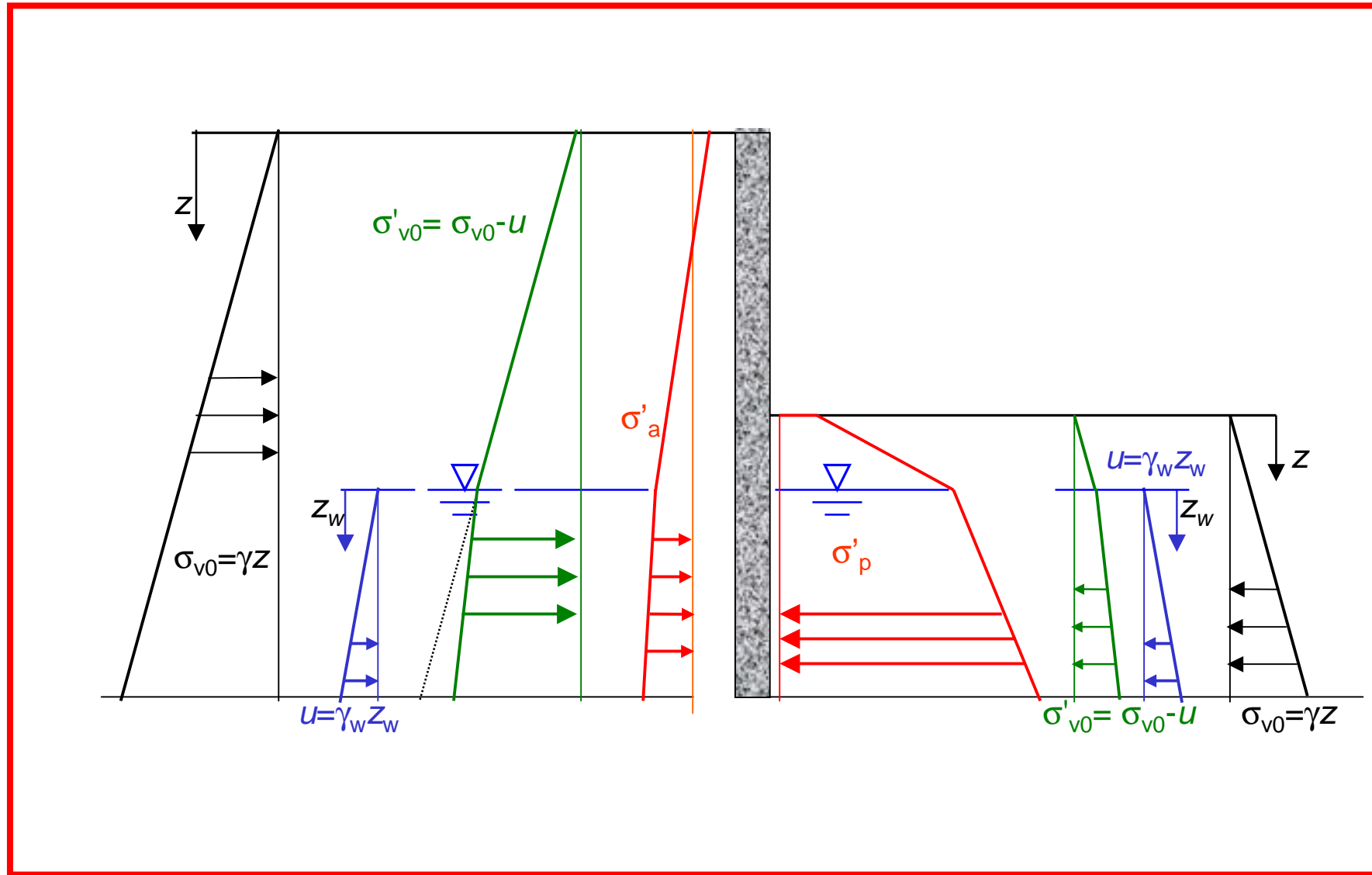
#### 4.4.3 Spinte di calcolo *continua*:

Nel caso di terreno permeabile in condizioni dinamiche posto sotto falda (previsto dall'EC8 ma non dall'OPCM):

