

**PROGETTAZIONE GEOTECNICA
SECONDO LE NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI
D.M. 14.01.2008**

paratie

sommario

- verifiche SLU

- condizioni sismiche

- spinta passiva in condizioni sismiche
- condizioni di drenaggio
- effetto delle pressioni interstiziali
- valutazione dei coefficienti sismici
- metodi di analisi



approcci di progetto e coefficienti parziali

appr.	azioni permanenti	azioni variabili	proprietà $c', \varphi' (C_u)$	resistenze
1 C1	1.3	1.5	1.0	1.0
1 C2	1.0	1.3	1.25 (1.4)	γ_R
2	1.3	1.5	1.0	γ_R



verifiche opere di sostegno flessibili

solo **APPROCCIO 1**

combinazione 2: A2+M2+R2

GEO

$$\gamma_{G1} = 1.0 \quad \gamma_Q = 1.3 \quad \gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1.25 \quad \gamma_{Cu} = 1.4$$

$$\gamma_{G1} = 1.0 \quad \gamma_Q = 1.0 \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\gamma_R = 1.0$$



verifiche opere di sostegno flessibili

solo **APPROCCIO 1**

combinazione 1: A1+M1+R1

STR

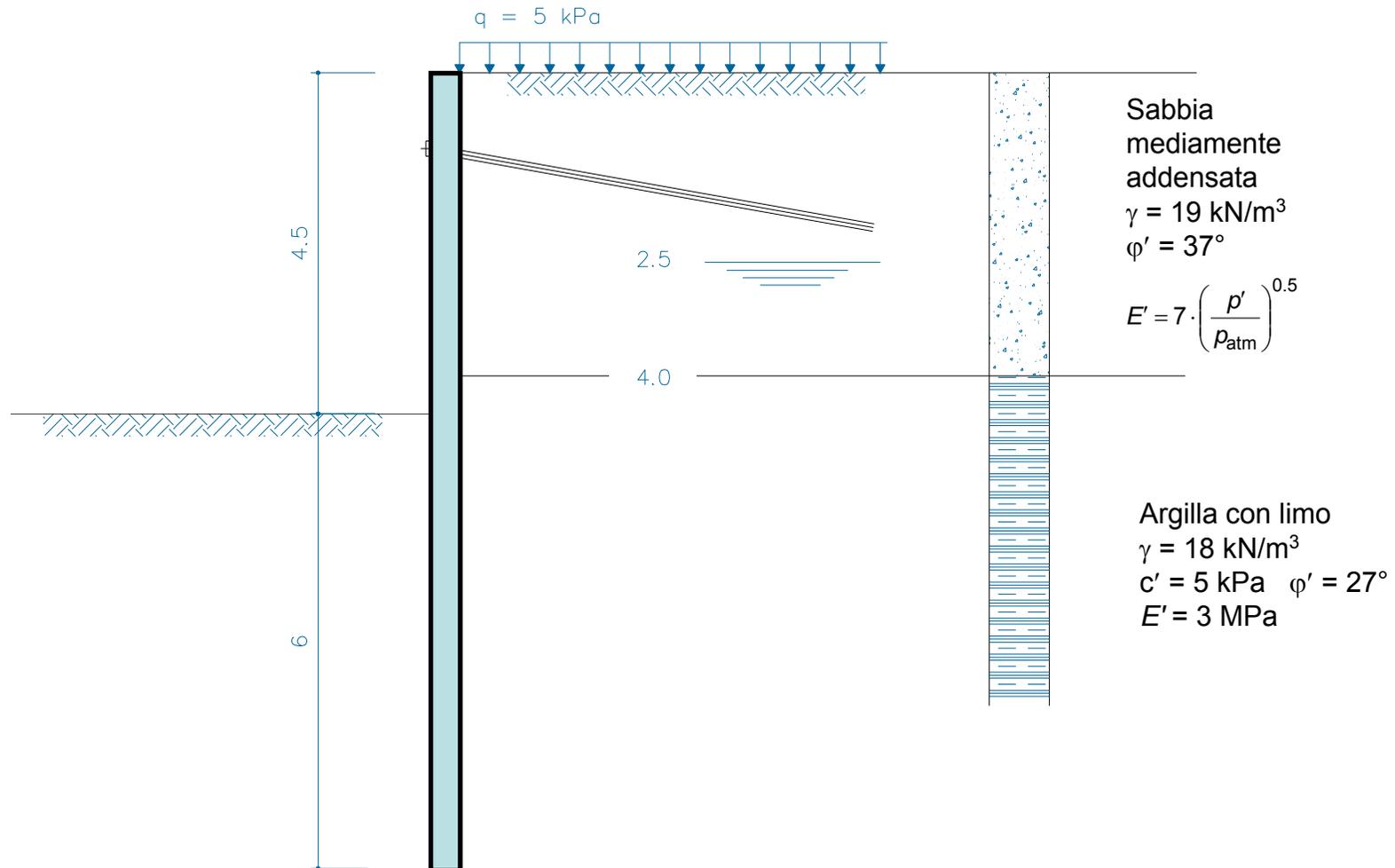
$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad \gamma_Q = 1.5 \quad \gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{Cu} = 1$$

γ_{G1} e γ_Q applicati direttamente alle sollecitazioni e alle **reazioni degli ancoraggi**

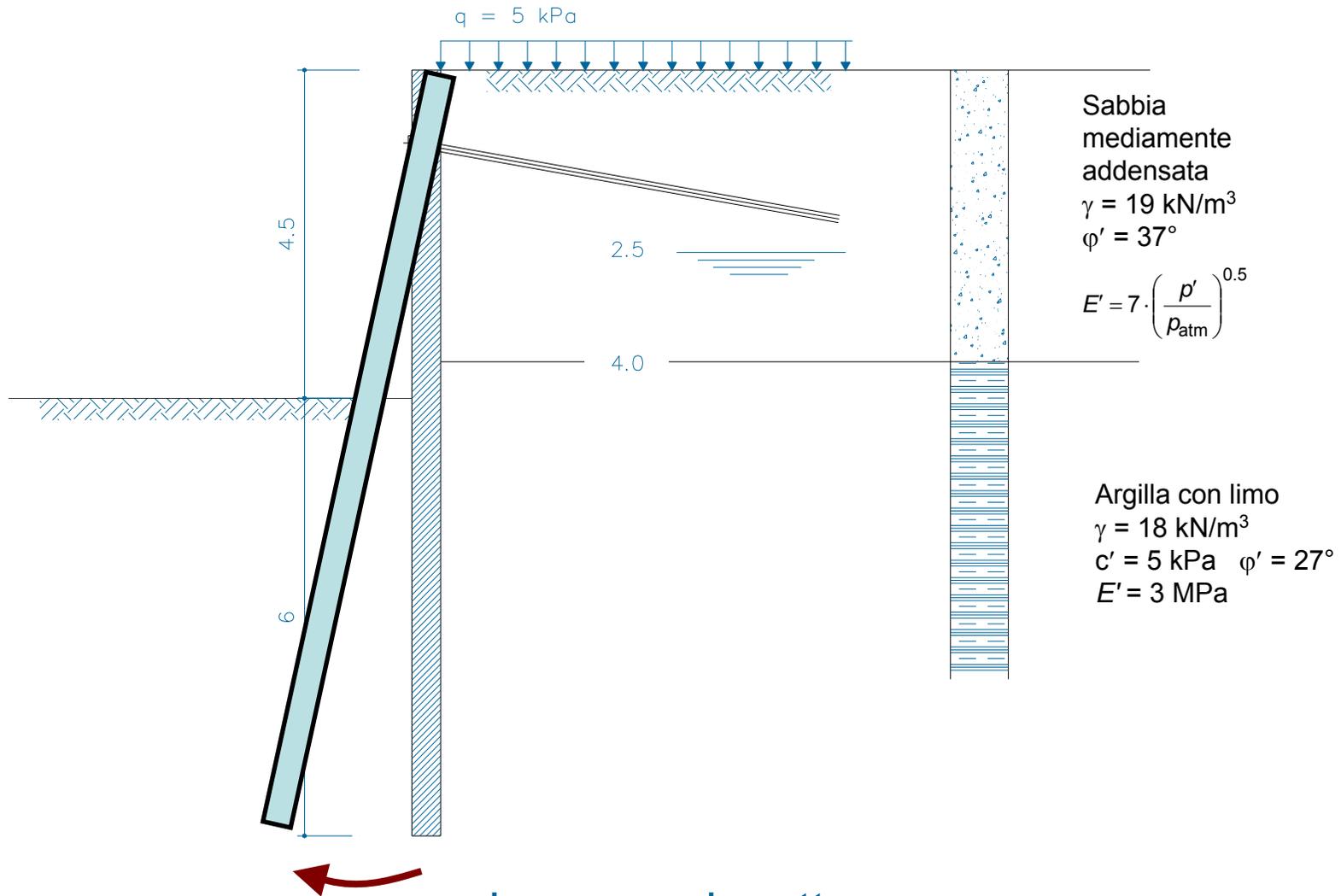
$\gamma_{G1} = 1.0 \quad \gamma_Q = 1.0$ in condizioni sismiche

utilizzare la **reazione degli ancoraggi** determinata da questa combinazione per le verifiche

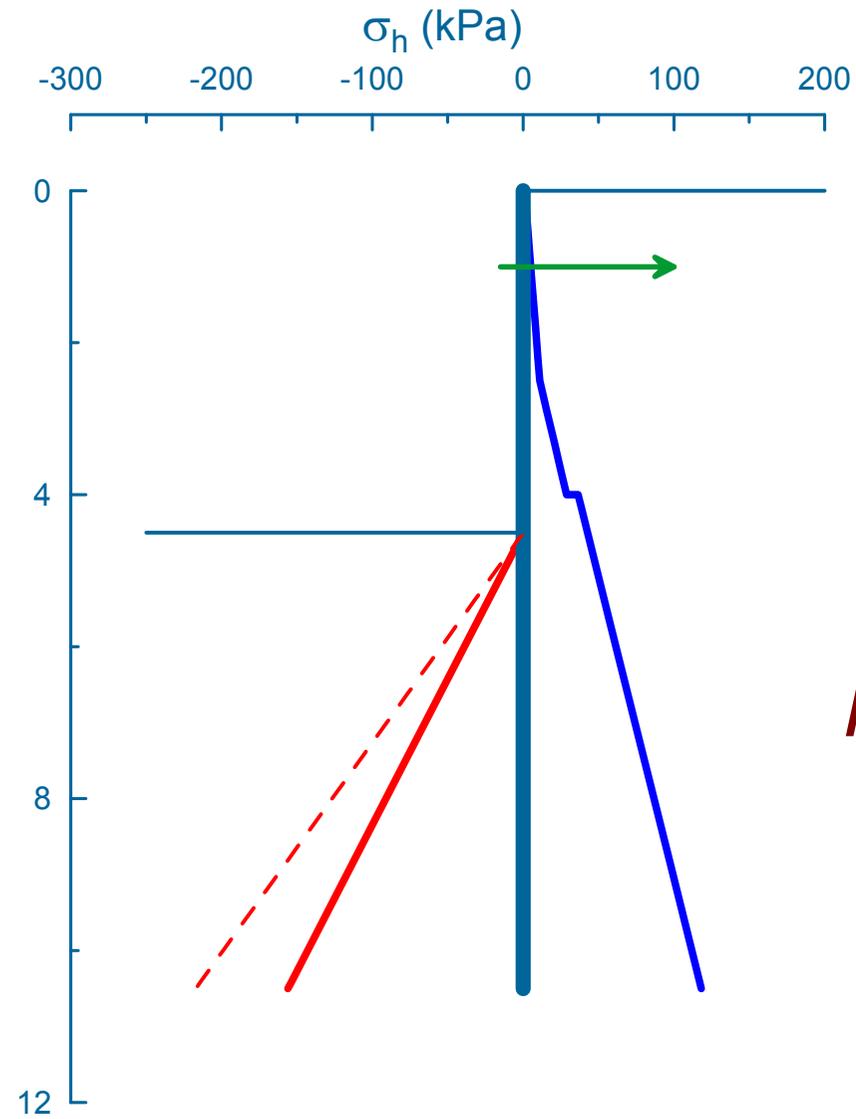
esempio: analisi di una paratia ancorata



esempio: analisi di una paratia ancorata

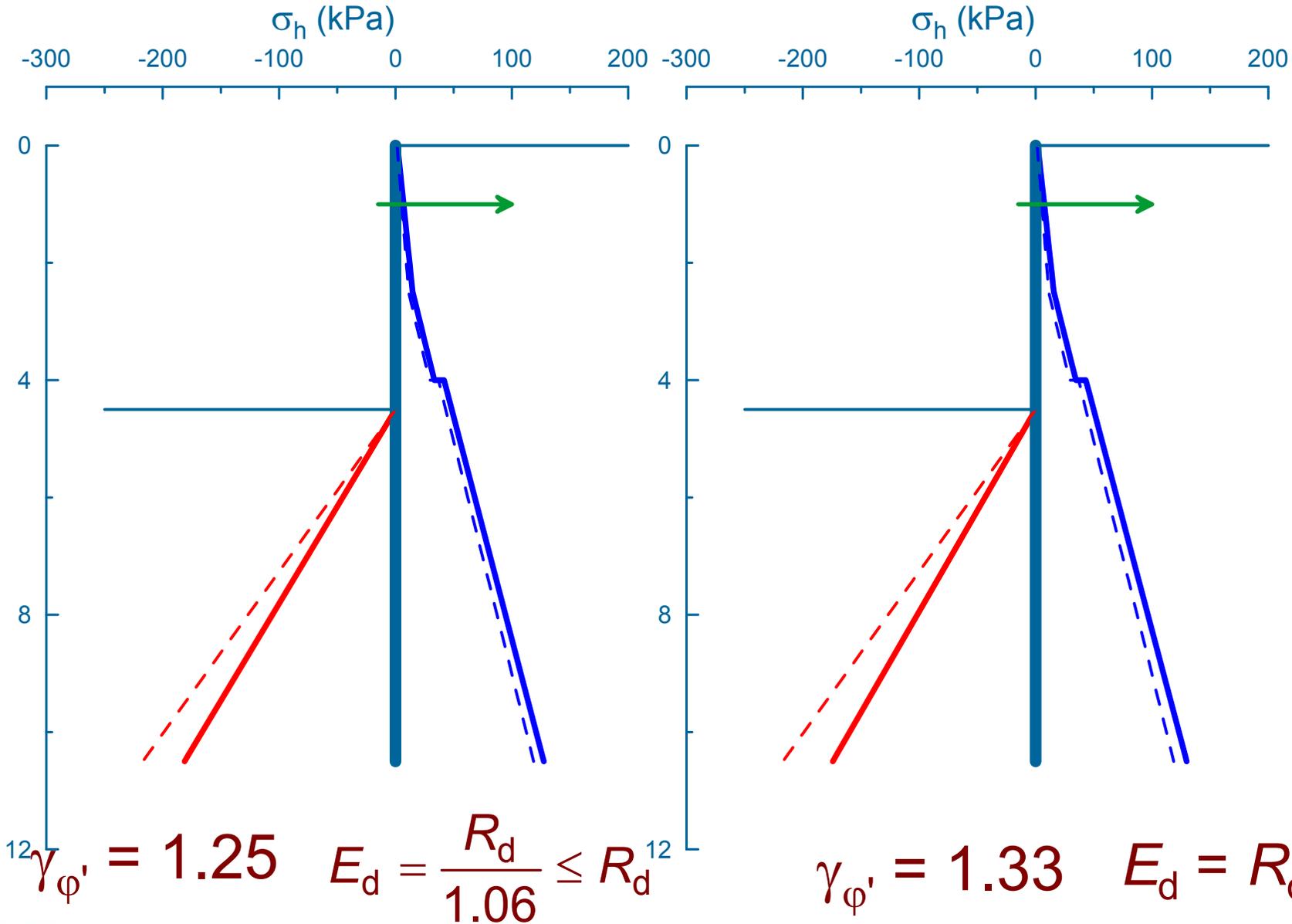


approccio tradizionale



$$F = \frac{K_p}{K_p^*} = 1.59$$

combinazione 2: A2+M2+R1 (GEO)



