

**La Progettazione Strutturale in Zona Sismica  
Il Nuovo Quadro Normativo**

**Corso di aggiornamento**

**10 Maggio 2007**

***Elementi di progettazione geotecnica  
alla luce delle attuali normative***

**(parte II)**

**Prof. ing. Armando Lucio Simonelli**

**Dipartimento di Ingegneria – Università del Sannio (BN)**



**(mini) Corso di 4 ore**

**dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica  
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)**

► **Azione sismica ed effetti di sito**

**§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l’Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)**

► **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

**§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

► **Fondazioni superficiali e profonde**

**§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)**

► **Opere di sostegno**

**§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

**3.1 Regole generali di progettazione**

Di norma **deve essere adottato un tipo unico di fondazione per una data struttura**,  
a meno che questa non consista di unità indipendenti dal punto di vista dinamico.

In particolare, deve essere evitato l'uso contestuale di pali e di fondazioni dirette nello stesso edificio, a meno di studi specifici che ne dimostrino l'ammissibilità.

Tale restrizione non si applica alle strutture da ponte.

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

**3.1 Regole generali di progettazione (continua)**

Nella **scelta del tipo di fondazione**, si devono considerare i seguenti aspetti:

- a) la rigidezza della fondazione deve essere tale da **trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura**;
- b) la rigidezza della fondazione **nel suo piano** deve essere in grado di assorbire gli effetti degli spostamenti orizzontali relativi tra elementi strutturali verticali;
- c) se viene assunto che l'**ampiezza del moto sismico diminuisca con la profondità**, tale ipotesi deve essere giustificata con uno studio opportuno, e la diminuzione non deve **in nessun caso comportare un'accelerazione di picco inferiore al 65% del valore di progetto ( $S a_g$ ) in superficie.**

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

**3.2 Sollecitazioni di calcolo**

*n.d.r. – si distinguono due casi*

*strutture progettate per alta duttilità (CD "A")*

*strutture progettate per bassa duttilità (CD "B")*

Per le **strutture progettate per alta duttilità (CD "A")** il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti **le resistenze degli elementi strutturali soprastanti**.

Più precisamente, **lo sforzo normale nei pilastri** derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 3.3 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" dovrà essere associato **al concomitante valore resistente del momento flettente e dello sforzo di taglio**.

Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una **analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a q = 1**.

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

**3.2 Sollecitazioni di calcolo**

Per le **strutture progettate per bassa duttilità (CD ‘B’)** il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi elastica.

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrate)*

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, **la stabilità**

**dei plinti di fondazione deve essere verificata** rispetto al collasso

per **slittamento** ed a quello per **rottura generale**.

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrate)*

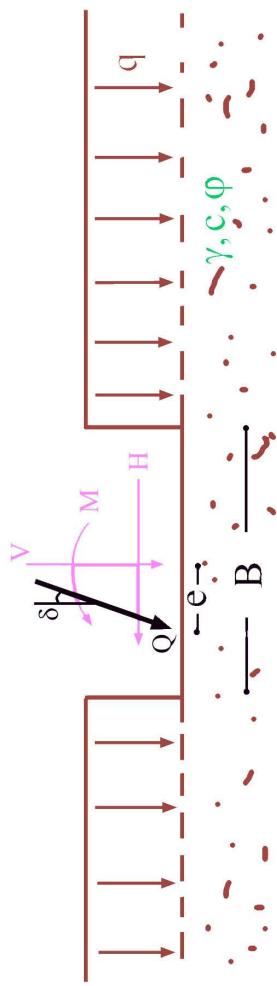
Premessa  
sul

**carico limite in condizioni statiche**

**Premessa ... "statica"**

## Verifica a carico limite di fondazioni superficiali

Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)



$$\frac{q_{v,lim}}{q_{v,ex}} > FS = 3$$

Per la **componente verticale unitaria** il valore limite è dato dalla nota **formula trinomia**

$$q_{v,lim} = \xi_q \zeta_q N_q q + \xi_c \zeta_c N_c c + \xi_\gamma \zeta_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B'}{2}$$

(Prandtl/Terzaghi/Vesic/Brinch-Hansen & co.)

**valida per:**  
**rottura generale, fondazione rettangolare, piano di posa e di campagna orizzontali**

- |   |           |                |   |
|---|-----------|----------------|---|
| $N_q$   | $N_c$     | $N_\gamma$     | = coefficienti funzione di $\phi$ (carico nastriforme, verticale, centrale) |
| $\zeta_q$   | $\zeta_c$ | $\zeta_\gamma$ | = coefficienti di forma   |
| $\xi_q$   | $\xi_c$   | $\xi_\gamma$   | = coefficienti di inclinazione del carico                                   |
| $B'$ = larghezza ridotta per tenere conto dell'eccentricità ( $B' = B - 2e$ ) |           |                |   |

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrate)*

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, **la stabilità**

**dei plinti di fondazione deve essere verificata** rispetto al collasso

per **slittamento** ed a quello per **rottura generale**.

## **ALLEGATO 4**

# **OPCM 3274**

### **3 FONDAZIONI**

#### **3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

##### **3.3.1 Fondazioni dirette (*superficiali o interrate*).**

##### **Collasso per slittamento**

Nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando sia **la resistenza ad attrito** sia, sotto condizioni specificate, **la spinta laterale del terreno**.

In assenza di studi specifici la **resistenza per attrito di calcolo** può essere valutata mediante l'espressione seguente:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta \quad (2)$$

nella quale  $N_{sd}$  è il **valore di calcolo** della forza verticale  
 $\delta$  è il **valore di calcolo** dell'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto.

Nel caso di fondazioni al di sotto del livello di falda la resistenza a taglio di calcolo deve essere valutata sulla base del valore della **resistenza non drenata**. (**n.d.r. !?**)

## ALLEGATO 4

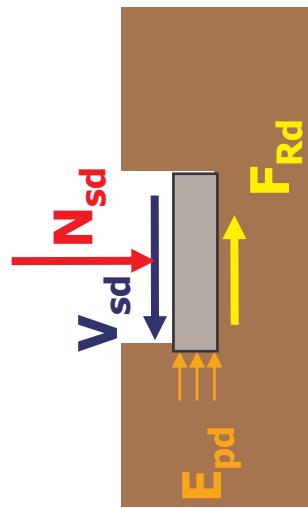
# OPCM 3274

### 3 FONDAZIONI

#### 3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

##### 3.3.1 Fondazioni dirette (*superficiali o interrate*).

##### Collasso per slittamento



La **resistenza laterale di calcolo  $E_{pd}$**  derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il **collasso per slittamento su una base orizzontale**, deve essere soddisfatta la diseguaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd} \quad (3)$$

nella quale  $V_{sd}$  è il valore di calcolo della forza orizzontale.

**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

**3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

*3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrate).*

**Collasso per rottura generale**

Deve essere verificato che sotto l'azione delle sollecitazioni di calcolo di cui al punto 3.2 il **terreno di fondazione sia stabile e non presenti deformazioni permanenti** incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

(*n.d.r. formule classiche per il carico limite ..... o invece EC8 ?*)

## **ALLEGATO 4**

**OPCM 3274**

### **3 FONDAZIONI**

#### **3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

##### **3.3.1 Fondazioni dirette (*superficiali o interrate*).**

###### **Collegamenti orizzontali tra fondazioni**

Si deve tenere conto della presenza di **spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale** e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.