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

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

# Spinta su una parete: distribuzione pressioni



## 4.4 Analisi pseudostatica

### NORMA

#### 4.4.3 Spinte di calcolo *continua*:

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna del muro si deve considerare la pressione idrodinamica (con segno negativo e segno positivo)

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

Nel caso di strutture rigide con parete verticale e terrapieno orizzontale l'incremento dinamico di spinta può essere valutato come

$$\Delta P_d = a_g S \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà altezza del muro

### COMMENTO

#### 4.4.3 Spinte di calcolo *continua*:

A rigore si dovrebbe considerare anche l'incremento idrodinamico delle pressioni dell'acqua a monte del muro.

Le nuove norme non distinguono più il caso di muri con  $h < 3$  m per i quali il D.M. 16.1.96 consente di non effettuare la verifica in condizioni sismiche



# Effetto dell'azione sismica sulle pressioni dell'acqua: lato valle

Teoria di Westergaard (1933)

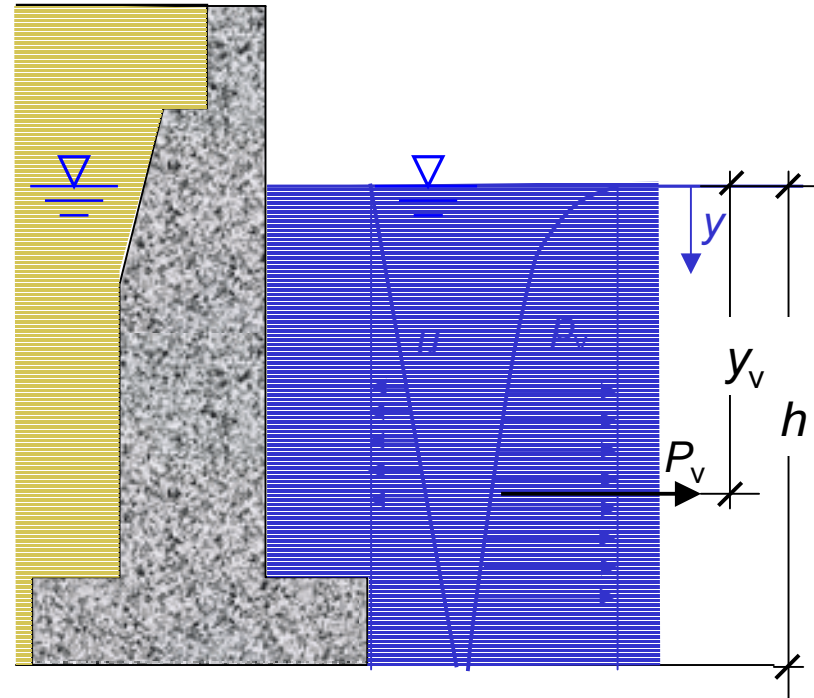
pressione

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

spinta

$$P_v = \int p_v(y) dy = \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} \int_0^h y^{1/2} dy$$

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



braccio

$$y_v = \frac{1}{P_v} \int_0^h p_v(y) y dy = \frac{1}{P_v} \left( \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} \right) \int_0^h y^{1/2} y dy =$$
$$= \frac{1}{P_v} \left( \frac{7}{20} k_h \gamma_w h^3 \right)$$

$$y_v = \frac{\left( \frac{7}{20} k_h \gamma_w h^3 \right)}{\frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2} = 0.6h$$



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

Teoria di Matsuo e Ohara (1960)