combinazione 1: A1+M1+R1

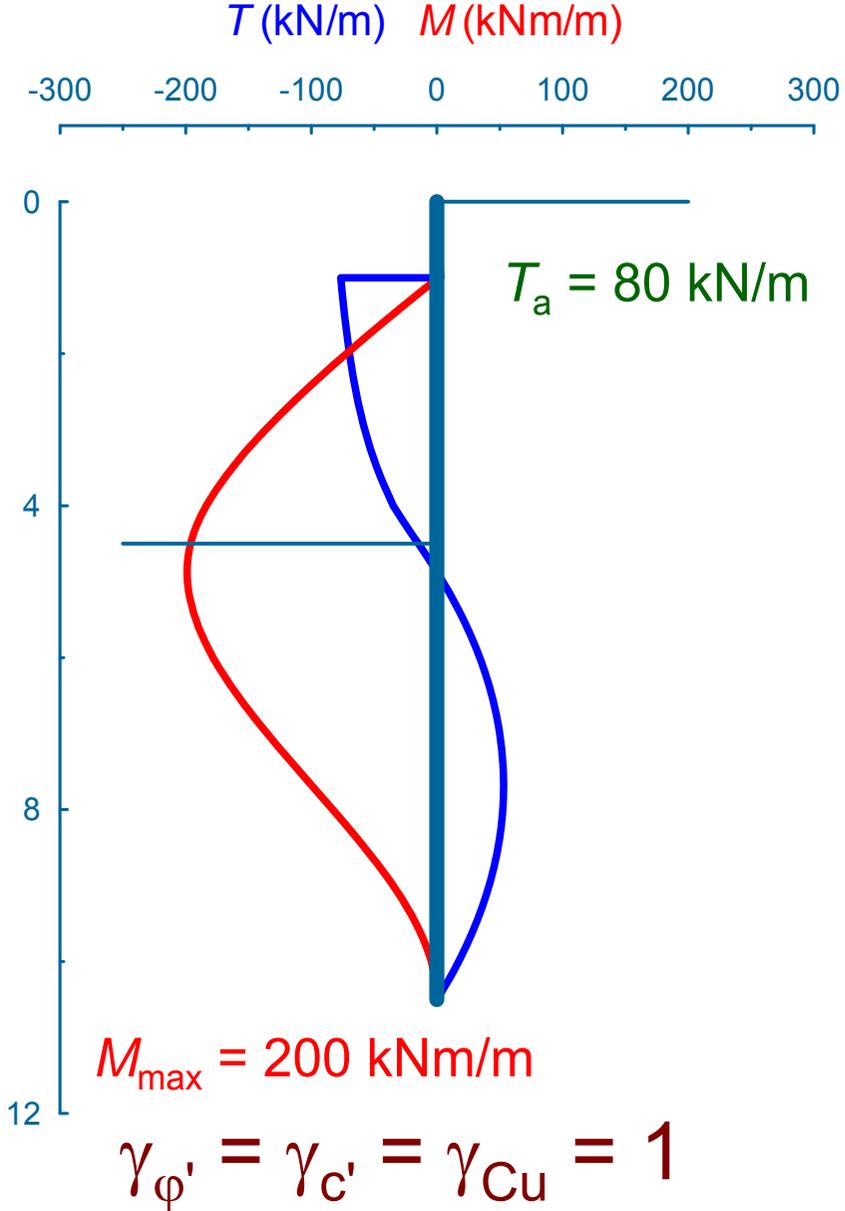
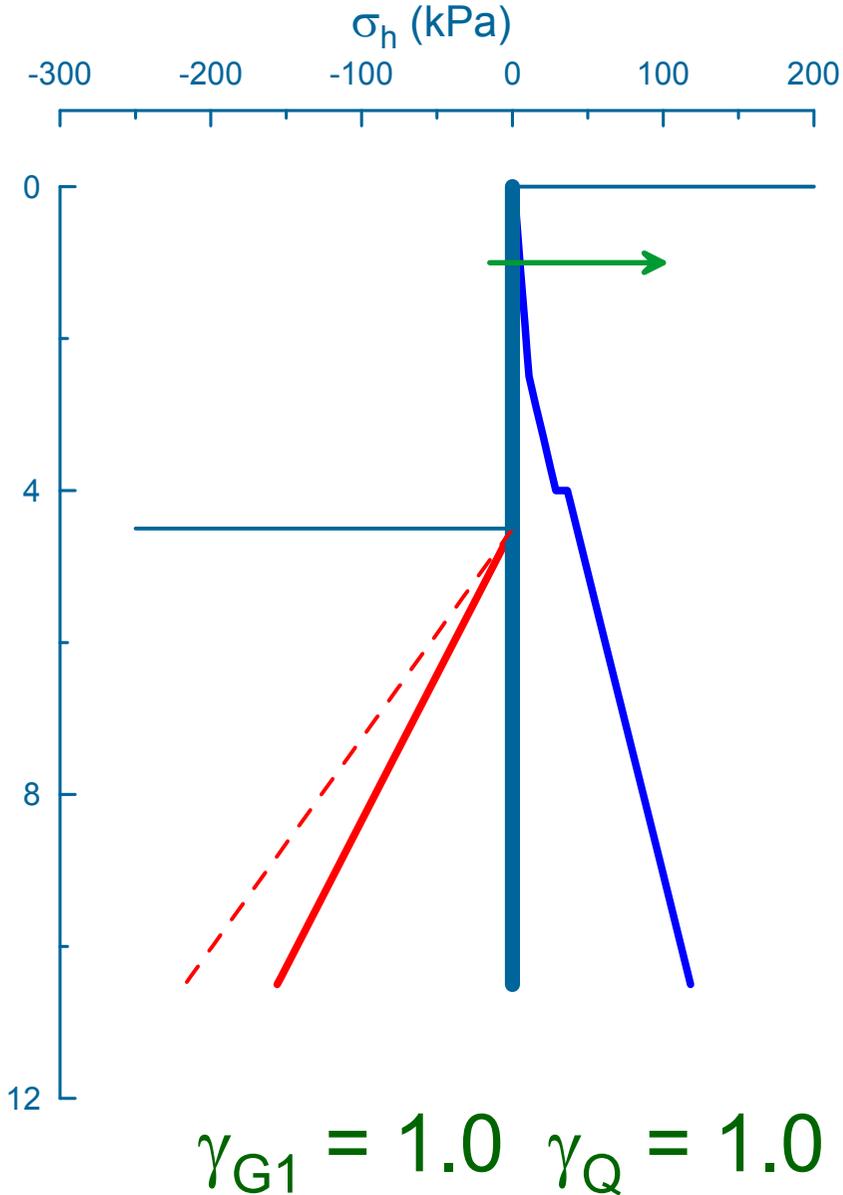
$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad \gamma_Q = 1.5 \quad \gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{Cu} = 1$$

a quale quantità si applica il coefficiente parziale γ_G ?

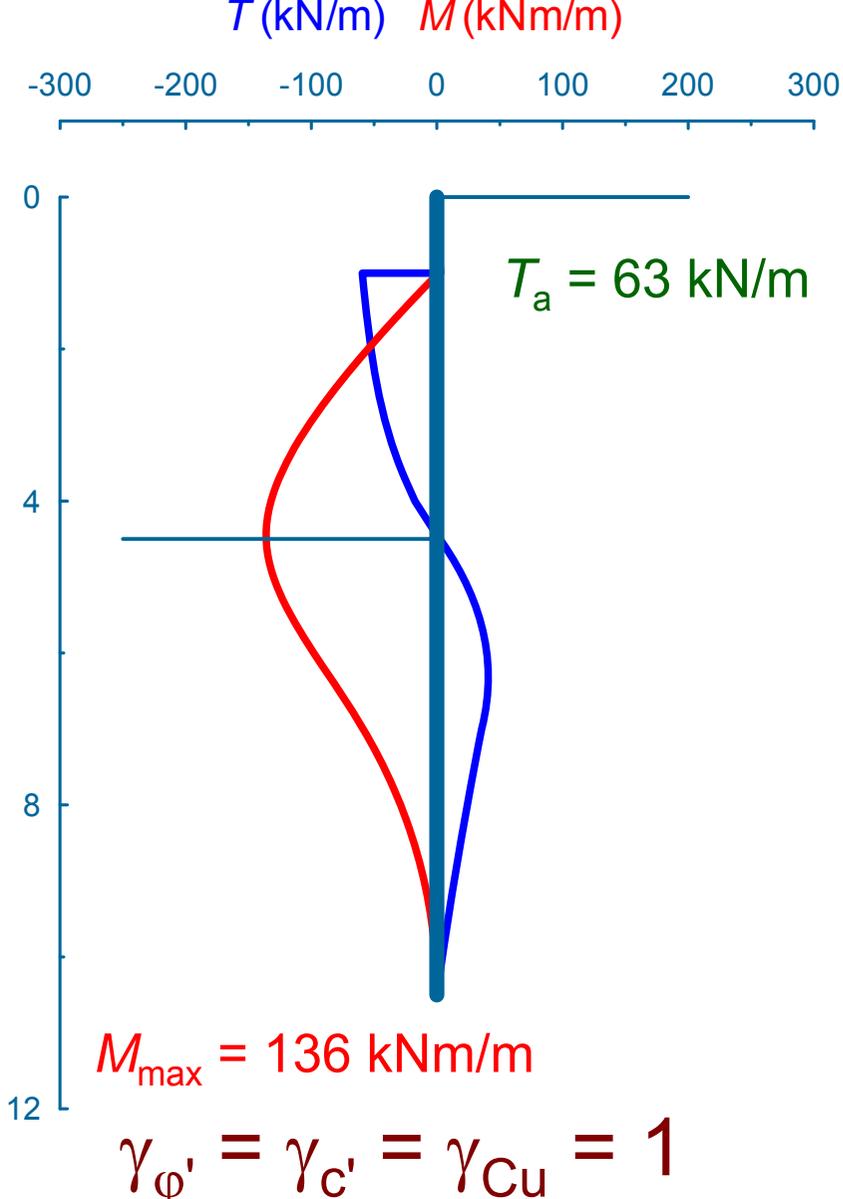
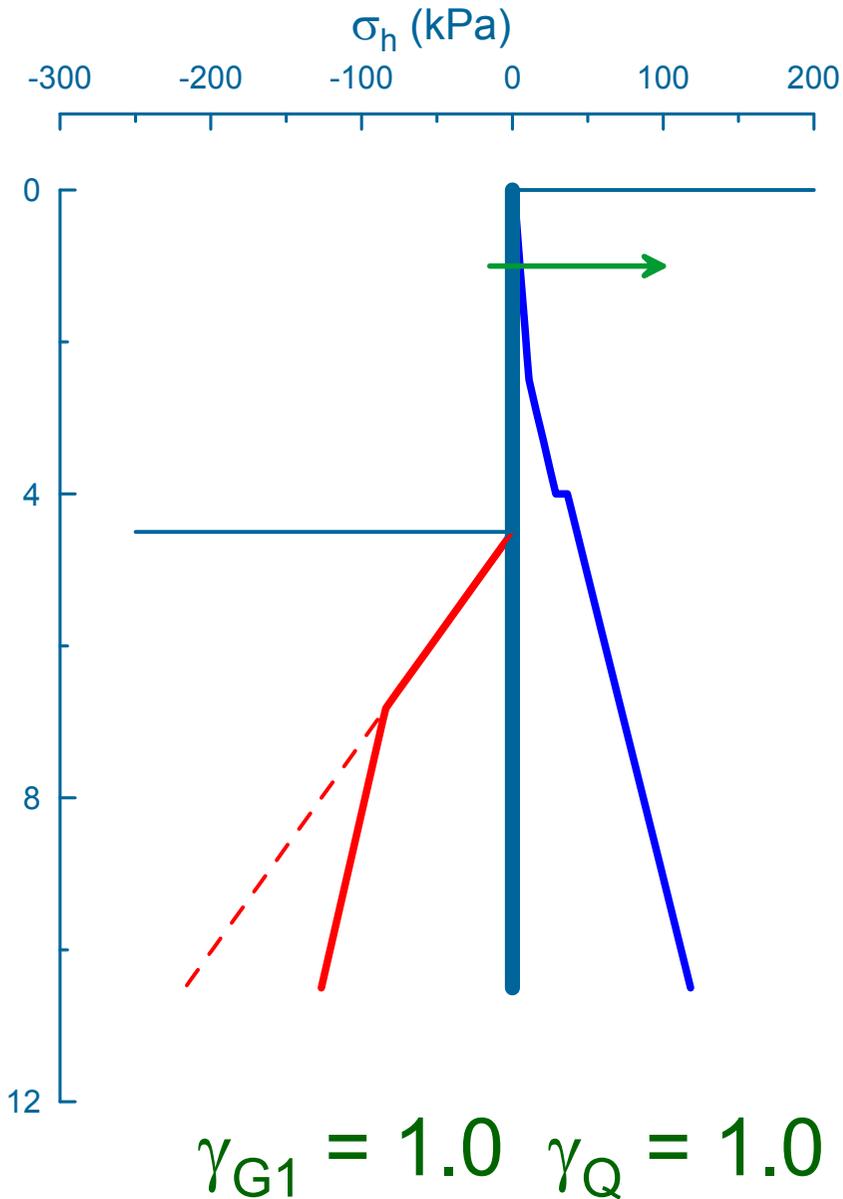
$$E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{alle azioni (ma } \gamma_\gamma = 1)$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{all'effetto delle azioni } M, T_a$$