Per soddisfare il precedente requisito, **le strutture di fondazione devono in generale essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra** dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali seguenti:

$$\begin{aligned} & \pm 0,3 \ Sa_g N_{sd} \\ & \pm 0,5 \ Sa_g N_{sd} \\ & \pm 0,6 \ Sa_g N_{sd} \end{aligned} \quad (n.d.r. - dividere per l'accelerazione g !) \quad (4)$$

dove  $N_{sd}$  è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

**E' consentito omettere i collegamenti per siti su suolo tipo A, nonché nelle zone 3 e 4 su suolo di tipo B.**

FONDAZIONI

**CONCLUSIONI**

*Per quanto concerne le fondazioni dirette*

*La norma fornisce regole e prescrizioni generali chiare*

*Per la valutazione delle azioni in fondazione  
si porta in conto la duttilità della struttura*

*Le prime applicazioni sembrano indicare che  
il progetto risulta comparabile con quello da D.M. 16.1.1996*

**(mini) Corso di 4 ore**

**dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica**

**secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)**

► **Azione sismica ed effetti di sito**

**§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l’Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)**

► **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

**§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

► **Fondazioni superficiali e profonde**

**§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)**

► **Opere di sostegno**

**§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

**(mini) Corso di 4 ore**

**dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisimica**

**secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)**

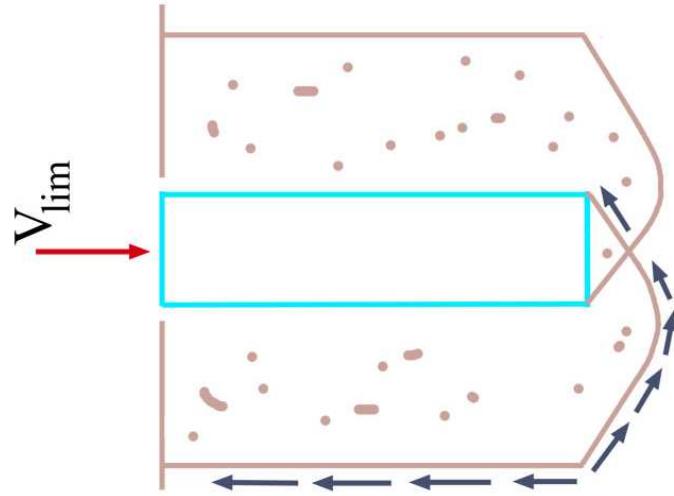
Premessa

sulle

**Fondazioni profonde in condizioni statiche**

# Carico limite verticale di collasso di fondazioni profonde

A differenza delle fondazioni dirette, per i pali si assume totale indipendenza tra calcolo di **componente assiale ( $V_{lim}$ ) e trasversale ( $H_{lim}$ )**



**Componente assiale  $V_{lim}$**  (verticale e centrata)

Ipotesi: palo rigido, terreno rigido-plastico

$$V_{lim} = P_{lim} + S_{lim} = P_{lim} A_p + \int_{A_s} s_{lim} dA_s$$

$$P_{lim} = N_q \sigma'_v + N_c c, \quad S_{lim} = \mu k \sigma'_v \tan \phi_{pt} + c_{pt}$$

$P$ ,  $A_p$  = resistenza unitaria e area della punta  
 $S$ ,  $A_s$  = resistenza unitaria e area laterale

$$\begin{aligned} N_q &= f(\phi) & N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ \mu &\leq \tan \phi & k &= f(\text{tecnologia}) \end{aligned}$$

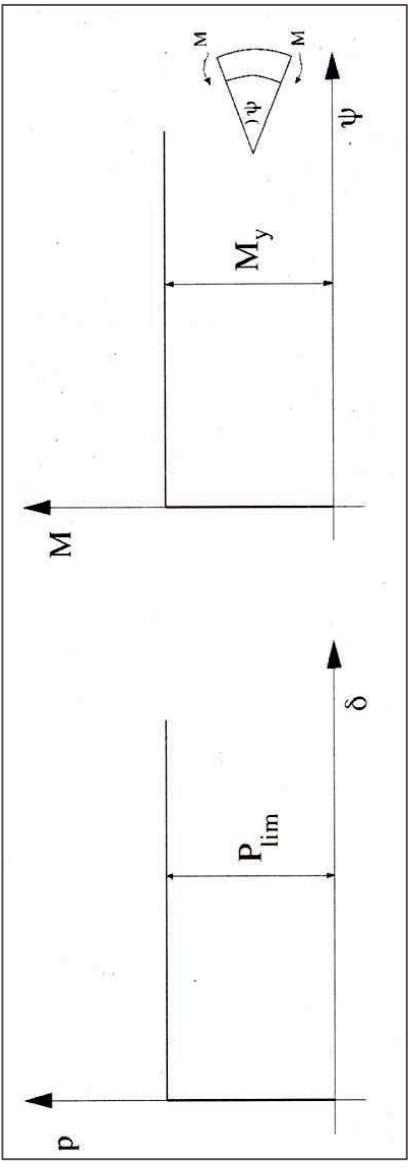
Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)

$$\frac{V_{lim}}{V_{ex}} > FS = 2.5$$

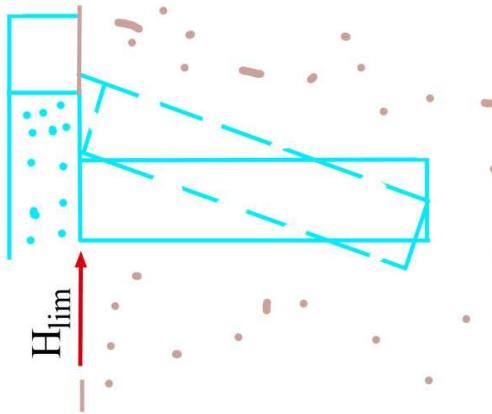
# Carico limite orizzontale di crollo di fondazioni profonde

## Modello di interazione palo-terreno

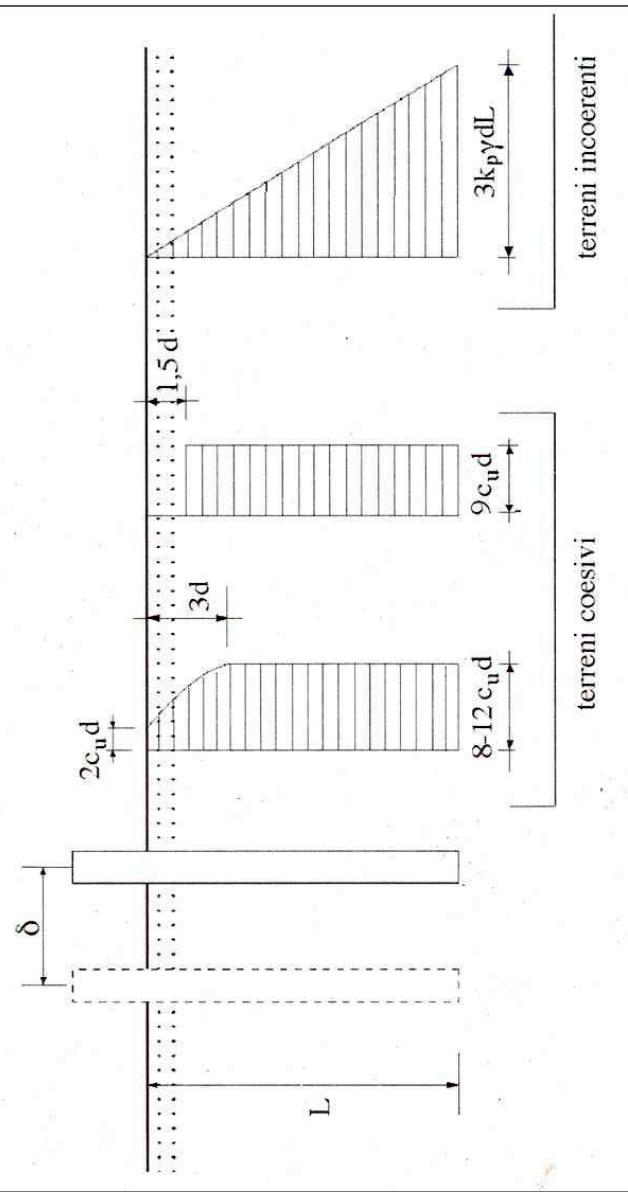
Palo e terreno rigido-plastici (Teoria di Broms)