pressione

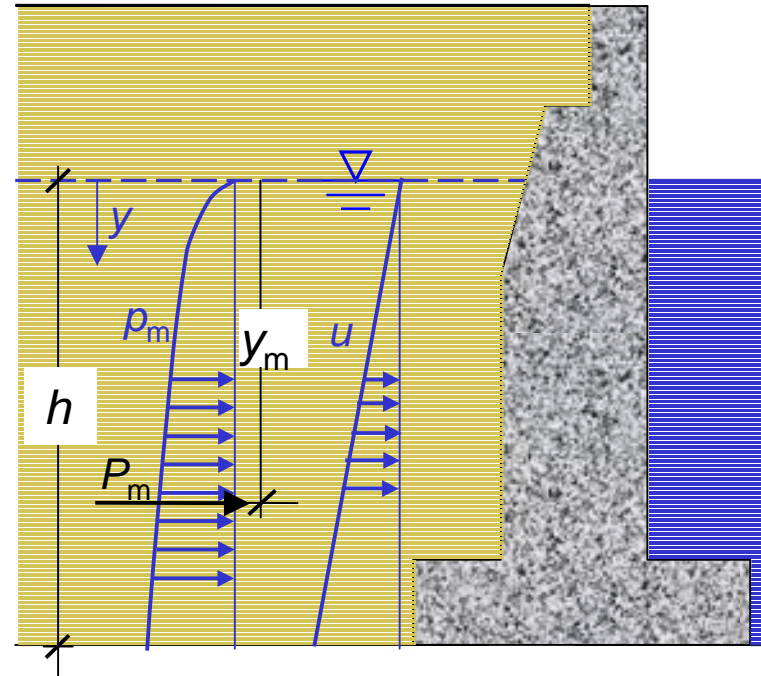
$$p_m(y) = 0.7 p_v(y) = 0.7 \frac{7}{8} k_h \gamma_w h^{1/2} y^{1/2}$$

spinta

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

braccio

$$y_m = y_v = 0.6h$$



## 4.5 Verifiche di resistenza e stabilità

### NORMA

#### 4.5.1 Terreno di fondazione:

Le fondazioni devono soddisfare la **verifica di stabilità generale, e le verifiche al collasso per slittamento e rottura generale.**

Le azioni di calcolo sono le azioni gravitazionali permanenti agenti sulle fondazioni, la spinta orizzontale del terrapieno e le azioni sismiche agenti direttamente sul muro.

### COMMENTO

#### 4.5.1 Terreno di fondazione:

Non si fa cenno alla verifica al **ribaltamento**, comunque prevista dal D.M. 11.3.88.

Tra le azioni non vengono indicate le azioni inerziali relative ad eventuali sovraccarichi permanenti.

Non è chiaro se tra le azioni verticali che contribuiscono alla resistenza d'attrito alla base del muro può essere inclusa la componente verticale della spinta

## 4.5 Verifiche di resistenza e stabilità

### NORMA

#### 4.5.2 Sistema di ancoraggio:

Deve avere resistenza e lunghezza sufficienti da assicurare l'equilibrio durante il sisma e deve possedere anche capacità di adattamento alle deformazioni del terreno.

Si deve assicurare che il terreno conservi la resistenza durante il sisma e non si avvicini alla condizione di liquefazione.

La distanza dell'ancoraggio dal muro è:

$$L_e = L_s(1 + 1.5 S a_g)$$

$L_s$  lunghezza richiesta in condizioni statiche.