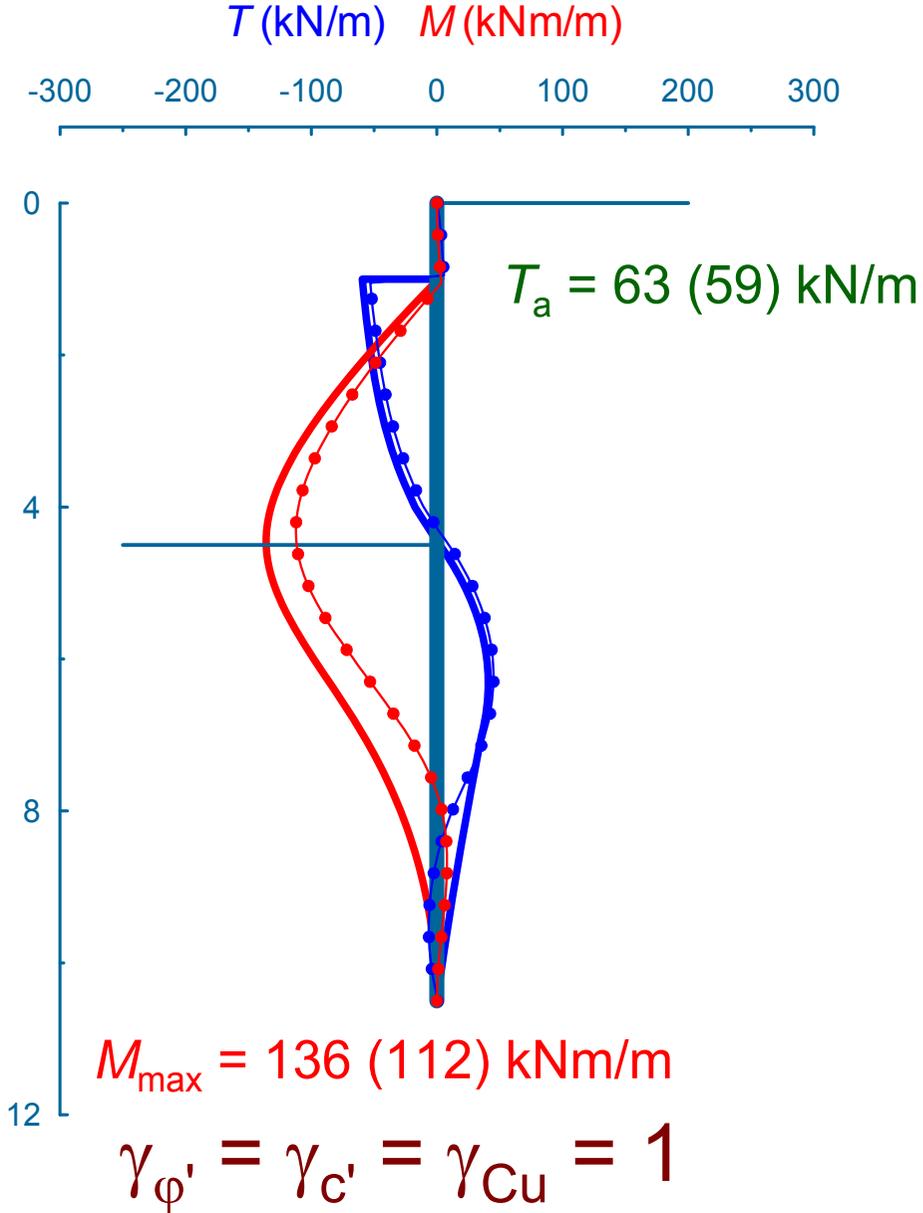
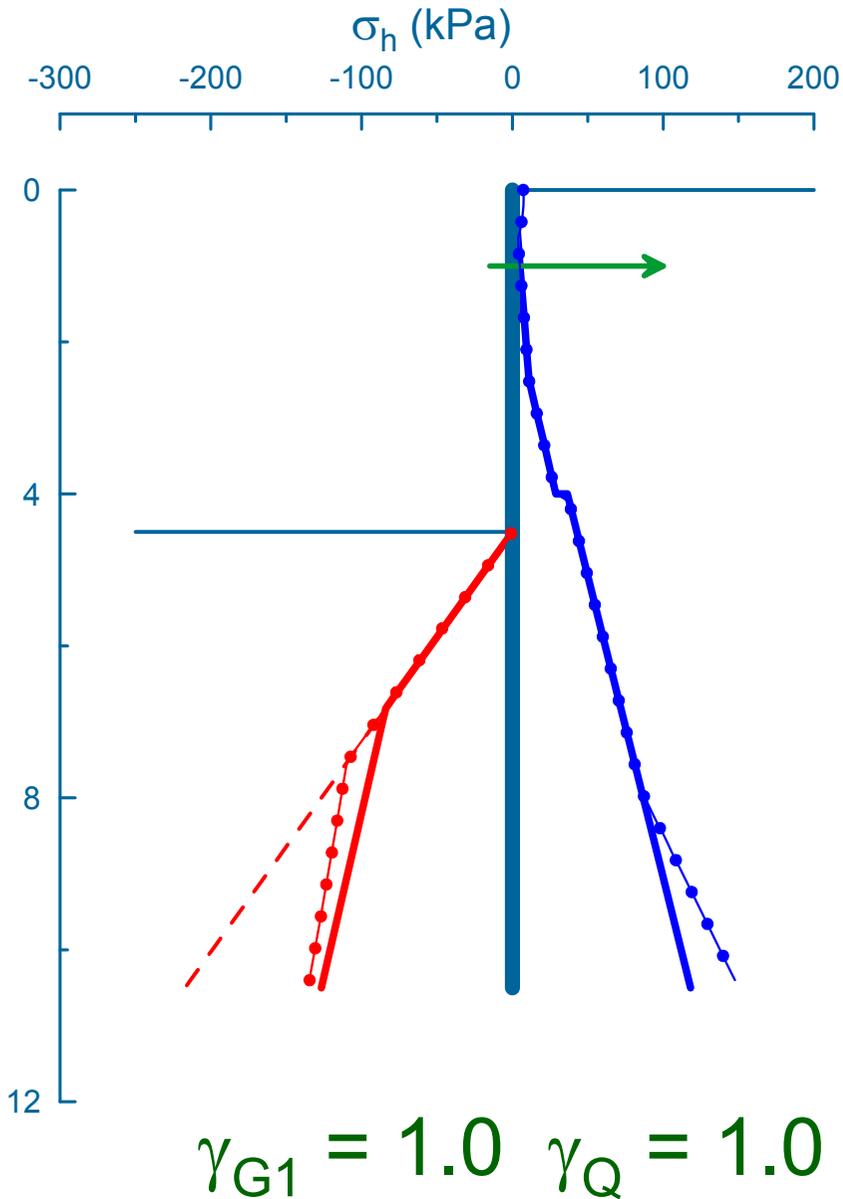
paratia: analisi di interazione semplificata



paratia: analisi di interazione semplificata



paratia: analisi di interazione semplificata



amplificazione effetti delle azioni

A1+M1+R1 (STR)

$$M_{SLU} = M_{q=0} \cdot \gamma_G + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) \cdot \gamma_Q$$

$$M_{SLU} = 127 \cdot 1.3 + (136 - 127) \cdot 1.5 = 179 \text{ kNm/m}$$

da confrontare con M_{Rd} della sezione

$$T_{aSLU} = T_{a q=0} \cdot \gamma_G + (T_{a q \neq 0} - T_{a q=0}) \cdot \gamma_Q$$

$$T_{aSLU} = 57 \cdot 1.3 + (63 - 57) \cdot 1.5 = 83 \text{ kNm/m}$$

da adoperare per la verifica dell'ancoraggio



analisi numeriche

1. studio sicurezza → studio di un cinematismo di collasso
riduzione parametri di **resistenza del terreno** fino a
ottenere condizioni di collasso: valutazione $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{Cu} e
confronto con valori minimi NTC
2. valutazione sollecitazioni negli elementi strutturali
analisi di interazione: con parametri di rigidezza e
resistenza realistici (caratteristici?)
amplificazione effetti delle azioni e valutazione
distanza dalle condizioni di **SLU** nelle sezioni
strutturali (es.: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$)
valutazione spostamenti **SLE**



verifiche **ancoraggi**

valutazione resistenze caratteristiche

a) da prove di carico su ancoraggi di prova

b) con metodi analitici o con relazioni empiriche con prove in sito

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{R_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{R_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$\xi_1, \xi_2 = f(\text{numero prove di carico/verticali d'indagine})$



verifiche ancoraggi

A1+M1+R3

$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad \gamma_Q = 1.5$$

$$\gamma_{G1} = 1.0 \quad \gamma_Q = 1.0 \quad \text{in condizioni sismiche}$$

resistenze caratteristiche

coefficienti R3

temporanei

$$\gamma_R = 1.1$$

permanenti

$$\gamma_R = 1.2$$

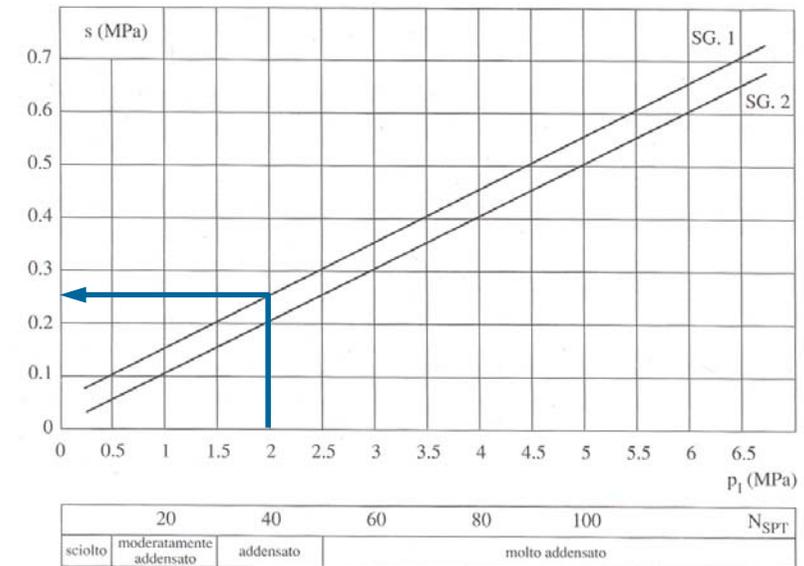


esempio: ancoraggio paratia

$$T_{ad} = 83 \text{ kN/m} \quad (\gamma_G = 1.3, \gamma_Q = 1.5)$$

$$i = 2.5 \text{ m}$$

$$E_d = 208 \text{ kN}$$



$$D_{eq} = 0.2 \text{ m} \quad L_e = 3 \text{ m} \quad \tau_{lim} = 250 \text{ kPa}$$

$$R_k = \pi D_{eq} L_e \tau_{lim} / \xi = 471 / 1.8 = 262 \text{ kN}$$

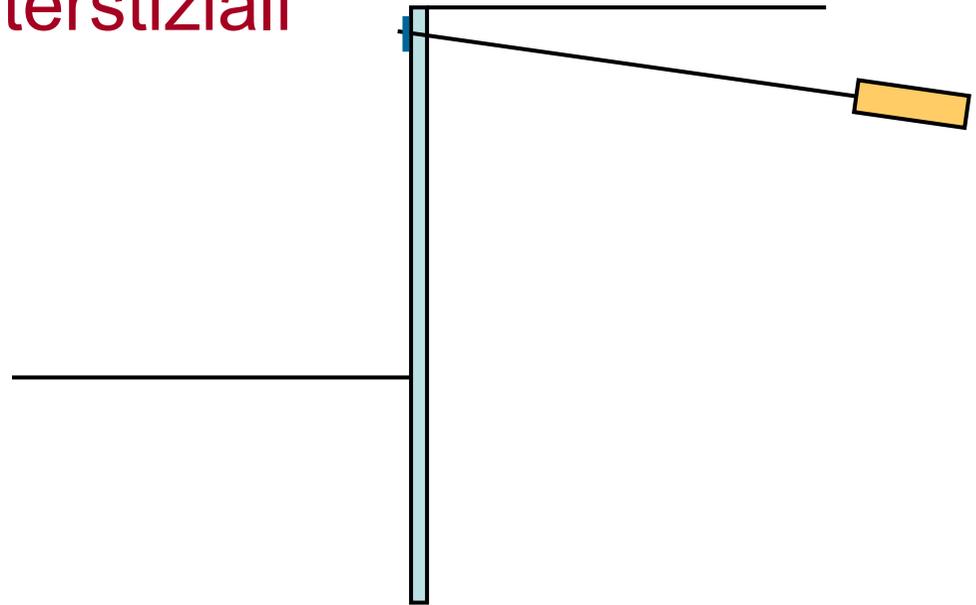
$$R_d = R_k / \gamma_R = 262 / 1.2 = 218 > 208 = E_d$$

coefficiente globale equivalente

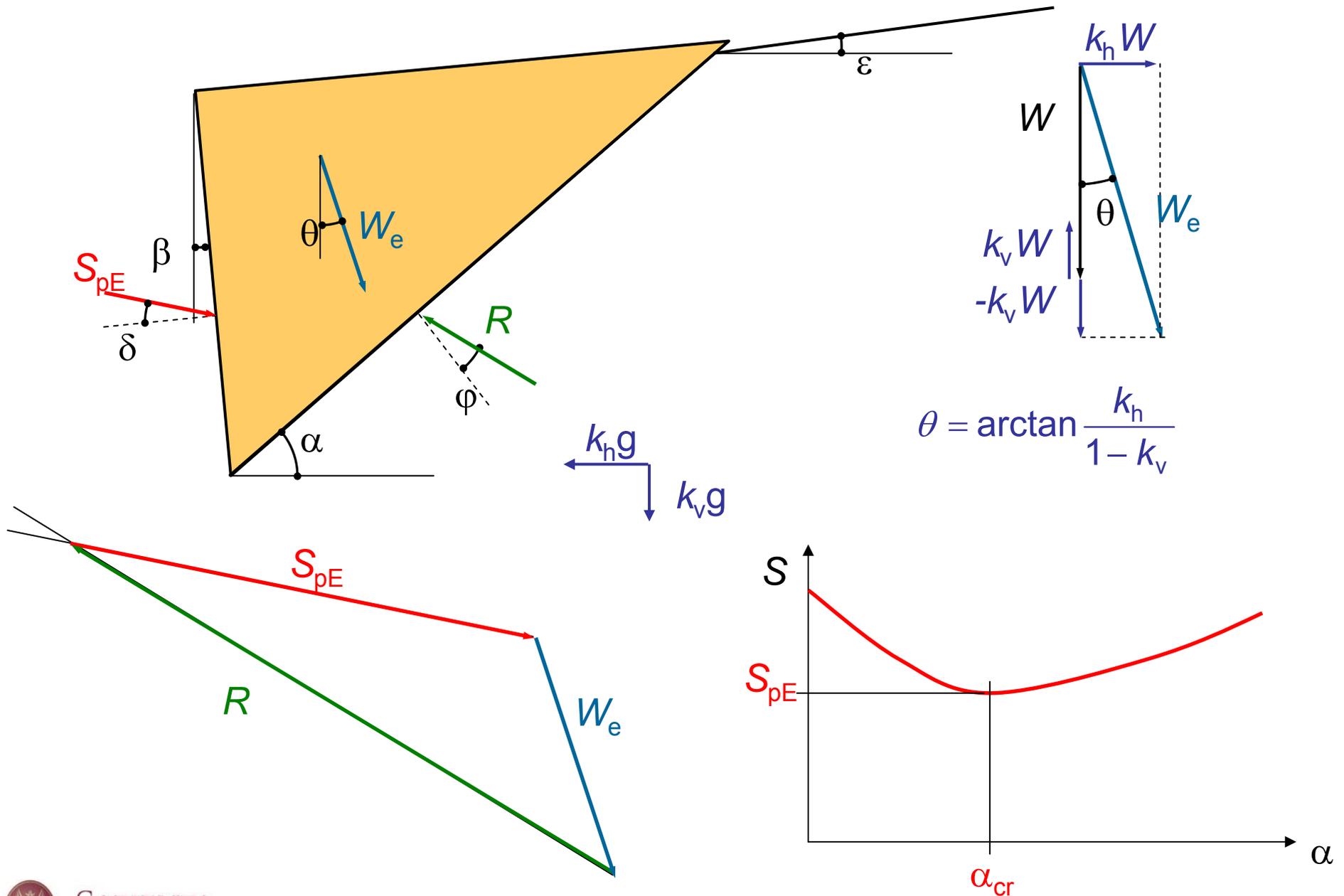
$$1.3 \times 1.8 \times 1.2 = 2.8$$

paratie – analisi in condizioni sismiche

- spinta passiva
- presenza di terreni a grana fine
- presenza di pressioni interstiziali
- terreni stratificati