$M_y$  = momento di plasticizzazione  
della sezione del palo



## Distribuzione sforzi di interazione palo-terreno



$c_u$  = resistenza a taglio non drenata

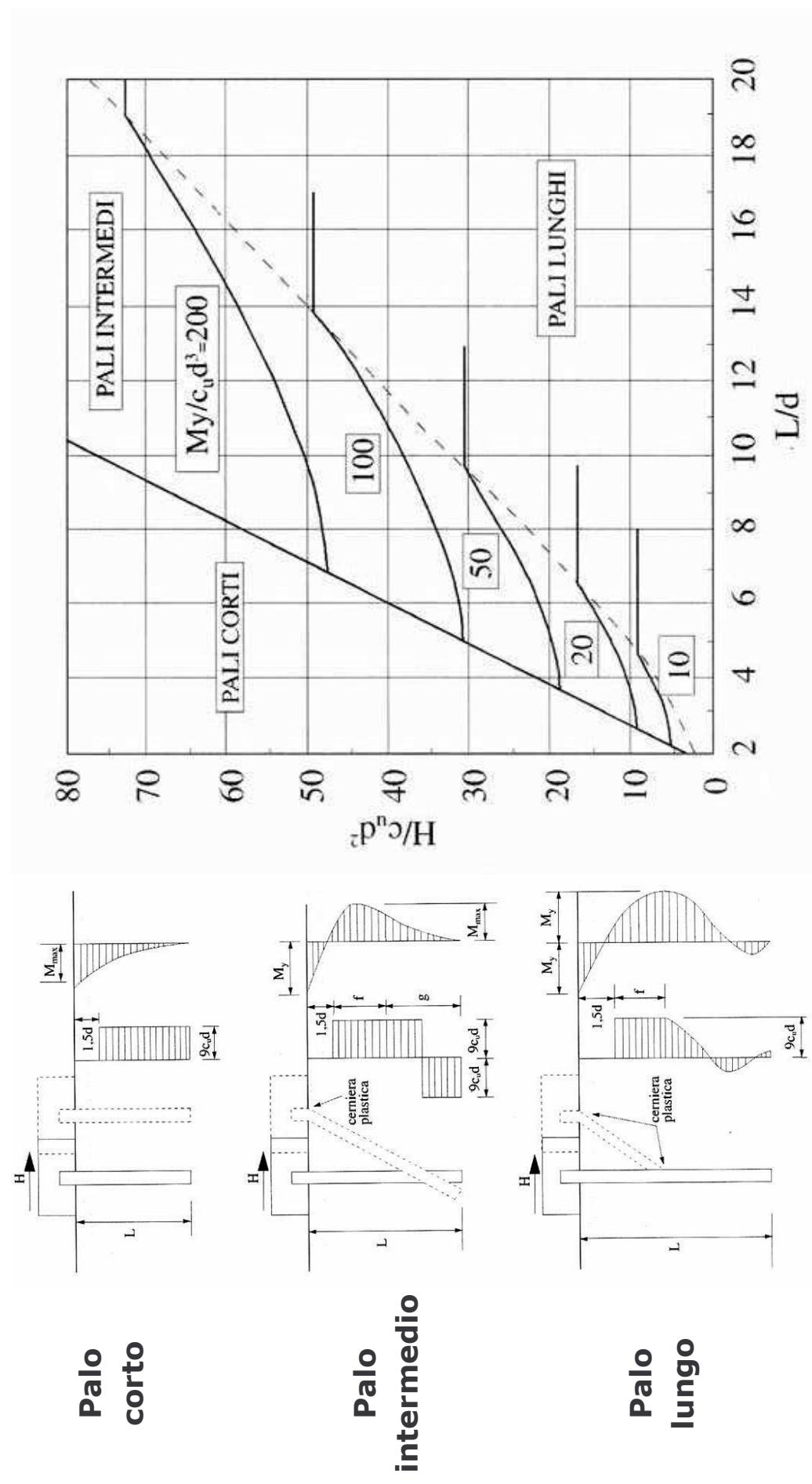
$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno  
( $\gamma'$  se sotto falda)

$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$  (coefficiente di spinta passiva)

terreni incoservi

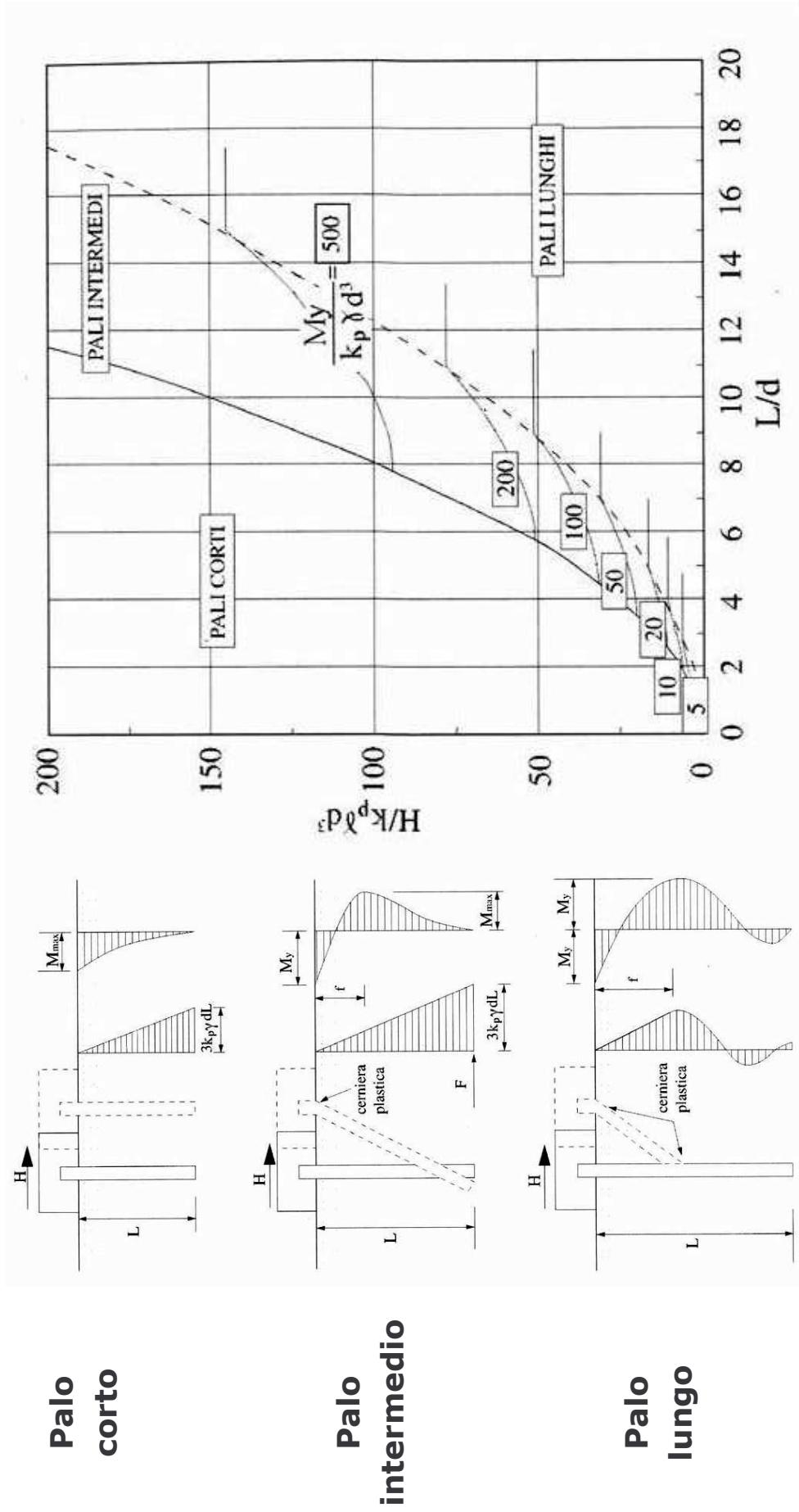
# Carico limite orizzontale di pali in terreni coesivi

Palo con estremità superiore impedita di ruotare (plinto rigido)



# Carico limite orizzontale di pali in terreni incoerenti

Palo con estremità superiore impedita di ruotare (plinto rigido)



**ALLEGATO 4**

**3 FONDAZIONI**

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione*

I pali ed i pozzi di fondazione devono essere progettati in modo da resistere ai seguenti due tipi di sollecitazione:

- a) **forze inerziali**, trasmesse dalla sovrastruttura, da valutare secondo quanto indicato al punto 3.2
- b) **forze cinematiche**, derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche

## **ALLEGATO 4**

# **OPCM 3274**

### **3 FONDAZIONI**

#### **3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

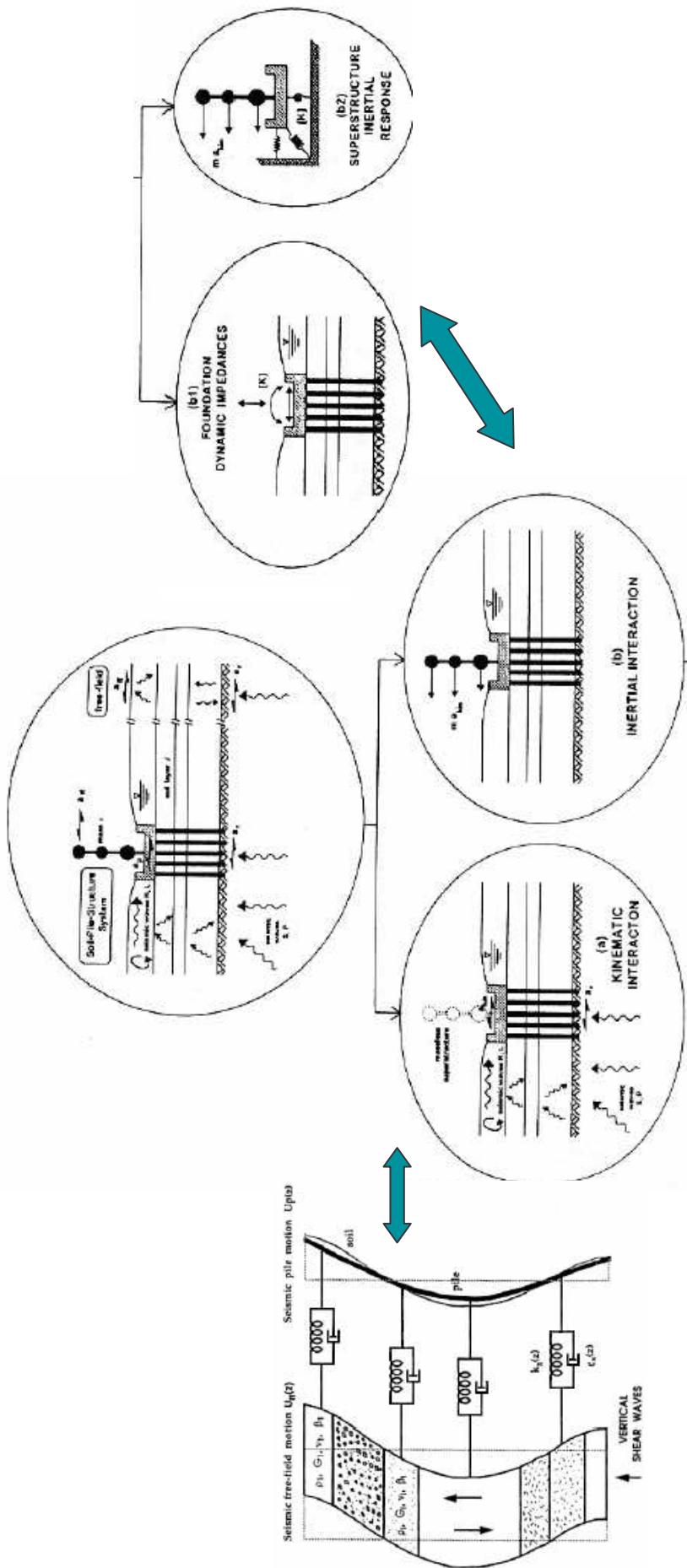
##### **3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione***

.....

Le analisi per determinare le azioni interne lungo il palo, così come lo spostamento e la rotazione alla testa del palo, devono essere basate su **modelli continui o discretizzati capaci di riprodurre:**

- **la rigidezza e la resistenza flessionale del palo;**
- **le reazioni del terreno lungo il palo,** tenendo nel dovuto conto gli effetti ciclici e l'ampiezza delle deformazioni nel terreno;
- **gli effetti di interazione dinamica tra palo e palo** (noti anche come effetti dinamici di gruppo);
- il grado di libertà di rotazione della testa del palo, o della connessione tra palo e struttura (*n.d.r. la condizione di vincolo*).

*L'interazione pali-terreno dovrebbe essere eseguita separando le interazioni di tipo cinematico da quelle inerziali*



### **3 FONDAZIONI**

#### **3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

##### **3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione***

L'uso di pali inclinati per trasmettere sollecitazioni orizzontali al terreno va evitato, ove possibile.

Nel caso in cui questi vengano comunque usati, devono essere progettati per sopportare in sicurezza sia azioni assiali che momenti flettenti.

**I momenti flettenti di origine cinematica devono essere calcolati soltanto quando si verificano simultaneamente le seguenti condizioni:**

- il profilo del terreno è di classe D, o peggiore, e contiene strati consecutivi con forti contrasti di rigidezza;
- la zona è a media o elevata sismicità.

## **ALLEGATO 4**

# **OPCM 3274**

### **3 FONDAZIONI**

#### **3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento**

##### **3.3.2 Pali e pozzi di fondazione**

**I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico.**

Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere **progettate per un comportamento duttile**.

In particolare l'**armatura perimetrale di confinamento**, di diametro non inferiore a 8 mm, sarà costituita da spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche.

L'**armatura verticale** dovrà rispettare le percentuali minime e massime indicate al punto 5.5.3.2 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", essere estesa a tutta la lunghezza ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante.

FONDAZIONI

CONCLUSIONI

*Per quanto concerne pali e pozzi di fondazione*

*Per la progettazione si deve tenere conto  
sia delle forze inerziali sia delle forze cinematiche*

*L'adozione di modelli di interazione non di "routine"  
richiederà un tempo di "adattamento" della comunità tecnica*

*Esiste tuttavia una ricca letteratura scientifica specialistica  
cui sarà conveniente fare più esplicativi riferimenti nell'ambito della norma*

*Opere di Sostegno ?*

*prima delle*

*Pausa domande*

**(mini) Corso di 4 ore**

**dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica**

**secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)**

► **Azione sismica ed effetti di sito**

**§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l’Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)**

► **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

**§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

► **Fondazioni superficiali e profonde**

**§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)**

► **Opere di sostegno**

**§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)**

*Premessa*

*sulle*

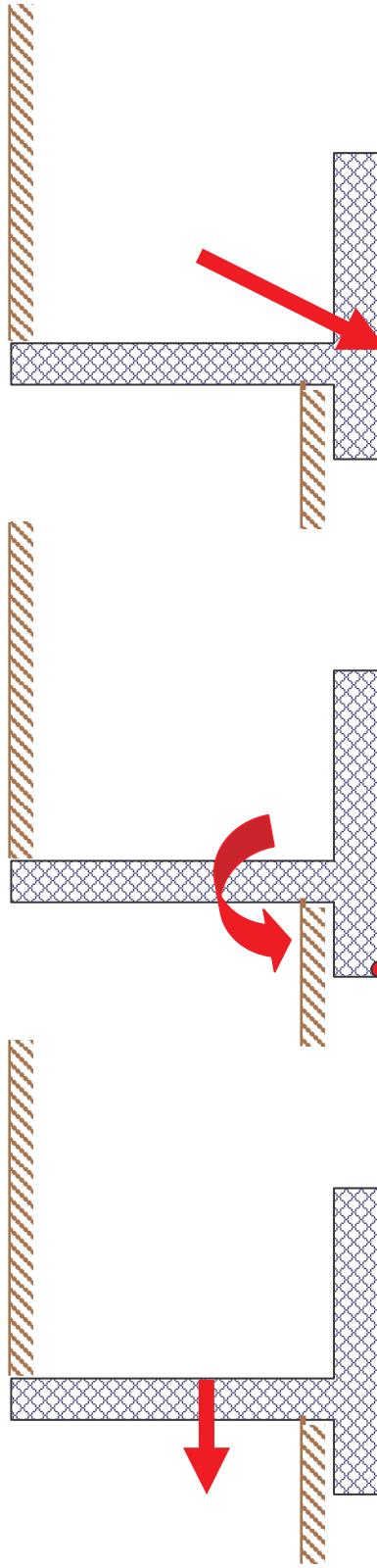
***opere di sostegno in condizioni statiche***

**Premessa ... "statica"**

Nuove normative per il progetto delle opere di sostegno

## **Muri di sostegno nel DM 11/03/88**

**Verifiche allo stato limite ultimo**



**Scorrimento FS = 1,3**

**Ribaltamento FS = 1,5**

**Carico limite FS = 2,0**

Verifica globale del pendio FS = 1,3

## 4. OPERE DI SOSTEGNO



Terremoto di Kobe,  
1995

Magnitudo=6.7

### 4.1 Requisiti generali

Le opere di sostegno devono essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

Possono essere ammessi eventuali **spostamenti permanenti**, sotto forma di scorrimento combinato a rotazione, causati da deformazioni irreversibili del terreno di fondazione, a patto che tali spostamenti siano **compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici della struttura**.

## OPERE DI SOSTEGNO

### 4.2 Criteri di progetto

Il materiale di **riporto dietro la struttura** deve avere **granulometria** controllata ed essere addensato in situ, in modo da ottenere la maggiore continuità possibile con la massa di terreno esistente.

I **sistemi di drenaggio** dietro la struttura devono essere in grado di **assorbire movimenti transitori e permanenti**, senza che venga pregiudicata la loro funzione.

In particolare, nel caso di terreni non coesivi in presenza di acqua, il drenaggio deve risultare efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di rottura dietro l'opera di sostegno.

## **OPERE DI SOSTEGNO**

### **4.3 Metodi di analisi**

In generale, per verificare la sicurezza di un'opera di sostegno potrà adottarsi **qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni** che includa tra i principali fattori il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua, nonché la compatibilità delle deformazioni di terreno, opera e tiranti, ove presenti, e sia comprovato dall'esperienza o da osservazioni sperimentali.