#### 4.5.3 Resistenza della struttura:

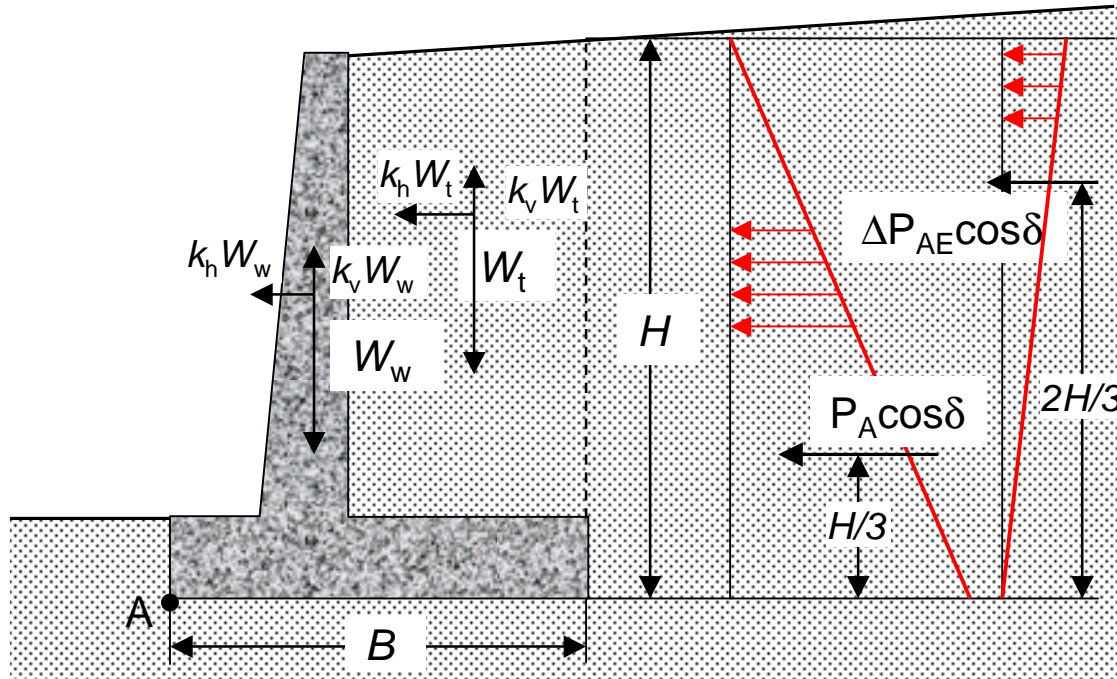
Non deve essere superata la resistenza di calcolo del muro e degli altri elementi strutturali.

### COMMENTO

#### 4.5.2 Sistema di ancoraggio:

La lunghezza  $L_s$  non è fissata da alcuna norma. Per  $L_s$  ed  $L_e$  è opportuno fare riferimento agli angoli formati dalle superfici di scorrimento in condizioni statiche e sismiche.

# Stabilità di muri di sostegno



D.M. 16.01.96

per  $k_v = 0$ :

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

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

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

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

Secondo l'OPCM 20 marzo 2003 n. 3274,  
la spinta dinamica  $\Delta P_{AE}$  deve essere applicata ad  $H/2$   
 $k_v \neq 0$

# Verifiche di stabilità di muri di sostegno

Scorrimento: 
$$F_S = \frac{c_a B + \sum FV_i \tan \varphi_a}{\sum FH_i}$$

Ribaltamento: 
$$F_{R(A)} = \frac{\sum FV_i v_i}{\sum FH_i h_i}$$

Carico limite: 
$$F_q = \frac{q_{lim}}{q_{es}}$$

## 2. Componente verticale della spinta

A vantaggio di sicurezza il contributo della componente verticale della spinta può essere trascurato.

Se considerato, nella verifica a scorrimento esso non va sommato alle forze stabilizzanti, ma detratto da quelle instabilizzanti.

## 3. Eccentricità ed inclinazione carichi

Nella verifica del carico limite è fondamentale introdurre il valore della base ridotta e i coefficienti di inclinazione del carico.

## 1. Scelta parametri:

$c_a = \alpha c_u$  in condizioni non drenate (B.T.)

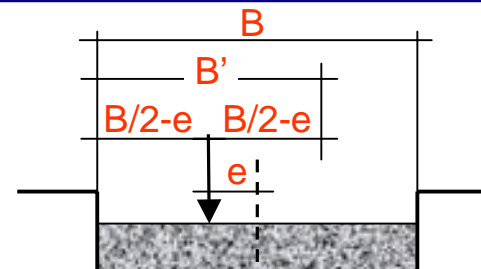
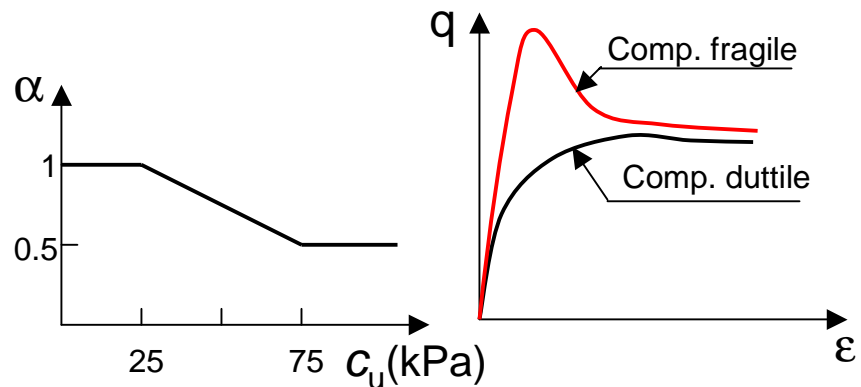
$c_a = c'$  in condizioni drenate (L.T.)