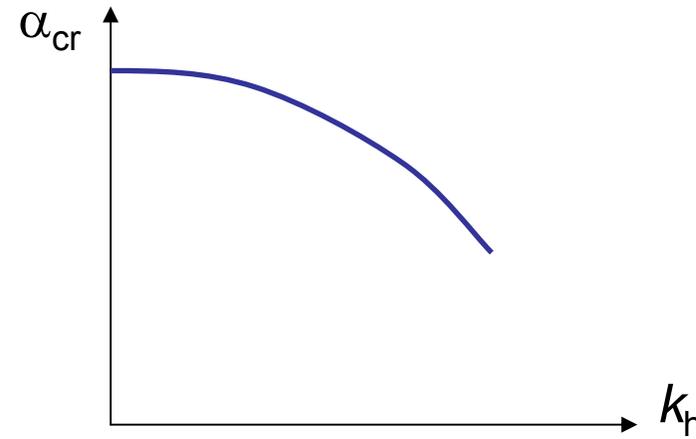
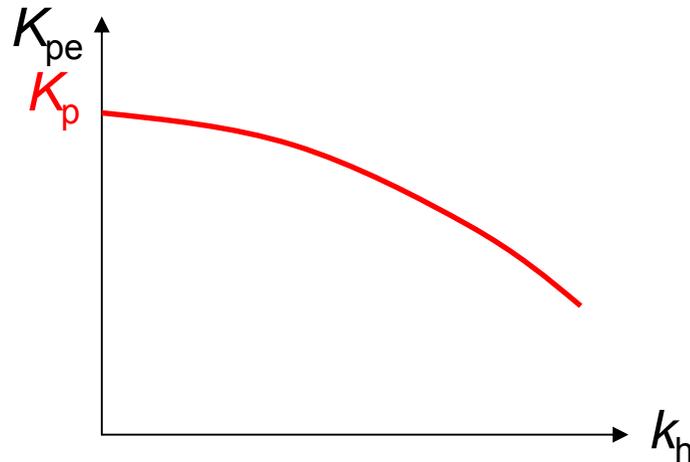
metodo di Mononobe – Okabe – spinta passiva



metodo di Mononobe – Okabe – spinta passiva

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

$$K_{pE} = f(\varphi', \theta, \delta, \beta, \varepsilon)$$



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

$$\alpha_{cr} = (\theta - \varphi) + \arctan \left[\frac{\left\{ \tan c (\tan c + \cot d) [1 + \tan(\delta - \beta + \theta) \cot d] \right\}^{\frac{1}{2}} - \tan c}{1 + \tan(\delta - \beta + \theta) (\tan c + \cot d)} \right]$$

$$c = \varphi + \varepsilon - \theta$$

$$d = \varphi + \beta - \theta$$

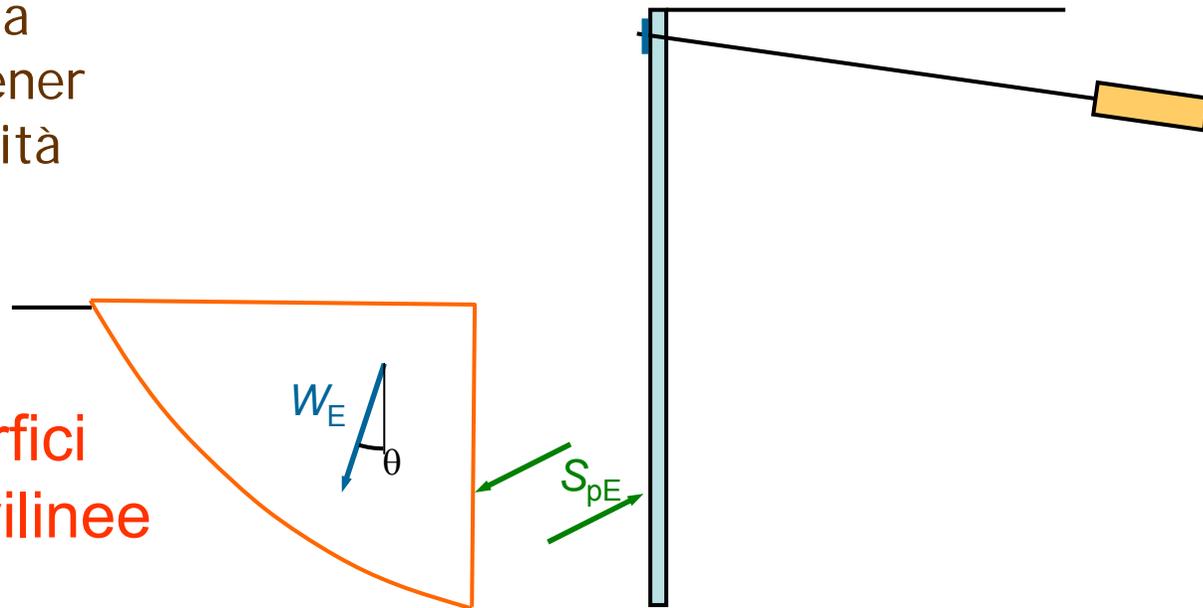


per il calcolo della **spinta passiva**, la teoria di Mononobe-Okabe **non è cautelativa per $\delta > \varphi'/2$**

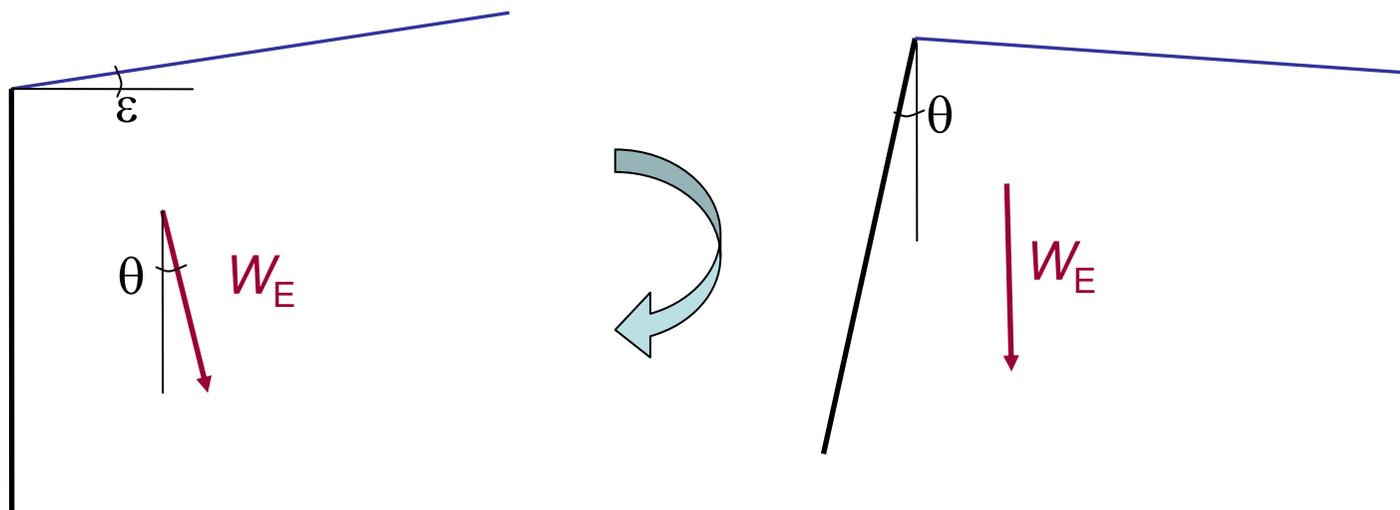
EC8 part 5: 7.3.2.3(6)P “the (**passive**) pressure distribution (...) shall be taken to act with an inclination with respect to the normal to the wall (...) equal to zero”
vuol dire $\delta = 0$?

NTC: “per valori dell’angolo di attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della spinta passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento”

soluzioni con superfici di scorrimento curvilinee



Lancellotta (2007): metodo dell'estremo inferiore



$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\varepsilon - \theta) - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2(\varepsilon - \theta)}} \cdot \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2\psi \tan \varphi}$$

$$\psi = 0.5 \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \arcsin \left[\frac{\sin(\varepsilon - \theta)}{\sin \varphi} \right] + \delta + (\varepsilon - \theta) + 2\theta \right\}$$

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

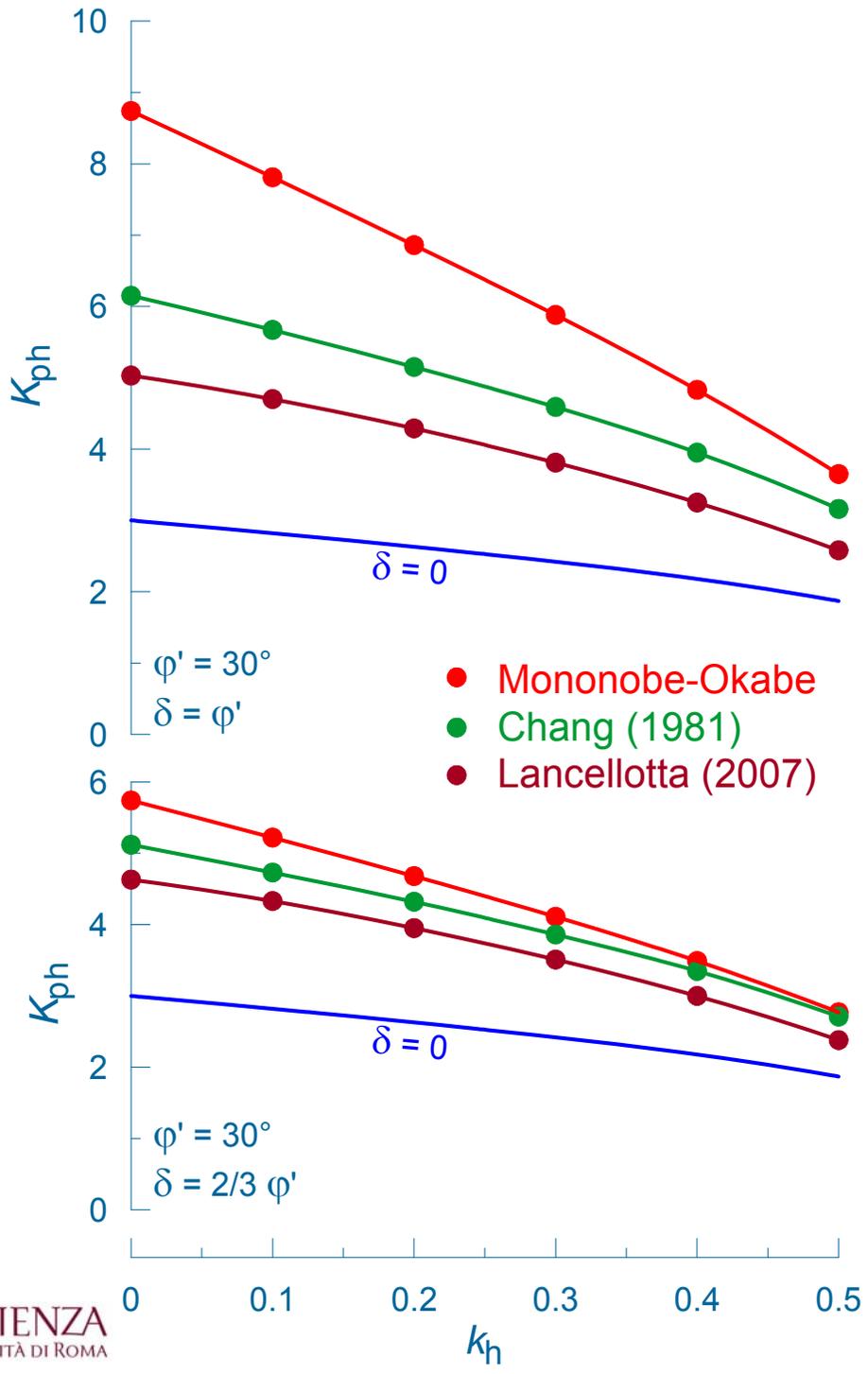
soluzione in forma chiusa

confronto fra i metodi di Mononobe-Okabe, Chang e Lancellotta

$\varphi = 30^\circ$

- parete verticale

- K_p in direzione ortogonale alla parete



confronto fra i metodi di Mononobe-Okabe, Chang e Lancellotta

$\varphi = 30^\circ$

parete verticale

K_p in direzione ortogonale alla parete

	$\delta = 0$	$\delta = 20^\circ$					$\delta = 30^\circ$				
k_h	K_p	K_{pMO}	K_{pC}	K_{pL}	C/ MO	L/ MO	K_{pMO}	K_{pC}	K_{pL}	C/ MO	L/ MO
0	3.00	5.74	5.12	4.63	0.89	0.81	8.74	6.15	5.03	0.70	0.58
0.1	2.82	5.22	4.73	4.33	0.91	0.83	7.82	5.67	4.70	0.73	0.60
0.2	2.63	4.68	4.32	3.95	0.92	0.84	6.86	5.15	4.29	0.75	0.63
0.3	2.42	4.11	3.86	3.51	0.94	0.85	5.88	4.59	3.81	0.78	0.65
0.4	2.18	3.49	3.35	3.00	0.96	0.86	4.83	3.95	3.25	0.82	0.67
0.5	1.87	2.77	2.71	2.38	0.98	0.86	3.65	3.16	2.58	0.87	0.71



presenza di terreni a grana fine

due schemi limite:

1. evento sismico immediatamente successivo allo scavo: analisi in termini di tensioni totali

$$\tau_{\text{lim}} = C_u$$

2. sisma dopo molto tempo dall'esecuzione dello scavo: analisi in termini di tensioni efficaci

$$\tau_{\text{lim}} = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$



metodo di Mononobe – Okabe – condizioni non drenate

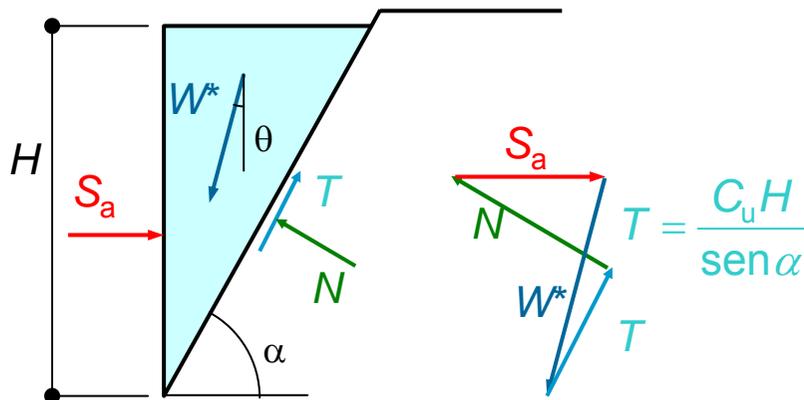
$$S_{a,p} = \frac{\gamma^* H^2}{2} K_u$$