Per opere di geometria e di importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il **metodo pseudo-statico** descritto ai punti seguenti.

## **ANALISI PSEUDOSTATICA**

---

### *4.4.2 Azione sismica*

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di **forze statiche orizzontali e verticali** date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello **spostamento permanente ammissibile** ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$K_h = S \left( a_g / g \right) / r$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad (5)$$

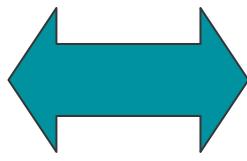
Al fattore  $r$  può essere assegnato il **valore  $r = 2$  nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti**, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore  $r = 1$ .

## OPCM 3274

### **ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA**

Un elemento originale, e certamente razionale, dell'OPCM 3274 (e dell'EC8) è l'adozione del coefficiente **r** 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

# ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA

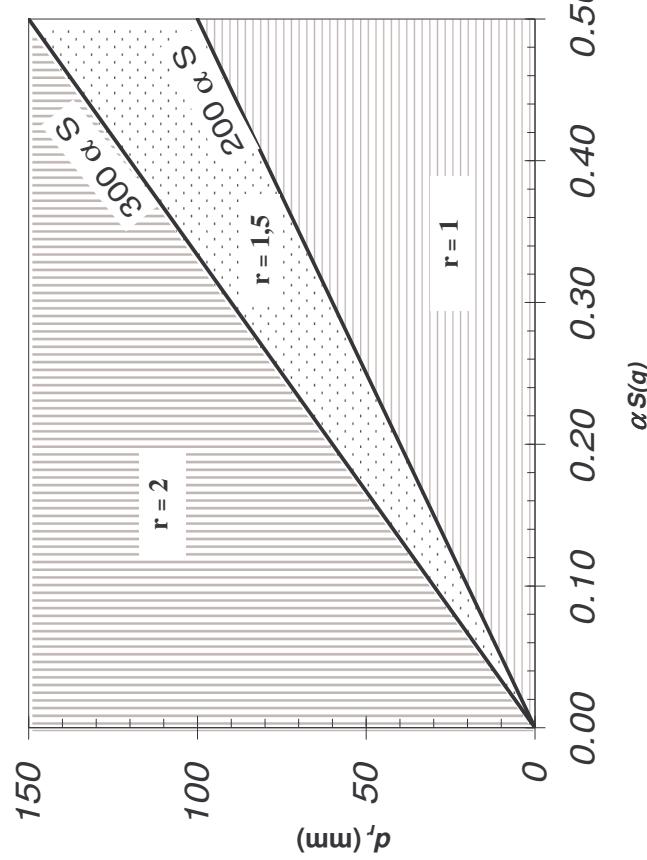
**EC8**

Type of retaining structure	$R$
Free gravity walls that can accept a displacement $d_r < 300 \alpha S$ (mm)	2
As above with $d_r < 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

Al fattore  $r$  può essere assegnato il valore

$$r = 2$$

nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.



**OPCM 3274**

Al fattore  $r$  può essere assegnato il valore

$$r = 2$$

nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore

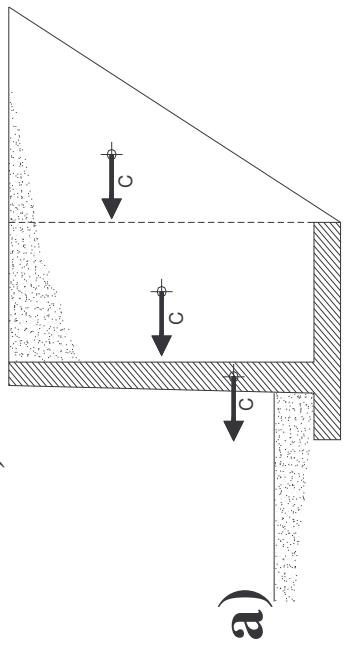
$$r = 1$$

**(Simonelli, 2004)**

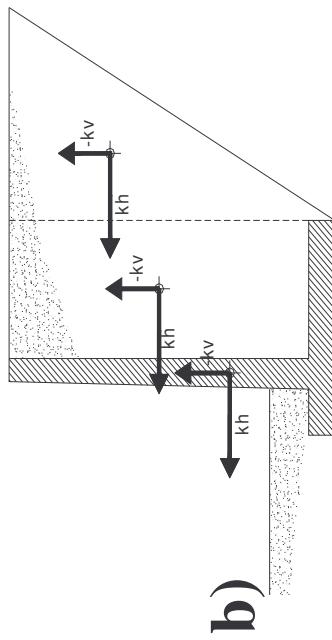


a)

EC8 – OPCM 3274



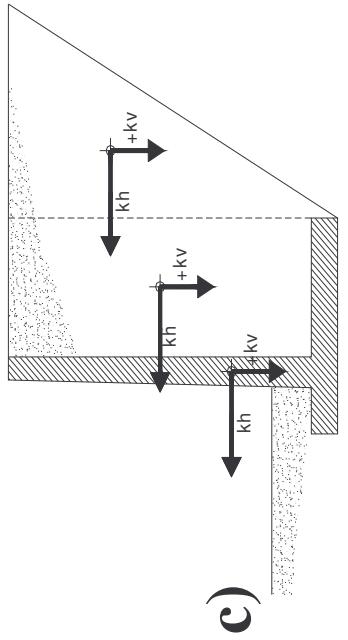
b)



a) secondo il D.M. 16/01/96;

b) - c) secondo l'OPCM 3274 e l'EC8

Coefficienti sismici moltiplicativi dei pesi:



(Simonelli, 2004)

# SPINTE DI PROGETTO DEL TERRENO E DELL'ACQUA

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

**EC8**

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

**OPCM 3274**

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

$\gamma^*$  = peso dell'unità di volume del terreno (*e non specifico !!!*)

$k_\nu$  = coefficiente sismico verticale

$K$  = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)

$H$  = altezza del muro

$E_{ws}$  = spinta dell'acqua in condizioni statiche (*e non idrostatica !!!*)

$E_{wd}$  = **incremento di spinta in condizioni dinamiche**

## SPINTE DI PROGETTO DEL TERRENO E DELL'ACQUA

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

**EC8**

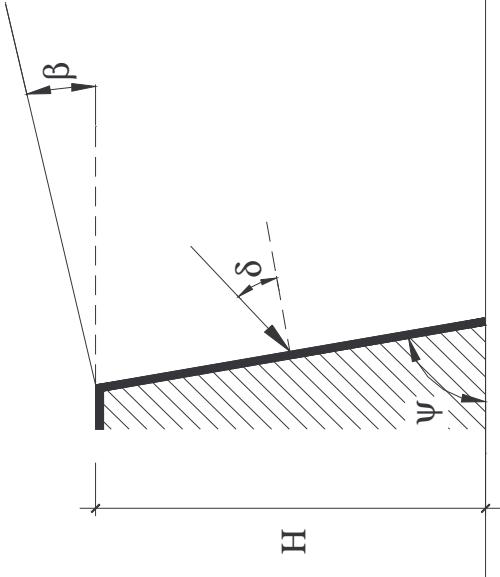
$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

$\gamma^*$	=	peso dell'unità di volume del terreno ( <i>e non specifico !!!</i> )
$k_v$	=	coefficiente sismico verticale
$K$	=	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)
$H$	=	altezza del muro
$E_{ws}$	=	spinta dell'acqua in condizioni statiche ( <i>e non idrostatica !!!</i> )
$E_{wd}$	=	incremento di spinta in condizioni dinamiche

# COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO

OPCM 3274

## Mononobe-Okabe



Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta : \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \phi)}} \right]^2} \quad (7)$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \phi) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Errata  
corrigere