(a vantaggio di sicurezza  $c' = 0$ )

$\varphi_a = \varphi_u = 0$  in condizioni non drenate (B.T.)

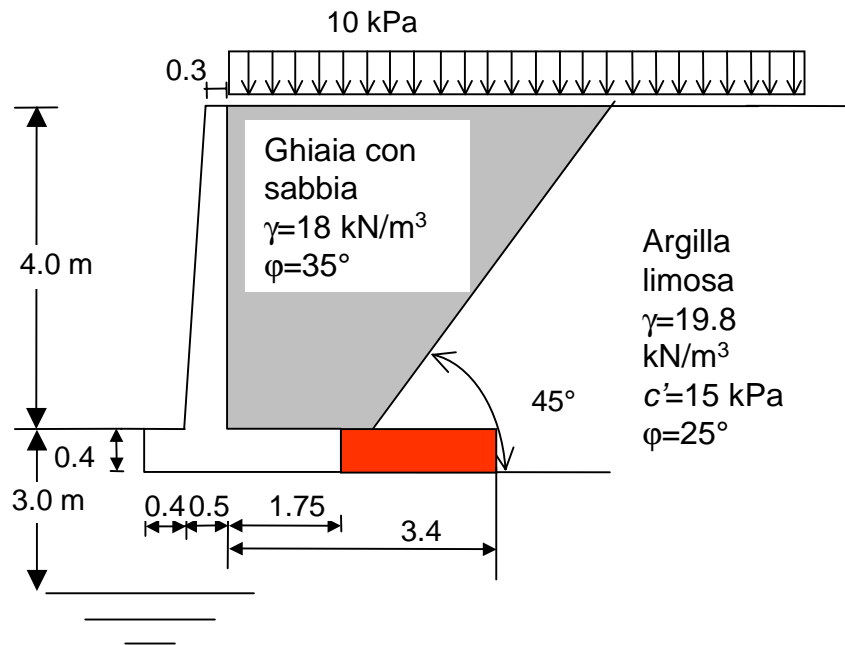
$\varphi_a = \varphi'$  sabbie sciolte e argille n.c. (L.T.)

$\tan \varphi_a = 3/4 \tan \varphi'$  sabbie dense e argille s.c. (L.T.)