$$\gamma^* = \gamma \sqrt{k_h^2 + (1 - k_v)^2}$$

$$K_u = N_{u\gamma} \mp \frac{2C_u}{\gamma^* H} N_{uc}$$

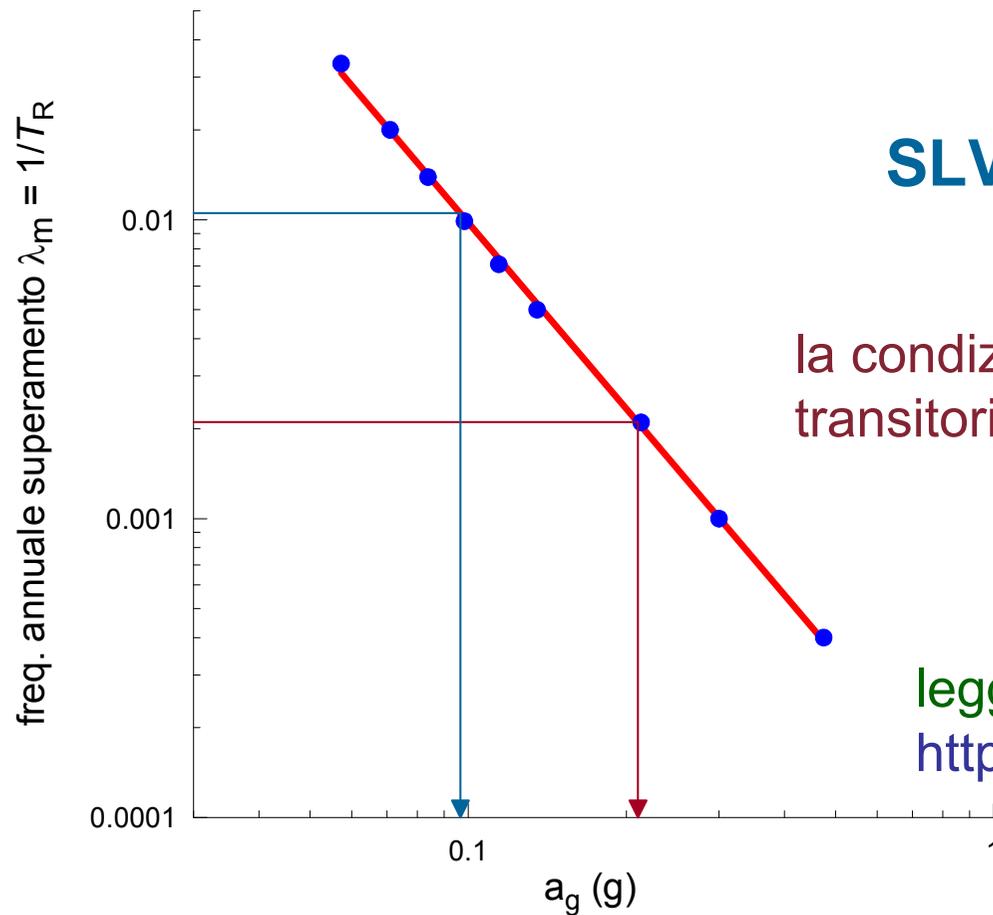
$$N_{u\gamma} = \frac{\text{sen}(\alpha \pm \theta)}{\text{sen} \alpha}$$

$$N_{uc} = \mp \frac{1}{\text{sen} \alpha \cos \alpha}$$



$$\alpha_{cr} = \arcsen \sqrt{\frac{-2C_u + \gamma^* H \text{sen} \theta}{-4C_u + \gamma^* H \text{sen} \theta}}$$

esempio – riduzione azioni per diversi periodi di ritorno



SLV → $P = 10\%$ in V_R

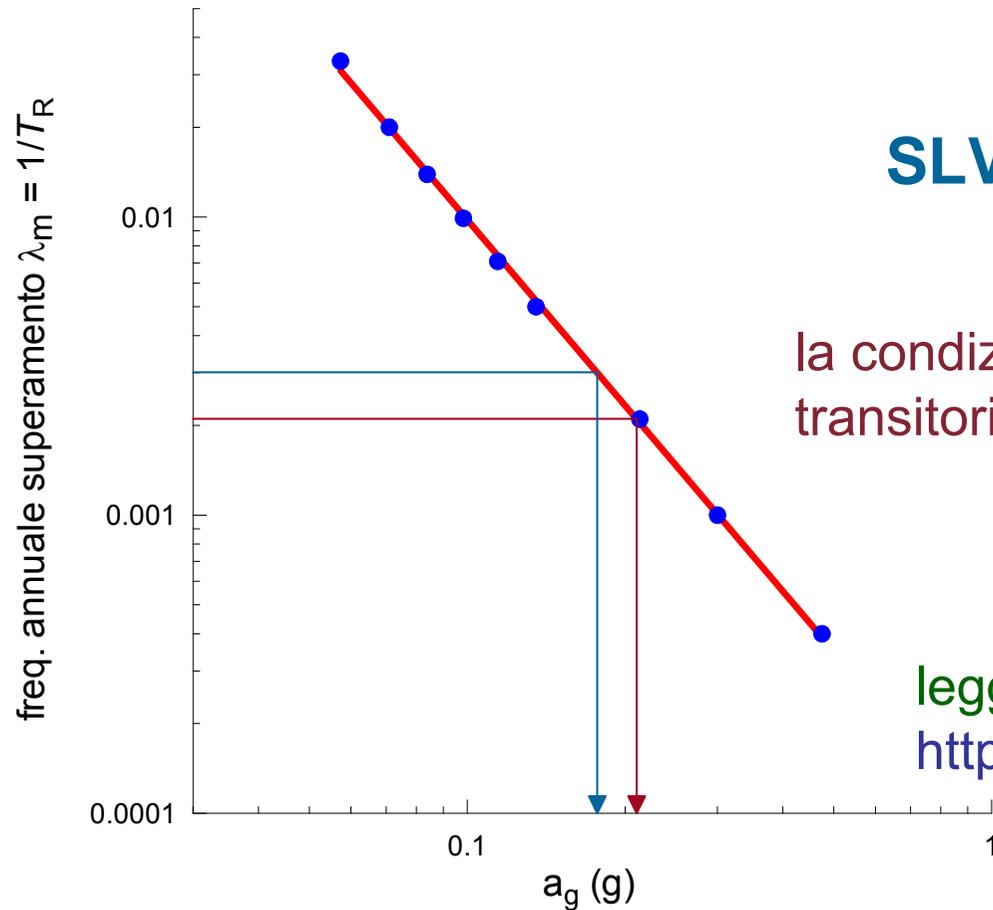
la condizione di drenaggio impedito è transitoria – es. $V_R = 10$ anni

legge di ricorrenza INGV per Catania
<http://esse1-gis.mi.ingv.it>

$$P = 1 - e^{-\frac{V_R}{T_R}}$$

P (%)	V_R (anni)	T_R (anni)	λ_m (anni ⁻¹)	a_g (g)
10	50	475	0.0021	0.21
10	10	95	0.0105	0.10

esempio – riduzione azioni per diversi periodi di ritorno



SLV → $P = 10\%$ in V_R

la condizione di drenaggio impedito è transitoria – es. $V_R = 10$ anni → **35 anni**

legge di ricorrenza INGV per Catania
<http://esse1-gis.mi.ingv.it>

$$P = 1 - e^{-\frac{V_R}{T_R}}$$

P (%)	V_R (anni)	T_R (anni)	λ_m (anni ⁻¹)	a_g (g)
10	50	475	0.0021	0.21
10	35	332	0.0301	0.17

effetto pressioni interstiziali

EC8

analisi in termini di tensioni efficaci (Matsuzawa et al. 1984)

$$S_{pE} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot H^2 \cdot K_{pE} + E_{ws} + E_{wd}$$

terreni poco permeabili $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s
“acqua vincolata”

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma \cdot k_h}{\gamma'(1 - k_v)}\right)$$

$$E_{wd} = 0$$

terreni molto permeabili $k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s
“acqua libera”

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d \cdot k_h}{\gamma'(1 - k_v)}\right)$$

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

problemi:

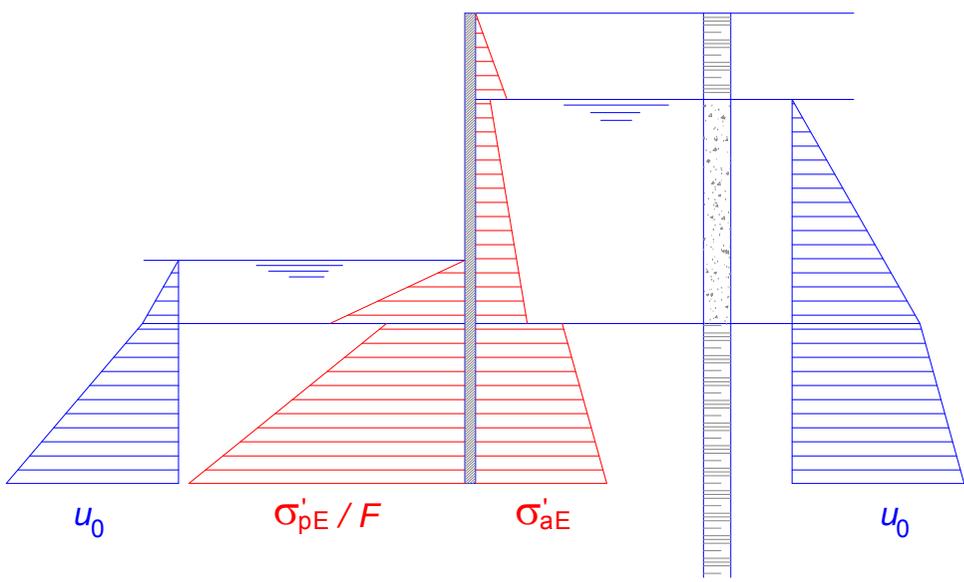
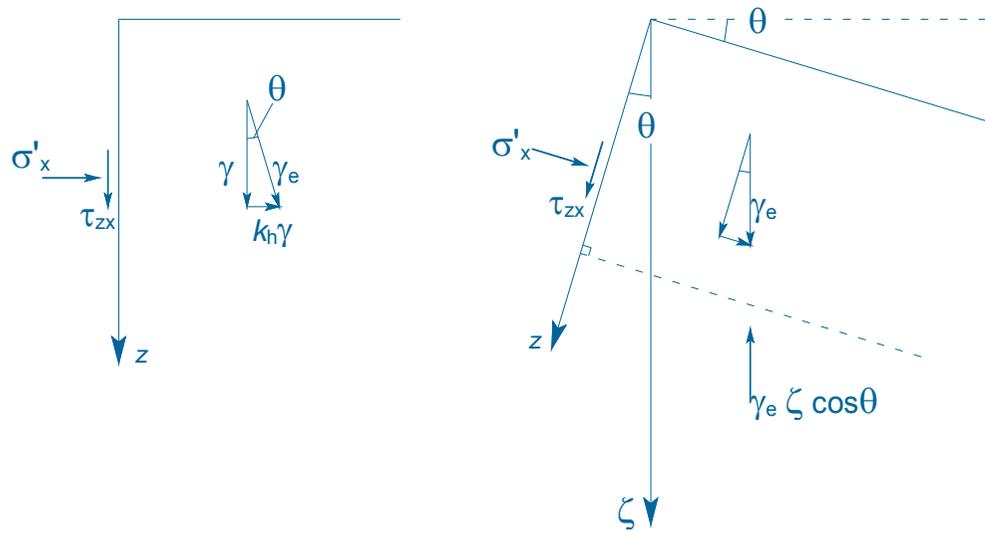
- condizioni non idrostatiche
- terreno stratificato

$$q(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h \cdot z}$$

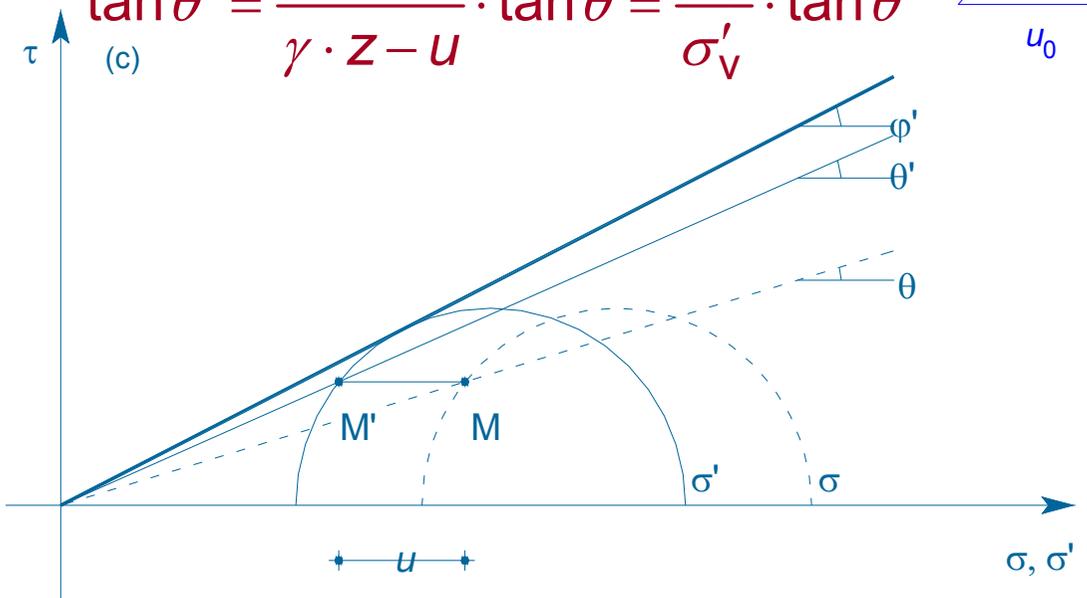
Westergaard (1931)



effetto pressioni interstiziali



$$\tan \theta' = \frac{\gamma \cdot z}{\gamma \cdot z - u} \cdot \tan \theta = \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \tan \theta$$



$$\sigma_{a,p} = (\sigma_v - u) \cdot K_{a,pE} (\cos \delta) + u$$

\uparrow
 $f(\theta')$

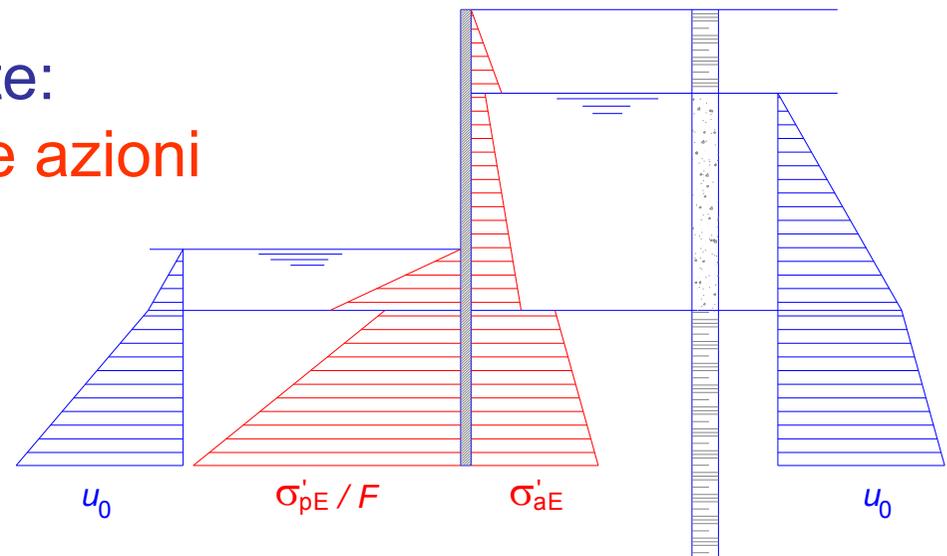
terreni stratificati

in analogia con le condizioni statiche

$$\sigma_{a,p} = (\sigma_v - u) \cdot K_{a,pE} + u$$

considerando le componenti normali alla paratia

punto di applicazione risultante:
interessa la distribuzione delle azioni



scelta del coefficiente sismico k_h

risposta sismica locale $\rightarrow a_{\max}$

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

a_g accel. max affioramento rigido

S_S amplificazione stratigrafica

S_T amplificazione topografica

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$\alpha \rightarrow$ variabilità spaziale del moto (asincronia)