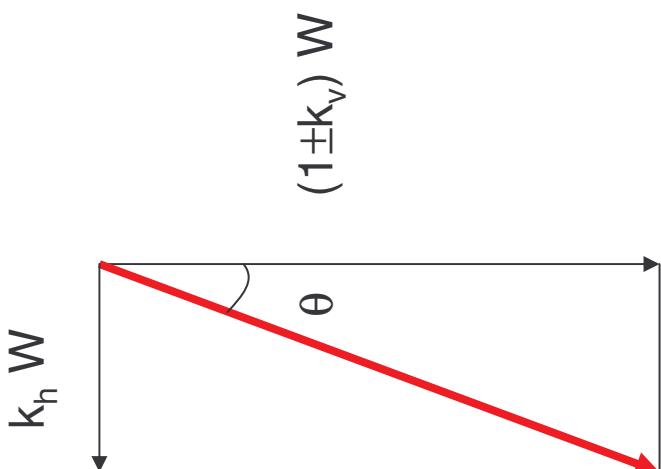
OPCM  
3316

## Metodo di Mononobe-Okabe

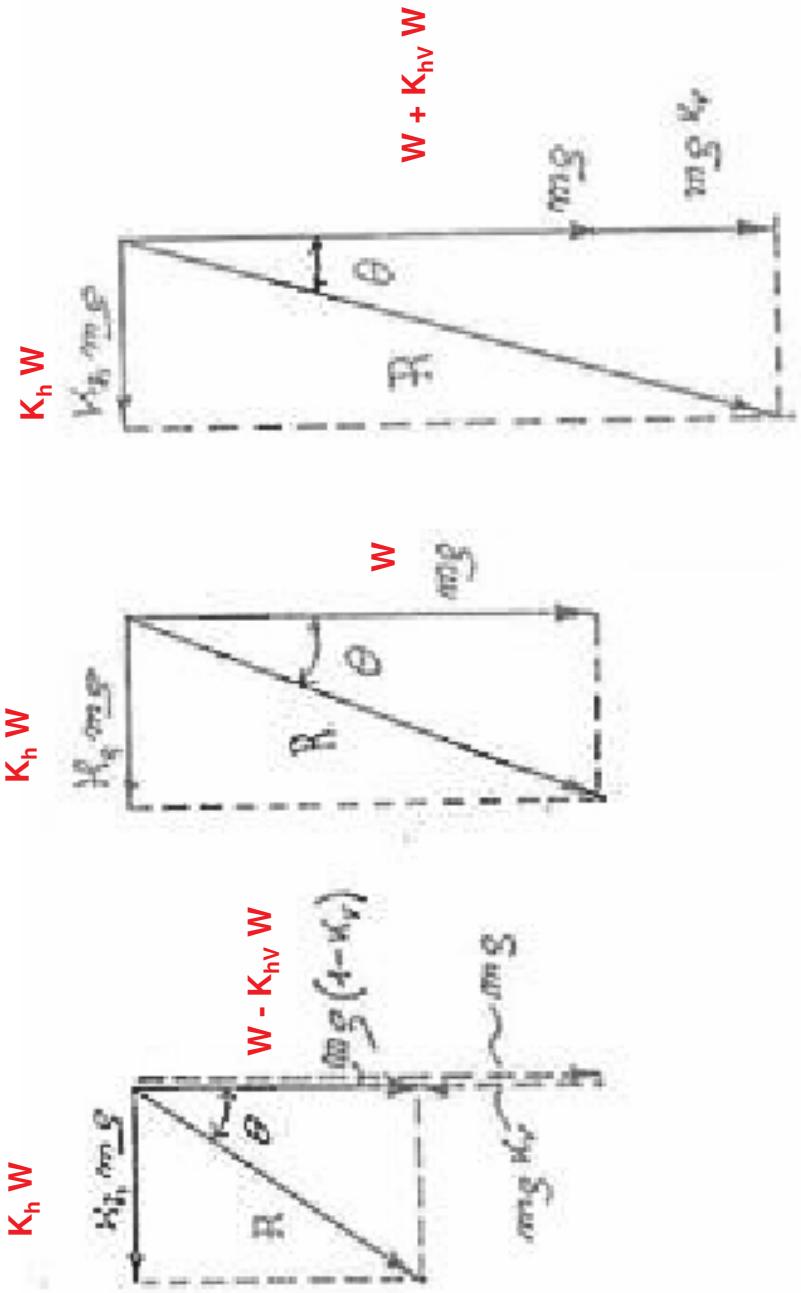
### Significato fisico di $\theta$

L'angolo  $\theta$  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  $k_v$



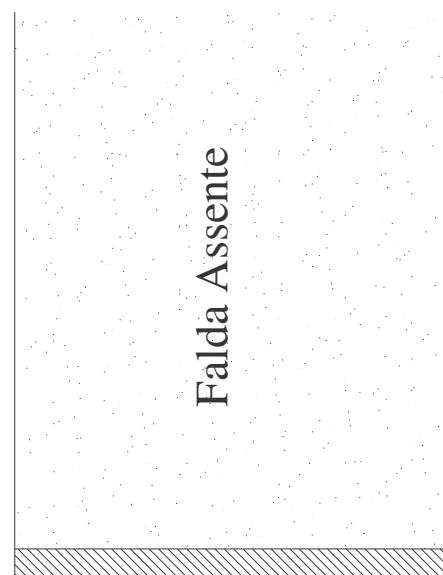
## Significato fisico dell'angolo $\theta$



(da A. Evangelista – Appunti di Opere di Sostegno)

## COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO: livello di falda al di sotto del muro di sostegno

EC8



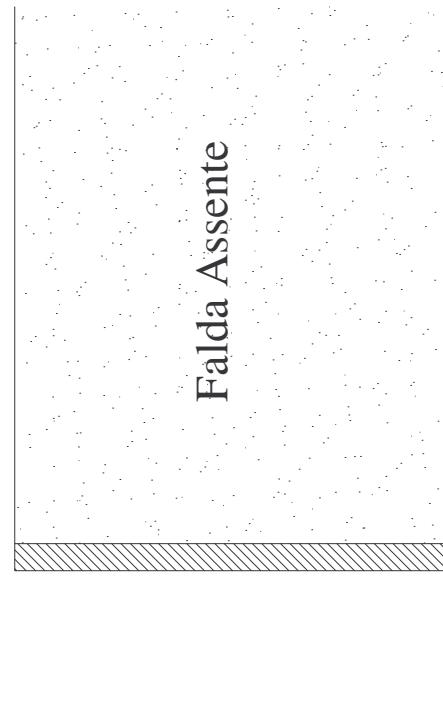
$$\gamma^* = \gamma$$

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

$$E_{wd} = 0$$

(Simonelli, 2004)

OPCM 3274



$$\gamma^* = \gamma$$

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

## COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO:

terreno impermeabile sotto carichi sismici al di sotto del livello di falda

**EC8**

pelo libero falda

Terreno a bassa  
permeabilità  
(sotto carichi sismici)

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

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

$$E_{wd} = 0$$

**OPCM 3274**

pelo libero falda

Terreno a bassa  
permeabilità  
(sotto carichi sismici)

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

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

**(Simonelli, 2004)**

**Attenzione : sempre comportamento drenato !!!**

# COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO: terreno a permeabilità elevata anche sotto carichi sismici

**EC8**

**OPCM 3274**

pelo libero falda

Terreno a permeabilità  
elevata  
(anche sotto carichi sismici)

H'

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

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

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

?

*(Simonelli, 2004)*

# OPERE DI SOSTEGNO

## OPCM 3274

### 4.5 Verifiche di resistenza e stabilità

#### 4.5.1 Terreno di fondazione

Le fondazioni delle opere di sostegno devono soddisfare la verifica di stabilità generale di cui al punto 2.2, e le **verifiche al collasso per slittamento e per rottura generale** di cui al punto 3.3.1.

*RIBALTIMENTO !*

Le **azioni di calcolo** da considerare sono date dalla combinazione delle **azioni gravitazionali permanenti** agenti su di esse, dalla **spinta orizzontale  $E_d$**  esercitata dal terapieno, e dalle **azioni sismiche** agenti direttamente **sul muro**.

## 4. OPERE DI SOSTEGNO

### CONCLUSIONI

Sia per la **valutazione della spinta** e sia per il **progetto delle opere di sostegno** la nuova Normativa contempla l'adozione di **approcci "moderni"** che possono implementare caratterizzazioni più sofisticate dell'input sismico (Simonelli, 2004)

Prevede però ampiamente il ricorso al **classico metodo pseudo-statico** trattato in maniera estensiva e certamente più dettagliata del D.M. 1996

**Secondo tale metodo, però,**

**le azioni risultano decisamente più gravose,**  
**ed i risultati che si ottengono sono evidentemente "drammatici"**

*Ultima pausa (?)...*

*prima del finale !!!*

**SPINTA DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE:**

**4bis. APPLICAZIONE DELL'EC8 E DELL'OPCM 3274  
PER IL MURO DI SOSTEGNO**

*Confronto con i risultati ottenuti  
dall'applicazione della normativa italiana  
codificata col D.M. 16.1.1996.*

**EUROCODICE 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti  
sulla spinta dei terreni**

A.L. Simonelli - Rivista Italiana di Geotecnica, ???

*Risultati del confronto fra*

*OPCM e progetto “vecchio”*

- *utilizzando i DA dell'Eurocodice*
- *utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96*

## **Application of EC8 in Italy - Pseudo-static analysis**

What happens to existing walls if we apply EC8 ?