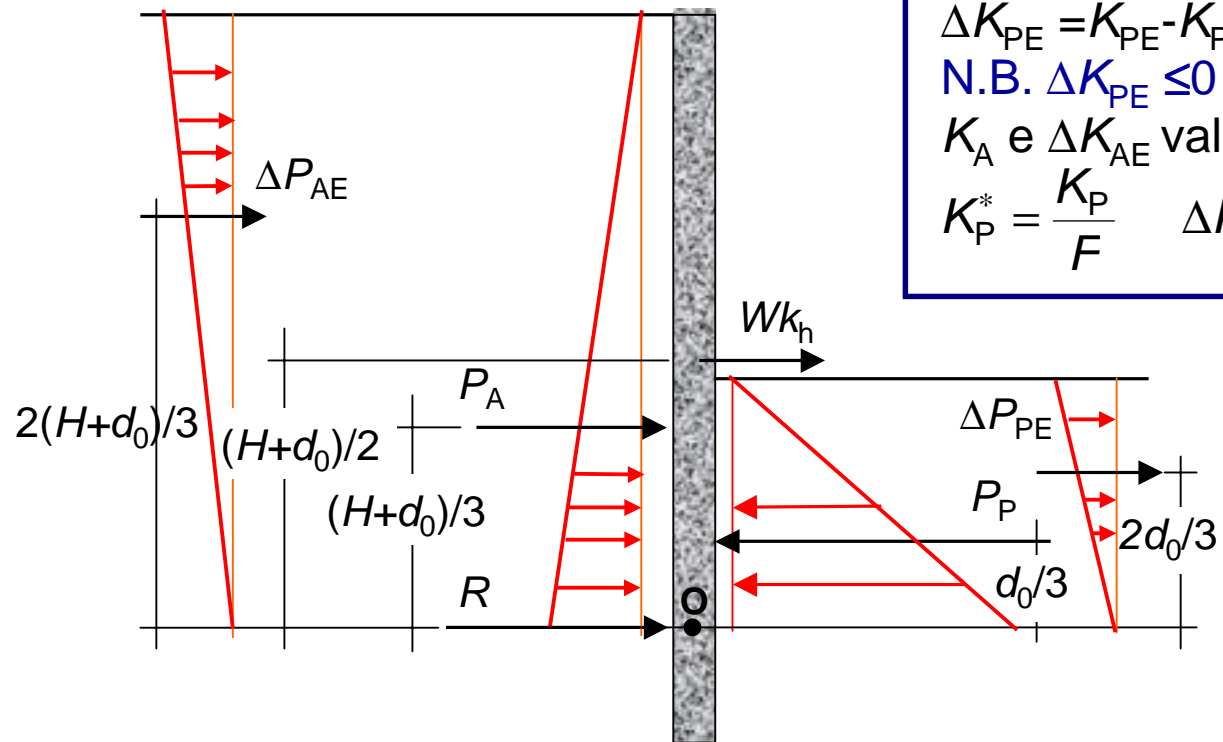
# Esempio

Si trascurano  $c'$ ,  $k_v$  e la componente verticale della spinta



	DM16.1.96	OPCM	OPCM
	II categoria	Z2,SB,r2	Z2,SB,r2
spessore in testa	0.3		
spessore alla base	0.5		
altezza stelo muro	4		
spessore fondazione	0.4		
larghezza fondazione	2.65	2.65	4.3
peso cls	25		
Peso muro	66.5		83
peso terreno rinterro	18		
larghezza suola	1.75	1.75	3.4
Peso rinterro sulla fondazione	126		244.8
angolo $\phi$ rinterro	35		
angolo delta	23.3		
angolo beta	0		
angolo i	0		
kh	0.07	0.15625	0.15625
Ka	0.244		
Kae	0.286	0.348	0.348
DeltaKae	0.042	0.104	0.104
Paecos(delta)	39.04		
Paecos(delta)	45.76	55.68	55.68
DELTAPaecos(delta)	6.72	16.64	16.64
terreno fondazione			
gamma	19.8		
$\phi$ fond	25		
$c'$	0		
forze inerzia			
muro	4.655	12.97	12.97
terreno	8.82	38.25	38.25
sovraccarico	10		
spinta statica sovracc cos(delta)	9.858		
scorrimento	1.299	0.938	1.309

# Verifica di stabilità di paratie a sbalzo (Terreno asciutto, $c'=0$ ) condizioni sismiche



## Equilibrio alla rotazione intorno ad O

$K_P$  da soluzioni con superficie

a spirale logaritmica o da M-O per  $\delta=0$

$\Delta K_{PE} = K_{PE} - K_P$  valutati da M-O per  $\delta=0$

N.B.  $\Delta K_{PE} \leq 0$

$K_A$  e  $\Delta K_{AE}$  valutati da M-O

$$K_P^* = \frac{K_P}{F} \quad \Delta K_{PE}^* = \frac{\Delta K_{PE}}{F}$$

## Progetto:

fissato  $F \geq 1.5$  si valuta  $d_0$

## Verifica:

fissato  $d_0$  si valuta  $F \geq 1.5$



## 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  $\vartheta$  e può essere risolta per tentativi, fissando un valore di  $\vartheta$  ed iterando finché risulta soddisfatta.