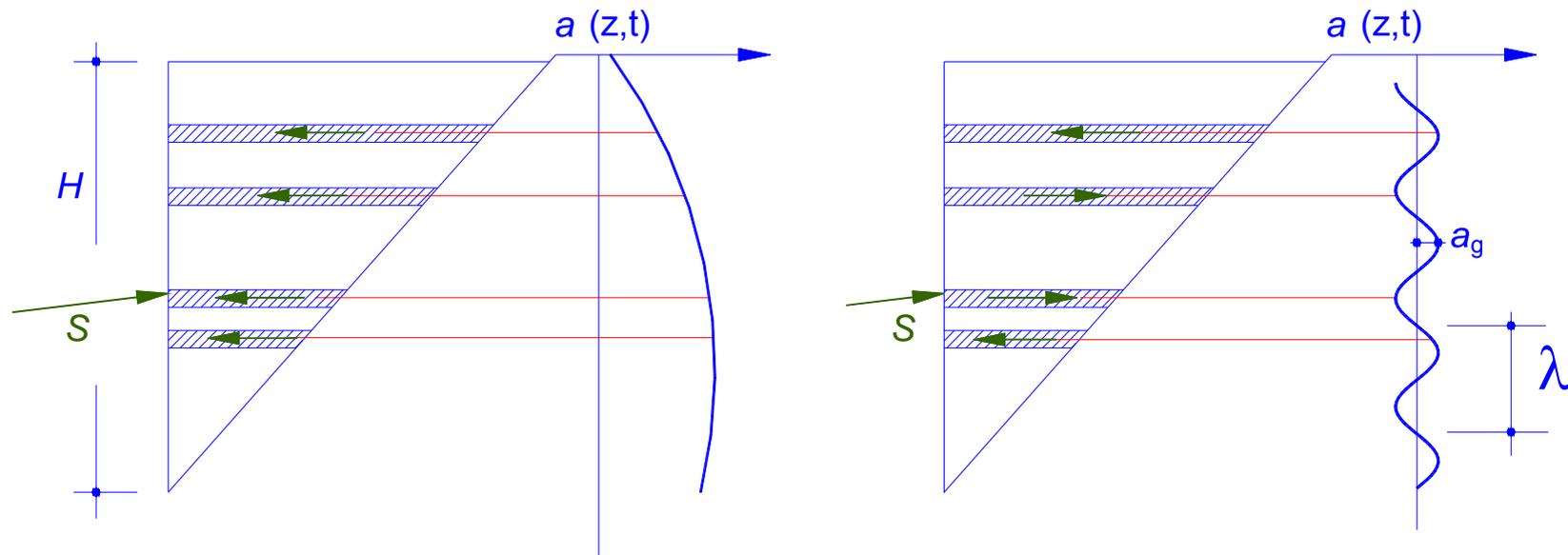
$\beta \rightarrow$ variabilità temporale del moto (duttilità)



asincronia

accelerazione costante nello spazio:

$V_s \rightarrow \infty$, moto sincrono



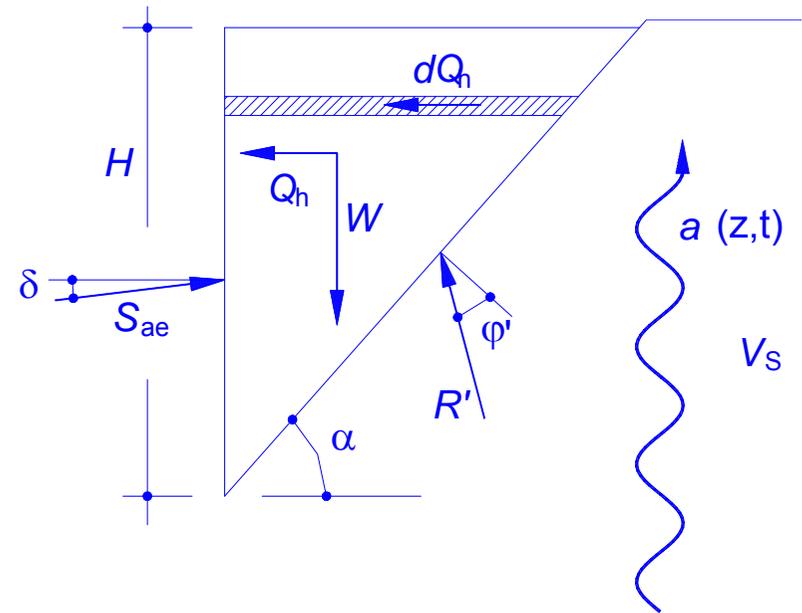
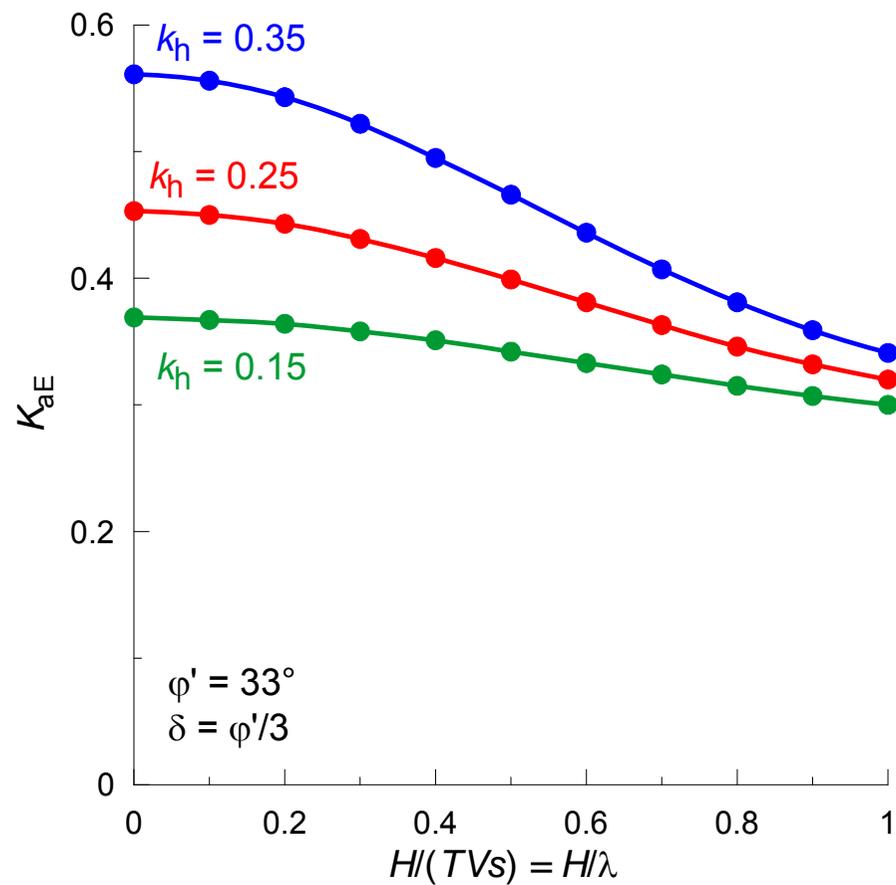
all'aumentare della deformabilità:

$\lambda = v_s/f$ diminuisce \rightarrow moto asincrono $\rightarrow S$ diminuisce



asincronia

metodo di Steedman & Zeng (1990)



$$S_{aE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{aE}$$

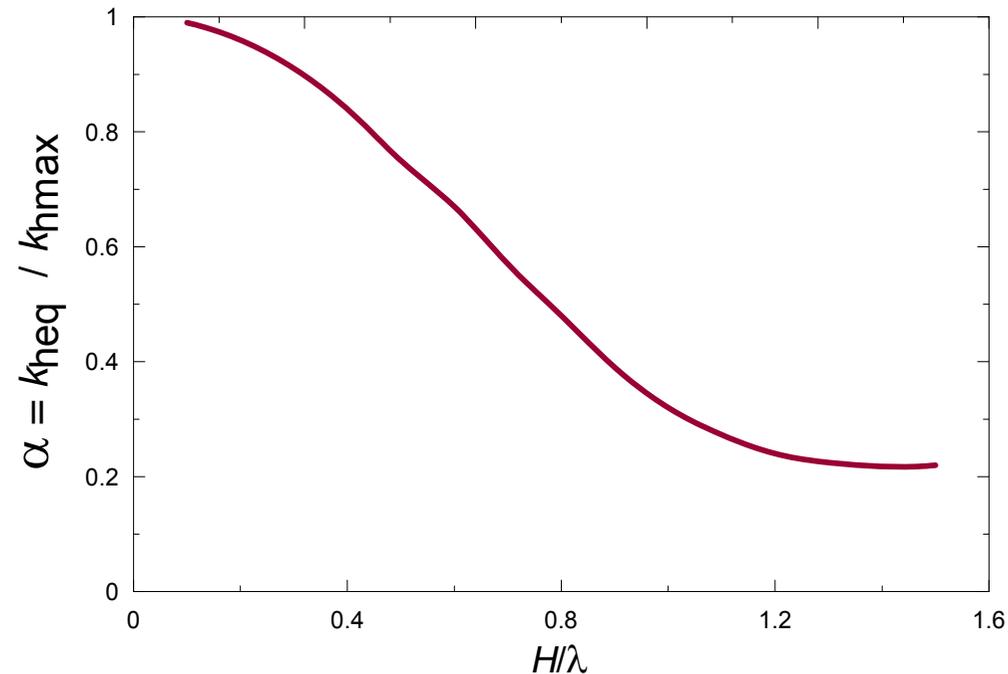
asincronia

estensione del metodo di Steedman & Zeng (1990)

definizione di un'accelerazione pseudostatica equivalente

$$k_{h \text{ eq}} = \alpha \cdot k_{h \text{ max}}$$

da utilizzare nel metodo di M.O.



α dipende solo da H/λ



asincronicità

estensione del metodo di Steedman & Zeng (1990)

analisi di risposta sismica 1-D

$$a(t) \quad \frac{a_{\max}}{T_m}$$

non linearità $G_{\text{sec}} \rightarrow V_{\text{seq}}$

$$\lambda = V_{\text{seq}} T_m$$

$$k_{\text{eq}} = f(H/\lambda) \rightarrow K_{\text{aE}}$$

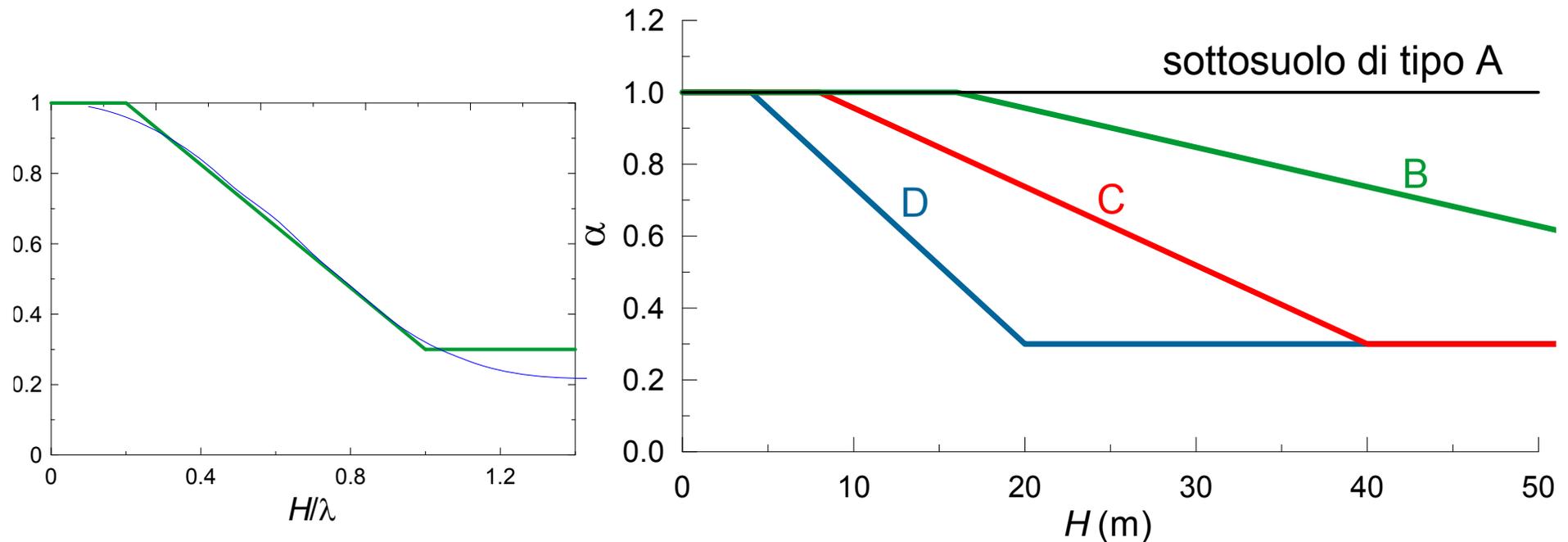
azione sismica assimilata a una sollecitazione armonica di periodo medio T_m (Rathje et al. 1998)