Kobe Earthquake, 1995  
(M = 6.7)

D.M. 96 design	
I cat	Wall 1
II cat	Wall 2
III cat	Wall 3
n.c.	Wall 4

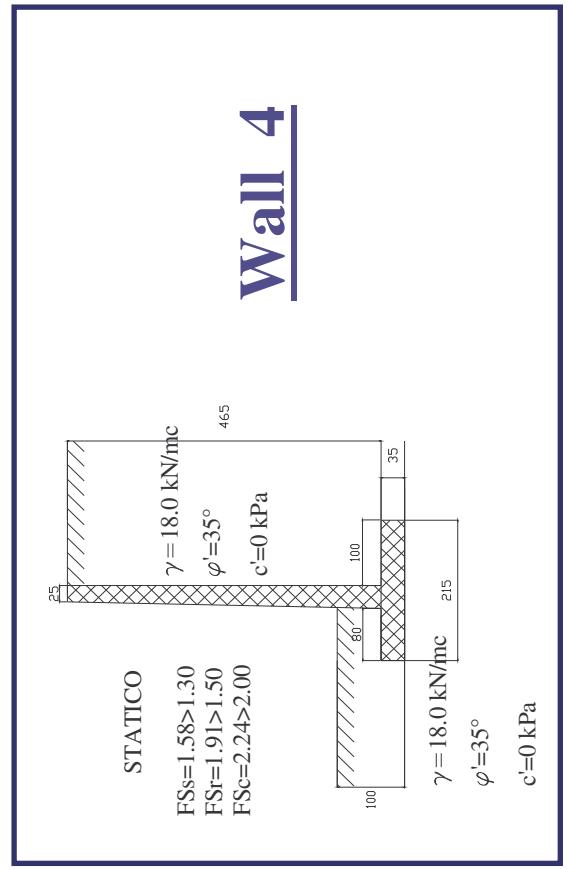
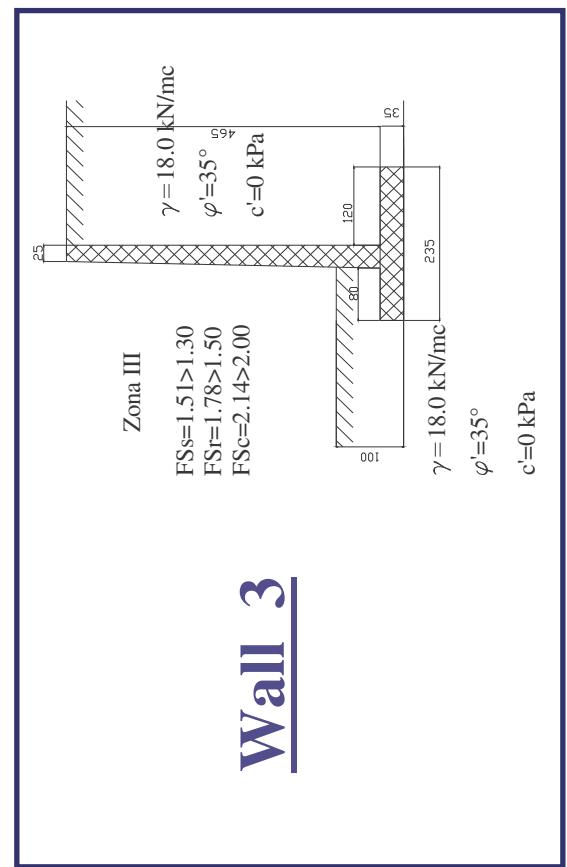
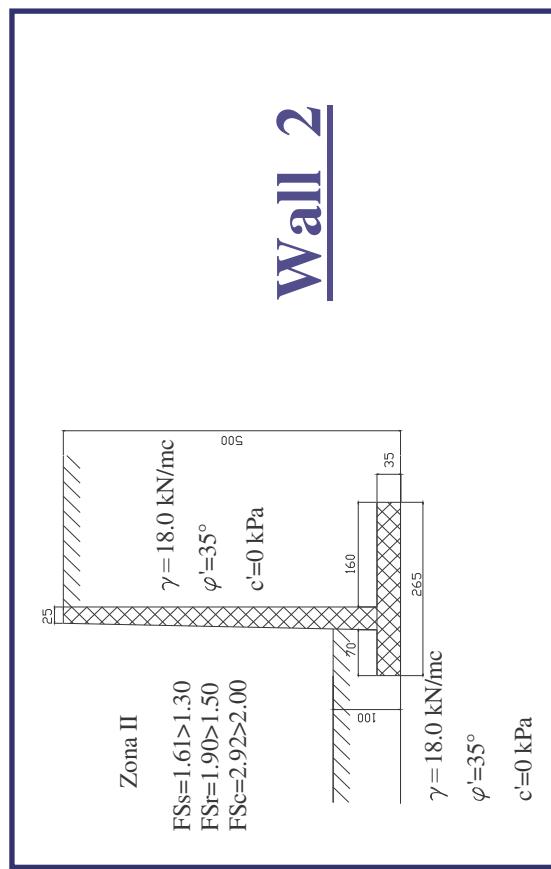
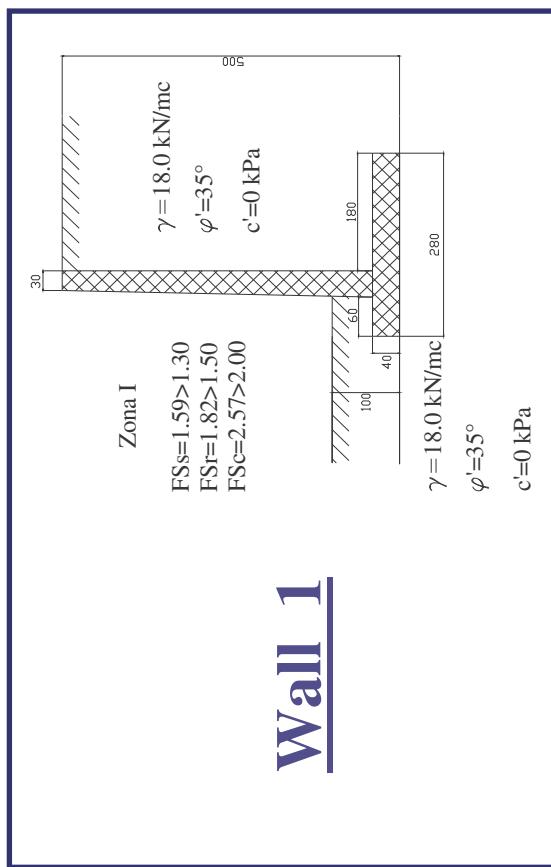
1<sup>st</sup> step  
Design of walls according  
to D.M. 96, for the 4  
seismic categories  
( Reference walls )

EC8 verification	
Wall 1	Zone 1
Wall 2	Zone 2
Wall 3	Zone 3
Wall 4	Zone 4

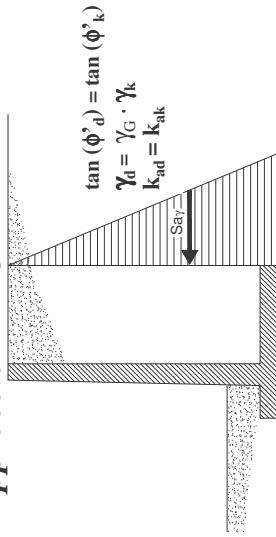
2<sup>nd</sup> step  
Verification of Walls 1 ÷ 4 by EC8,  
utilizing PGA by the recent Italian  
seismic zonation (2003)

# **Application of EC8 in Italy - Pseudo-static analysis**

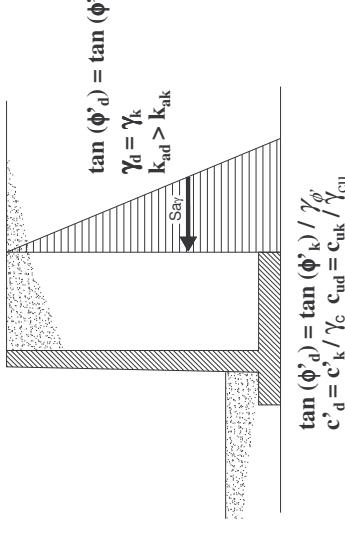
## **Reference Walls (D.M. 96)**



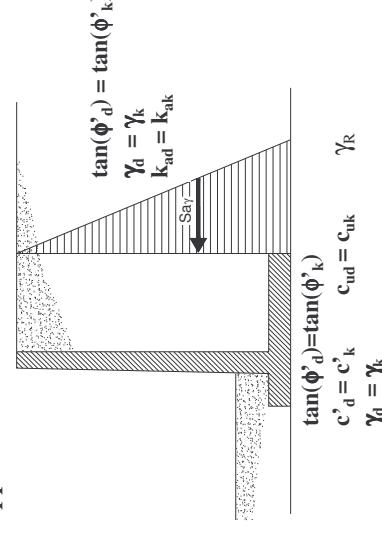
### Approccio DA1C1



### Approccio DA1C2=DA3 (per il caso in esame)



### Approccio DA2



## APPROCCI DI PROGETTO (DA) SECONDO L'EC7

► I coefficienti parziali sono applicati direttamente alle azioni o agli effetti delle azioni, ed alle singole resistenze od alla resistenza globale.