Nota  $\tan \vartheta$  si calcolano:

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

Coefficiente sismico critico

$$a_c = k_c g$$

Accelerazione critica

## Valutazione degli spostamenti

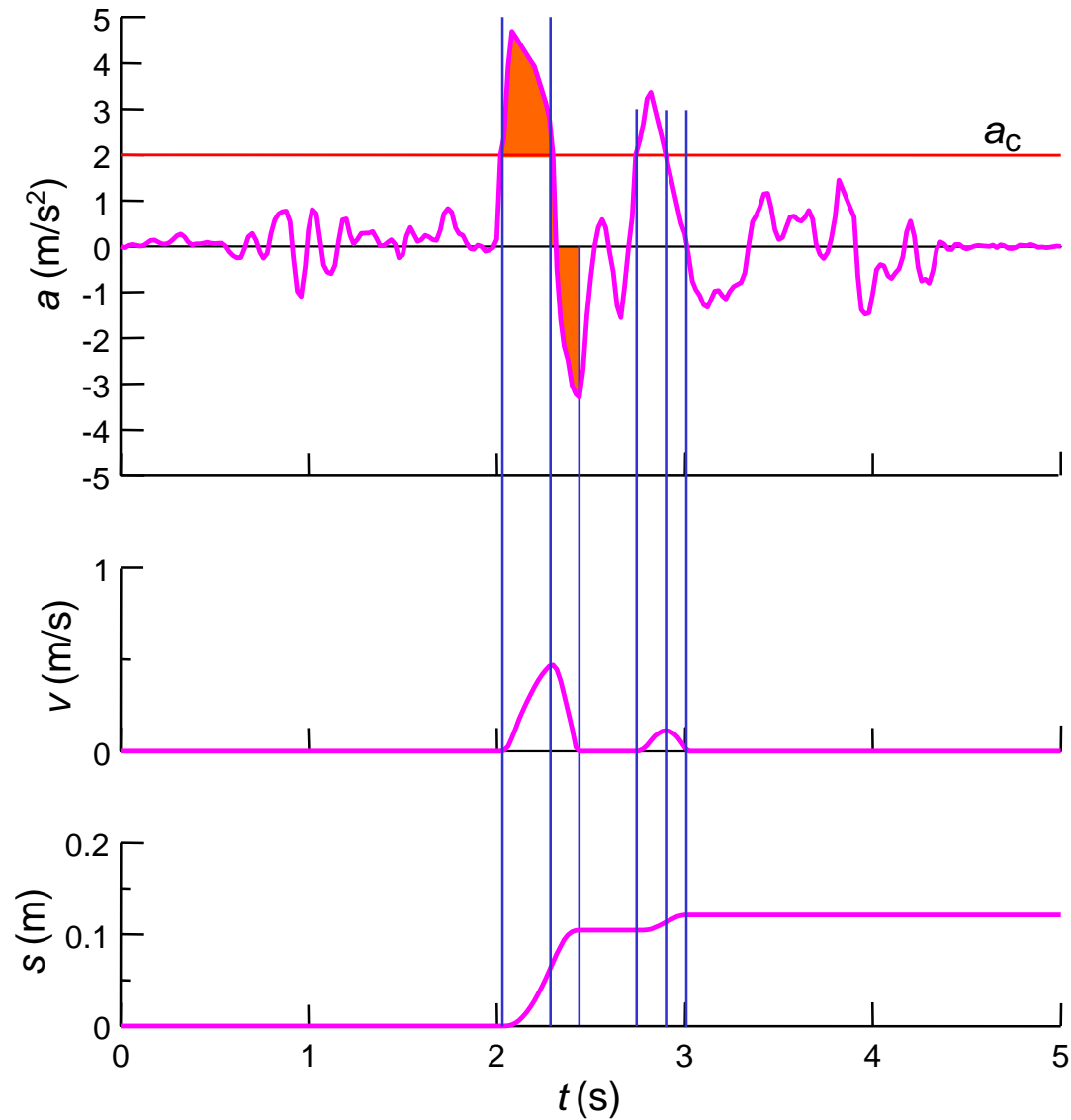
Durante un terremoto l'accelerazione sismica può superare l'accelerazione critica più volte per brevi intervalli di tempo.

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.