$$T_m = \frac{1}{f'_m} = \frac{\sum_i C_i^2 \cdot 1/f_i}{\sum_i C_i^2}$$



asincronicità

applicazione a eventi sismici italiani e
categorie di sottosuolo NTC

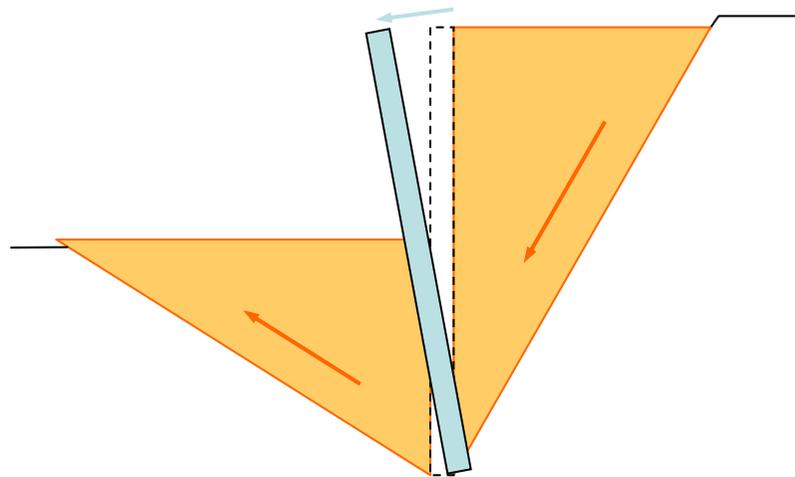


per spinta passiva: $\alpha = 1$

duttilità

paratie – metodo degli spostamenti

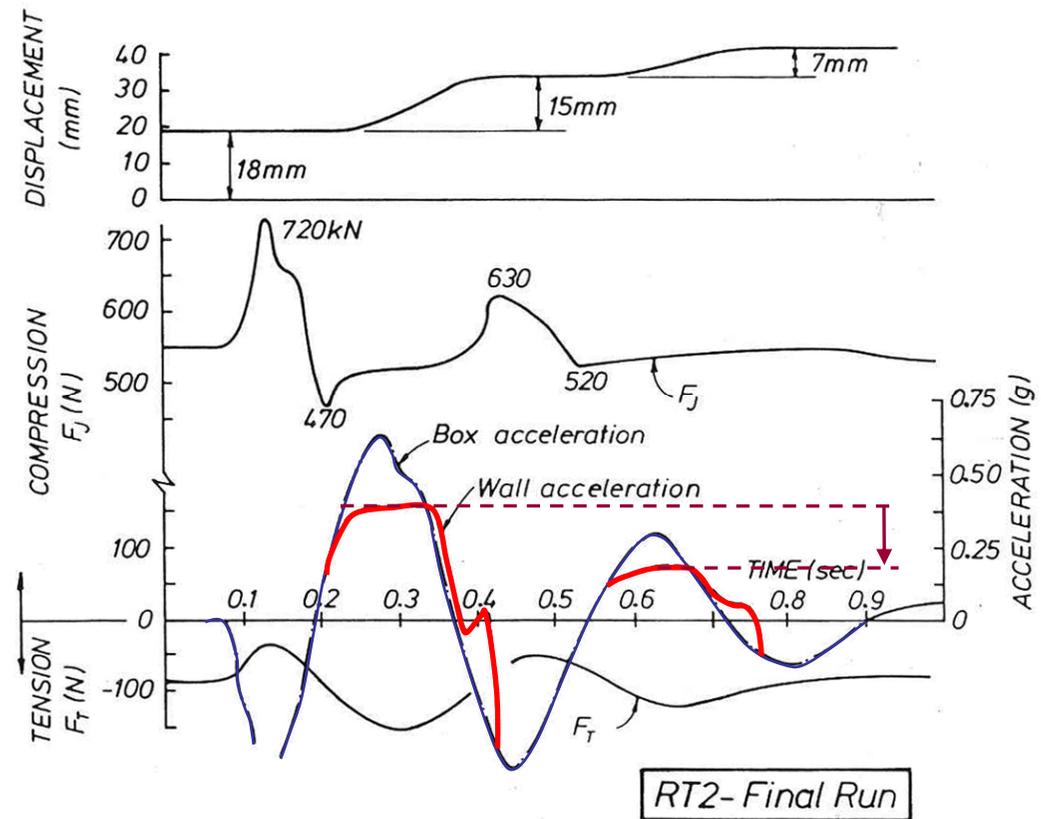
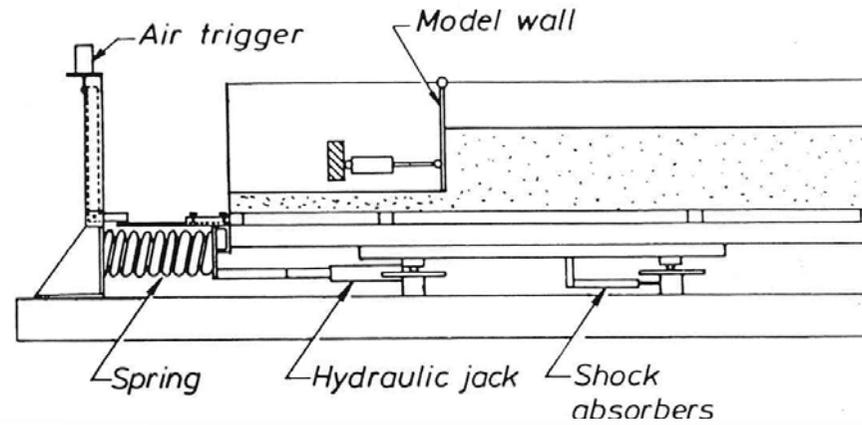
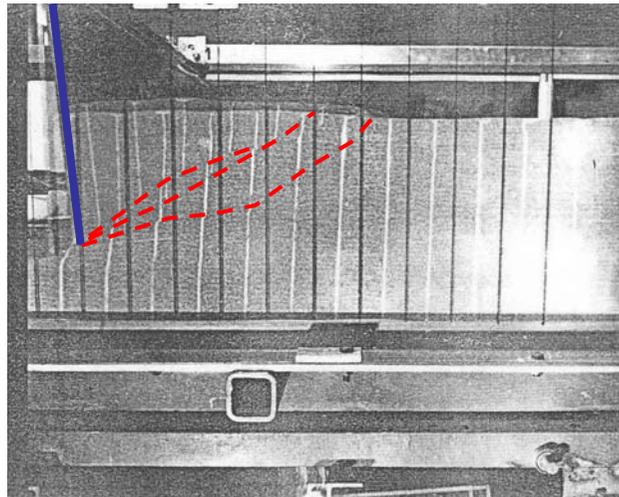
- difficoltà nell'individuare un cinematismo di collasso della paratia e del terreno
- valutazione di $k_c \rightarrow$ metodo pseudo-statico
(stesse incertezze)

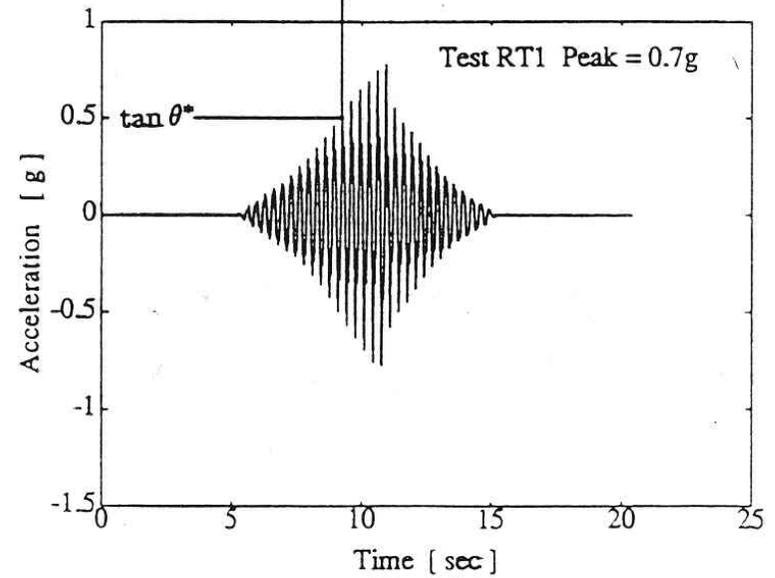
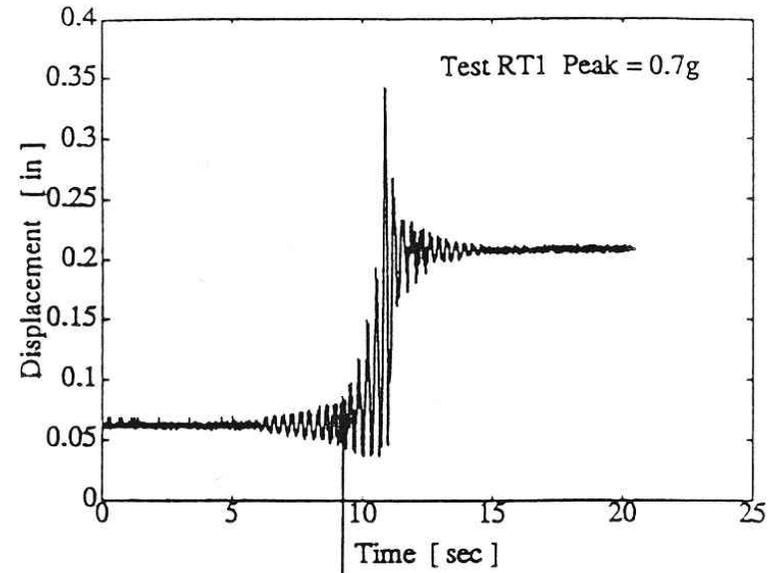
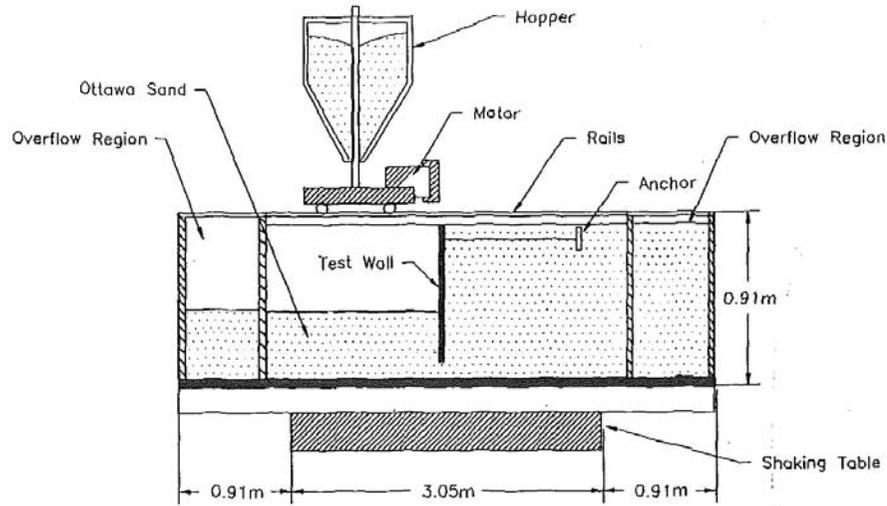


spinta passiva cinematismo rotazionale

Richards & Elms (1992)

sabbia addensata





prove su tavola vibrante

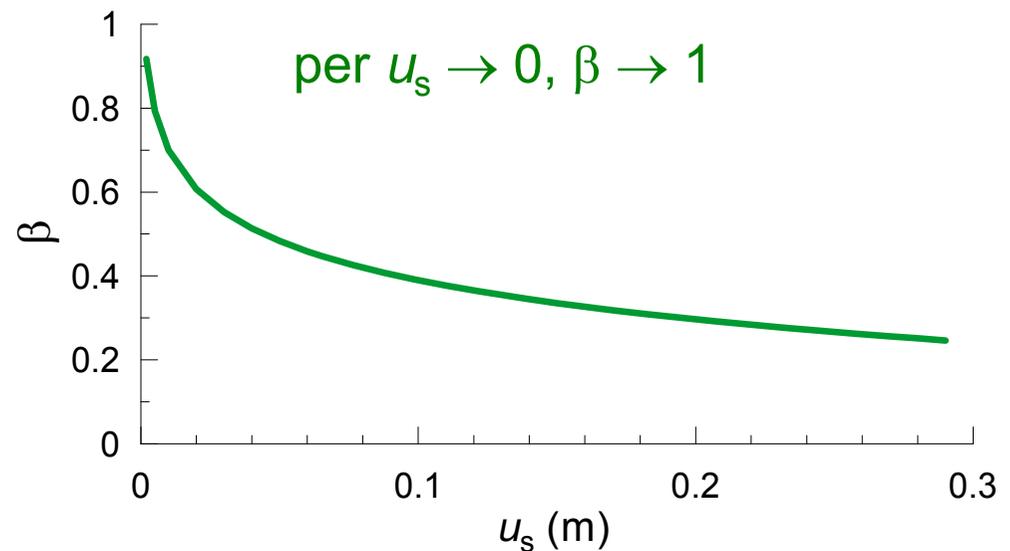
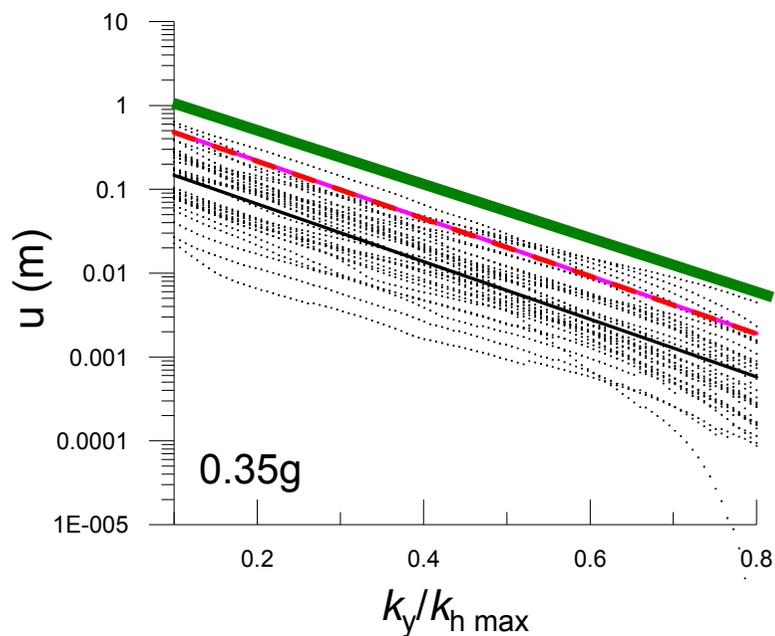
Neelakantan et al. (1992)

equivalenza con il metodo degli spostamenti

integrazione del database accelerometrico italiano

$$\beta = k_y / k_{h \max}$$

incertezze \rightarrow involuppo dei massimi



$$u_s < 0.005 H$$

spostamento, scelto dal progettista, tollerabile senza riduzioni di resistenza

duttilità

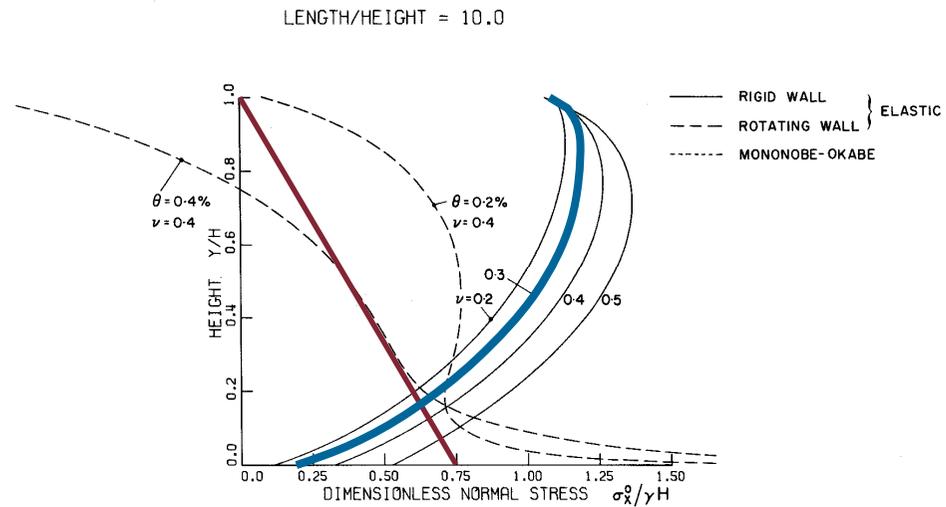
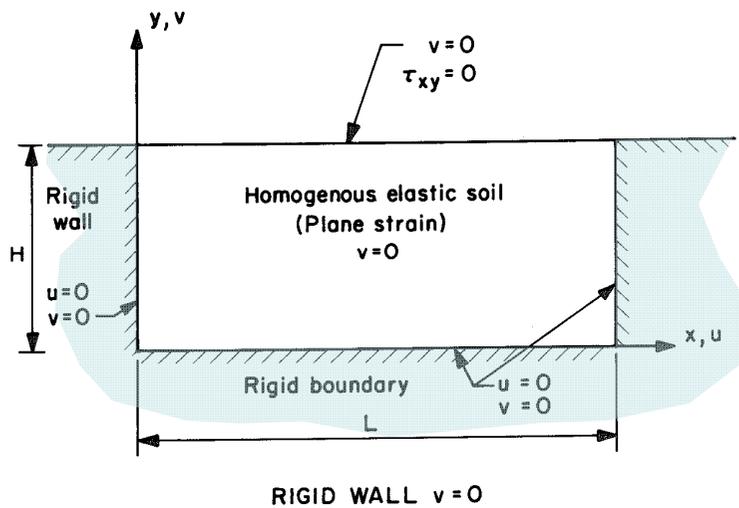
paratie: cause di fragilità

- comportamento elementi strutturali
(trefoli, puntoni, parete)
 - comportamento meccanico terreno
(es. argille consistenti)
 - liquefazione
- progettare in modo da poter prevedere
un **comportamento duttile**
- altrimenti: progettare con $\beta = 1$



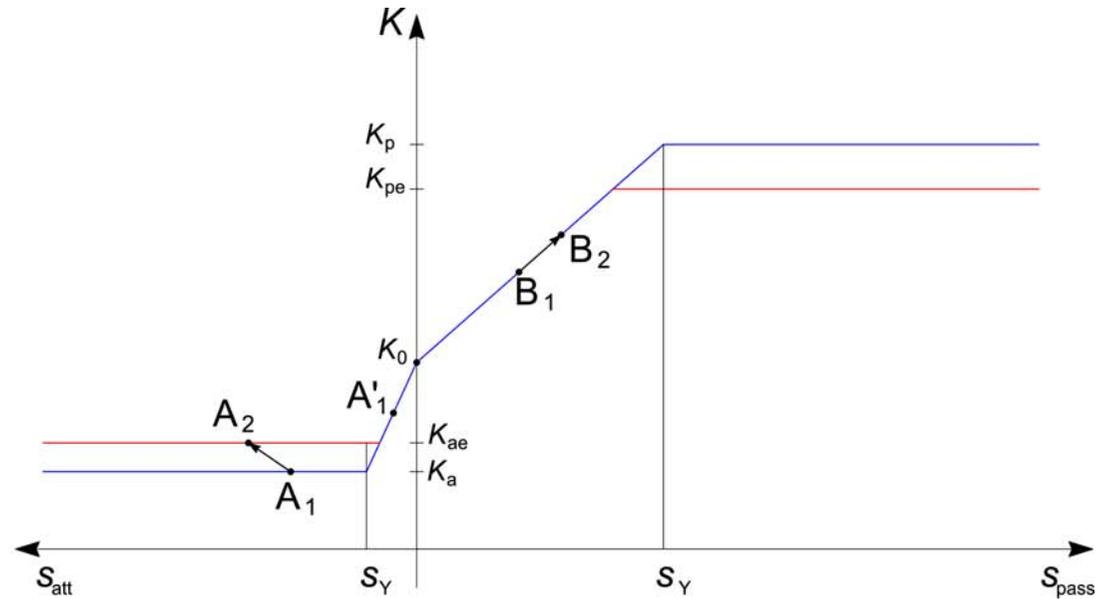
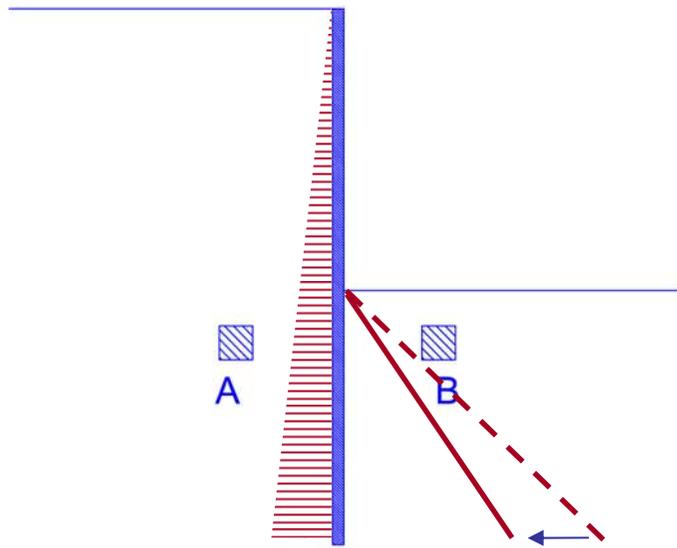
spinta sismica su pareti vincolate

coppia di pareti rigide a sostegno di un mezzo elastico (Wood 1973)



$$\Delta S_W = \gamma H^2 \frac{a_h}{g}$$

metodo della reazione di sottofondo



- applicazione incrementi di spinta
- riduzione di K_p

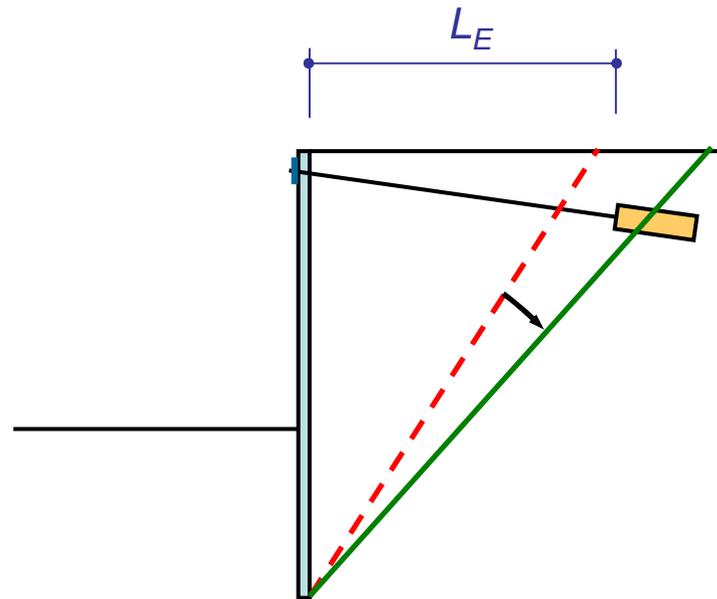


ancoraggi - criteri costruttivi

aumento di α_{cr}

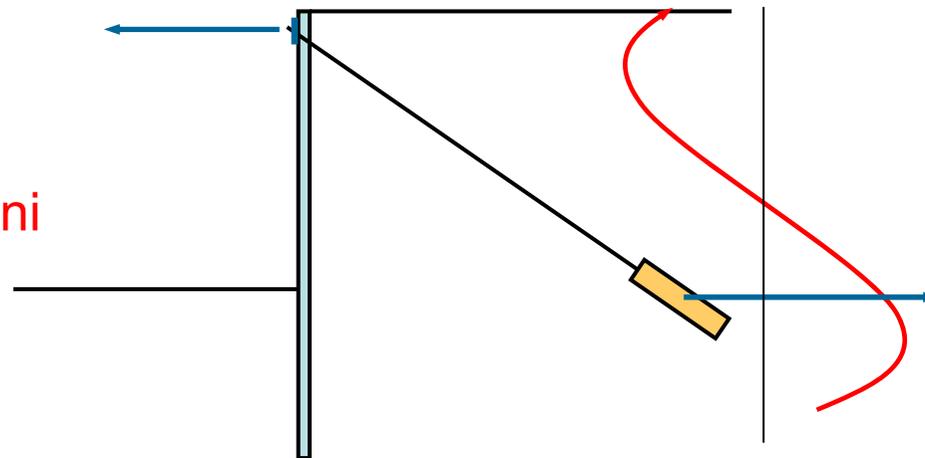
→ allontanamento del bulbo

$$L_E = L_S (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$



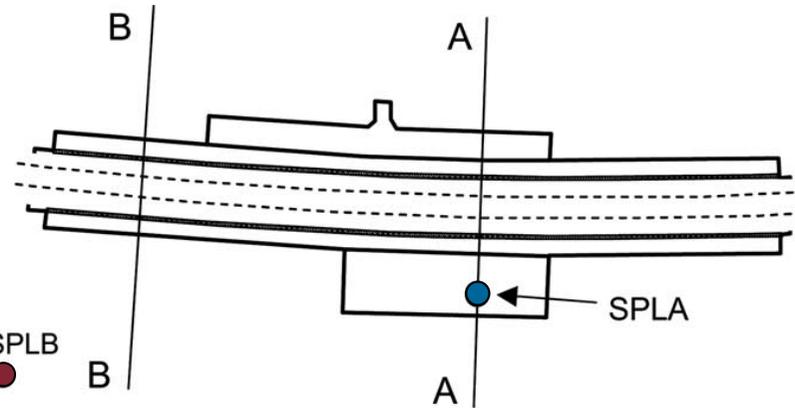
ancoraggi molto inclinati

- asincronicità
- concentrazione sollecitazioni

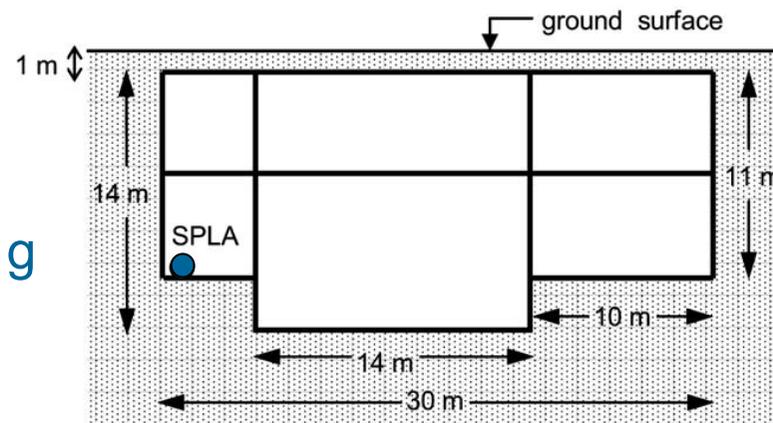


stazione Sepolia della metropolitana di Atene
terremoto di Parnitha del 1999 (Gazetas et al. 2005)

$M = 5.9$

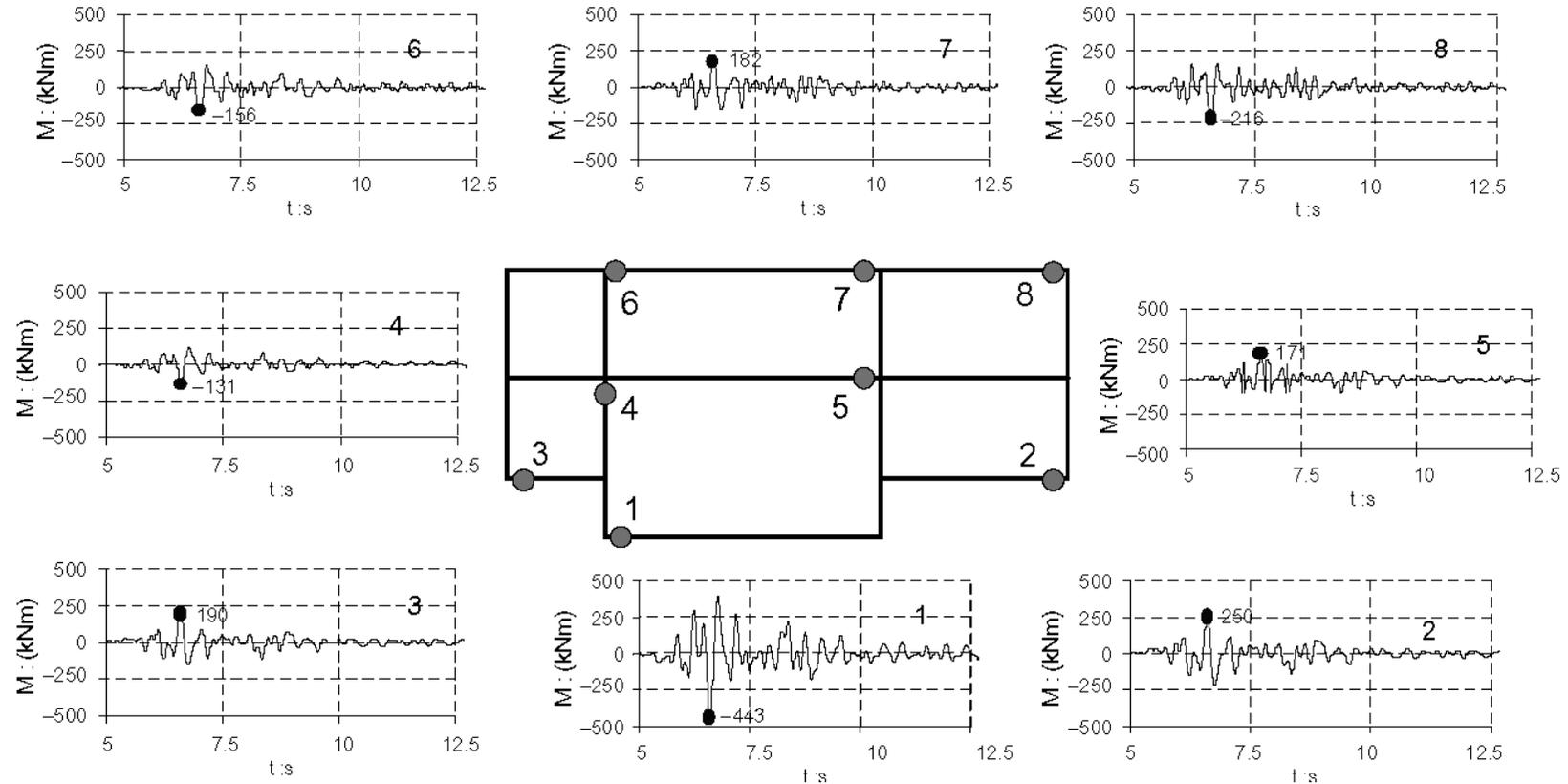


$a_{\max} = 0.24 \text{ g}$ ● SPLB



$a_{\max} = 0.36 \text{ g}$

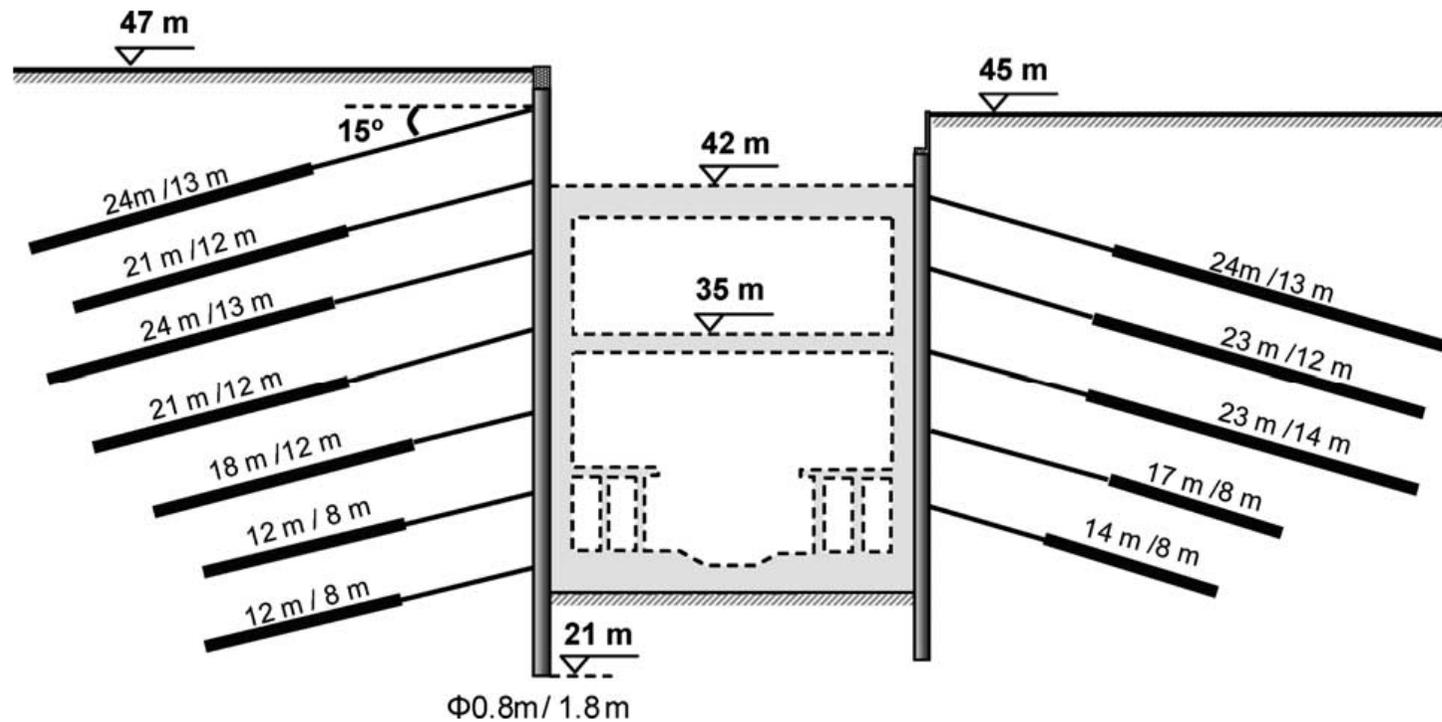
stazione Sepolia della metropolitana di Atene terremoto di Parnitha del 1999 (Gazetas et al. 2005)



incrementi sismici del momento flettente calcolati in alcune sezioni

stazione Kerameikos della metropolitana di Atene
terremoto di Parnitha del 1999 (Gazetas et al. 2005)

$a_{\max} \approx 0.5 \text{ g @ } 1\text{km}$



stazione Kerameikos della metropolitana di Atene terremoto di Parnitha del 1999 (Gazetas et al. 2005)