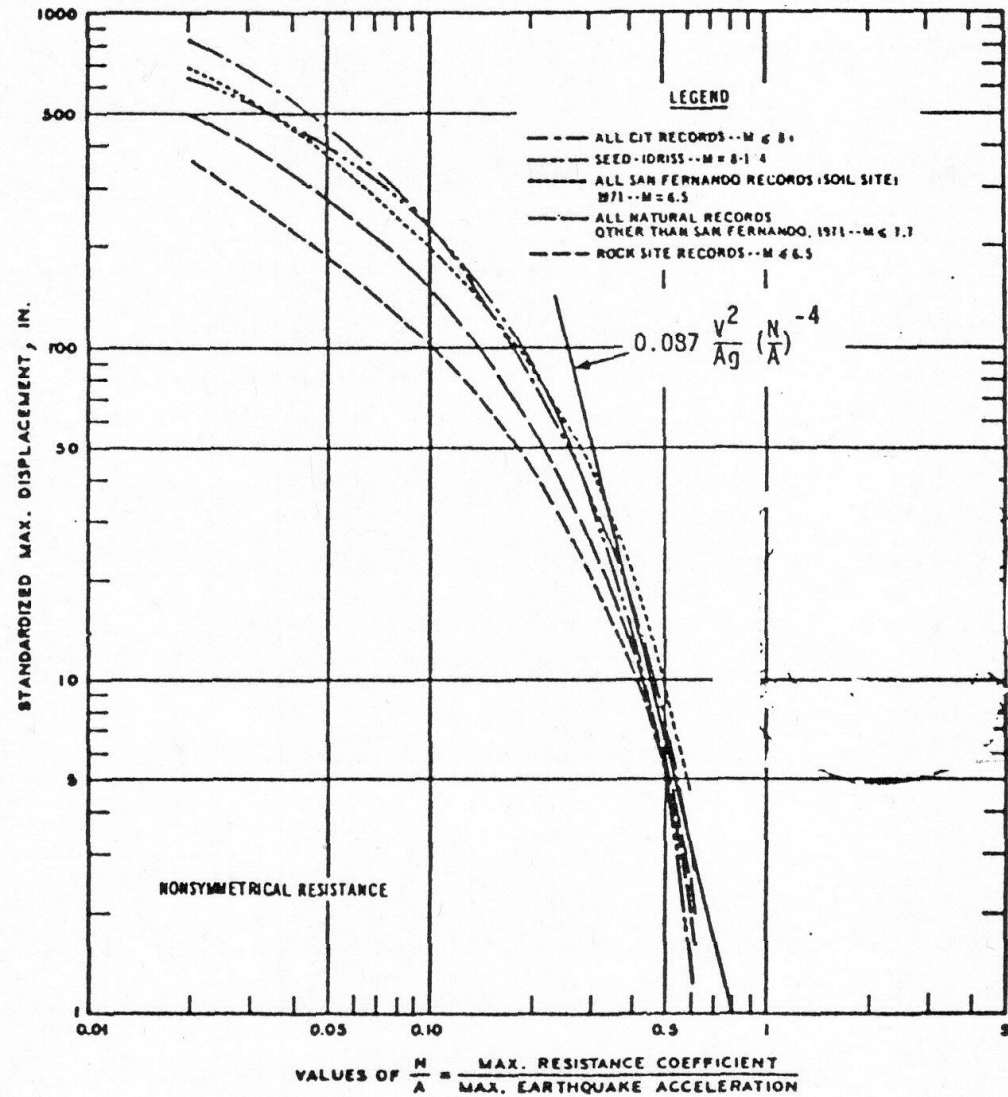
# Valutazione degli spostamenti: metodo di Newmark (1965)



# Valutazione degli spostamenti: metodi semplificati

Richards ed Elms (1979)

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



## Valutazione degli spostamenti: metodi semplificati

Whitman e Liao (1984)

$$s = \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \cdot e^{-9.4 \cdot \frac{a_c}{a_{\max}}}$$

Crespellani, Madaï e Vannucchi (1996)

$$s = 0.038 P_D^{0.977} k_C^{-1.338} \quad (cm)$$

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \frac{\int_0^t a^2(t) dt}{v_0^2} \quad (10^{-4} gs^3)$$

$v_0 =$  *numero dei passaggi per lo zero al secondo*

## Esempio di superficie di scorrimento: Grandi spostamenti