► Per le caratteristiche dei terreni, i coefficienti parziali si applicano ai valori caratteristici dei parametri (contrassegnati col pedice "k"), per determinare i corrispondenti valori di progetto (contrassegnati col pedice "d")

► La verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la diseguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

(Simonelli, 2004)

## **EC8 - Analisi Pseudo-statica**

### **Formula di Mononobe e Okabe**

**Attenzione !!!**

*I coefficienti sismici  $K_h$  e  $K_v$   
sono funzione della pericolosità sismica :*

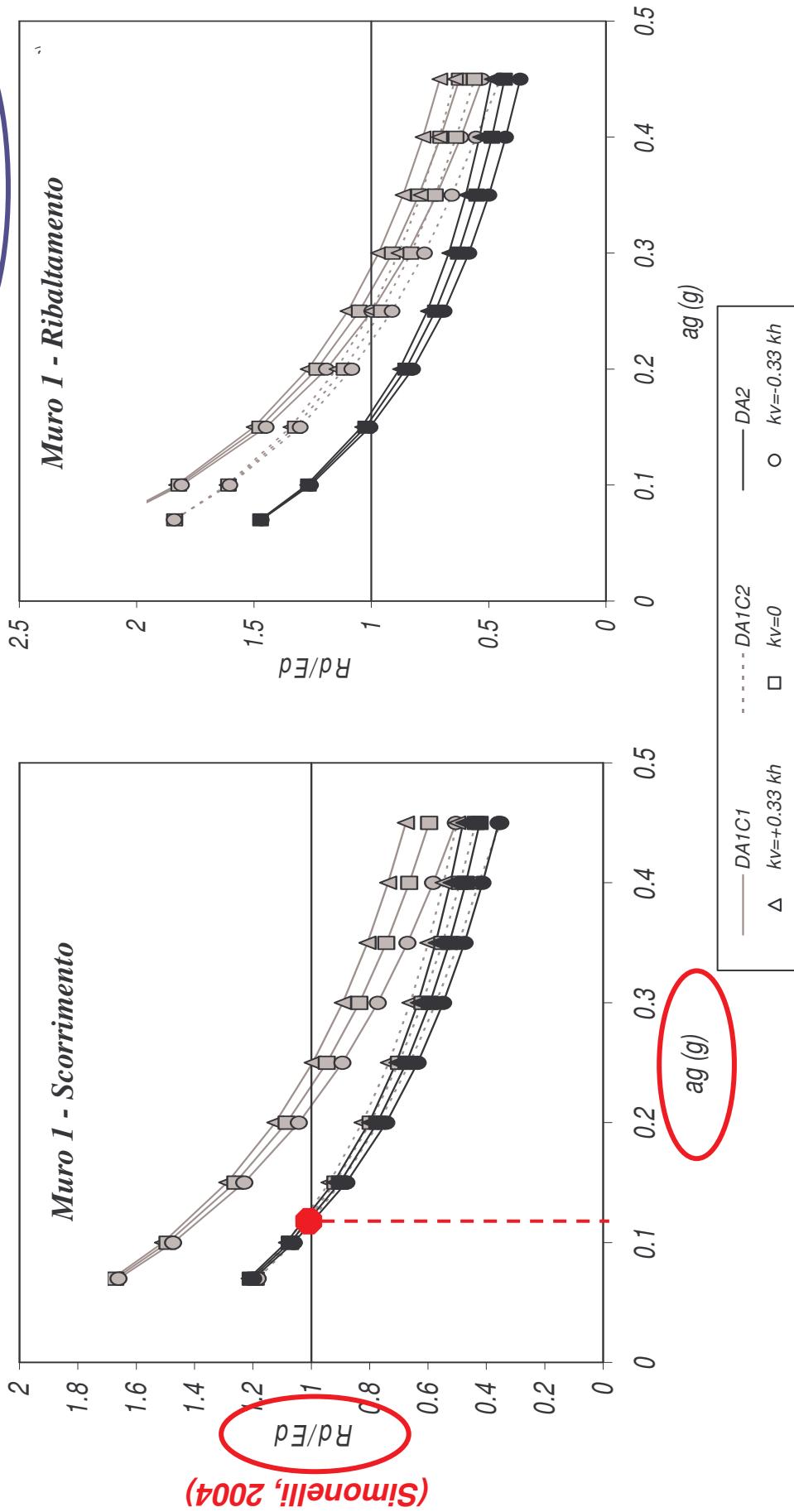
*secondo il D.M. 96 essi dipendono dal*

*Grado di Sismicità e dal coefficiente sismico C*

*secondo l' EC8 essi dipendono dalla  
massima accelerazione attesa al suolo (PGA)*

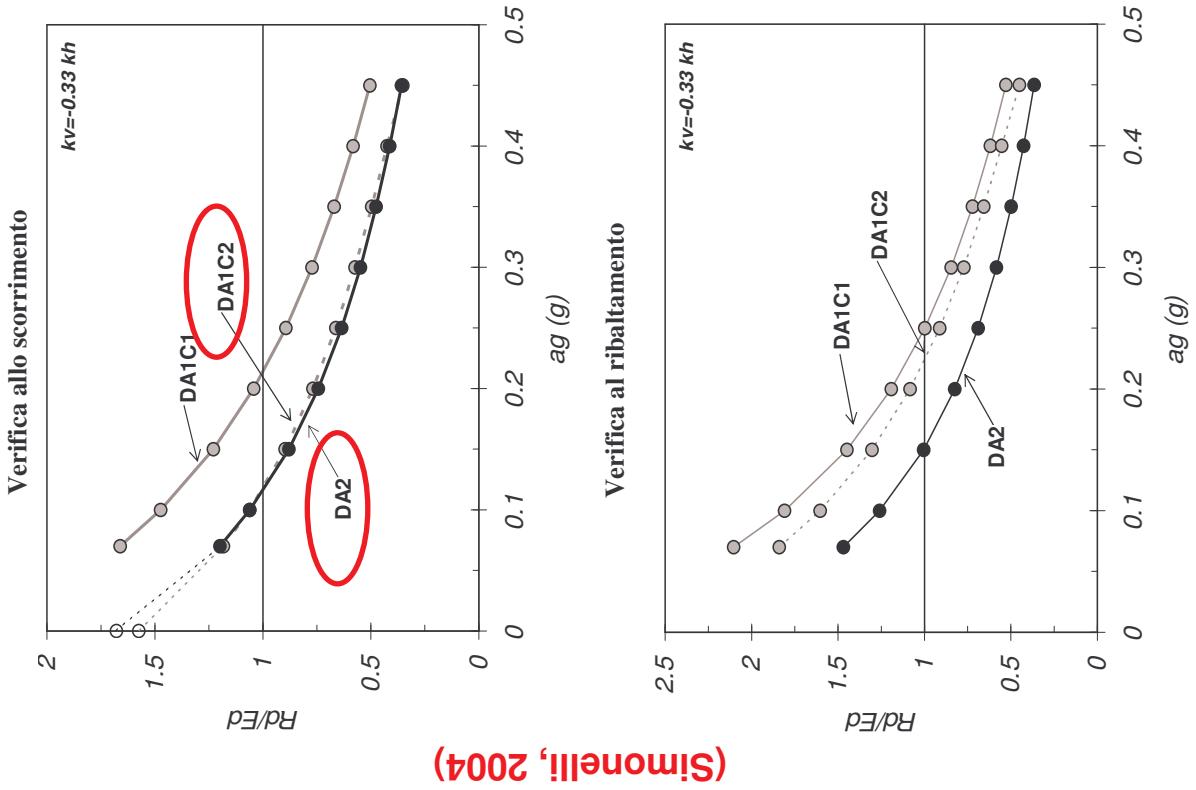
# RISULTATI DELLE VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO E RIBALTIMENTO

**MURO 1**



Il punto “critico” di ciascuna curva è rappresentato dalla sua intersezione con l’asse orizzontale per  $R_d/E_d = 1$

# EFFETTO del DESIGN APPROACH (DA)

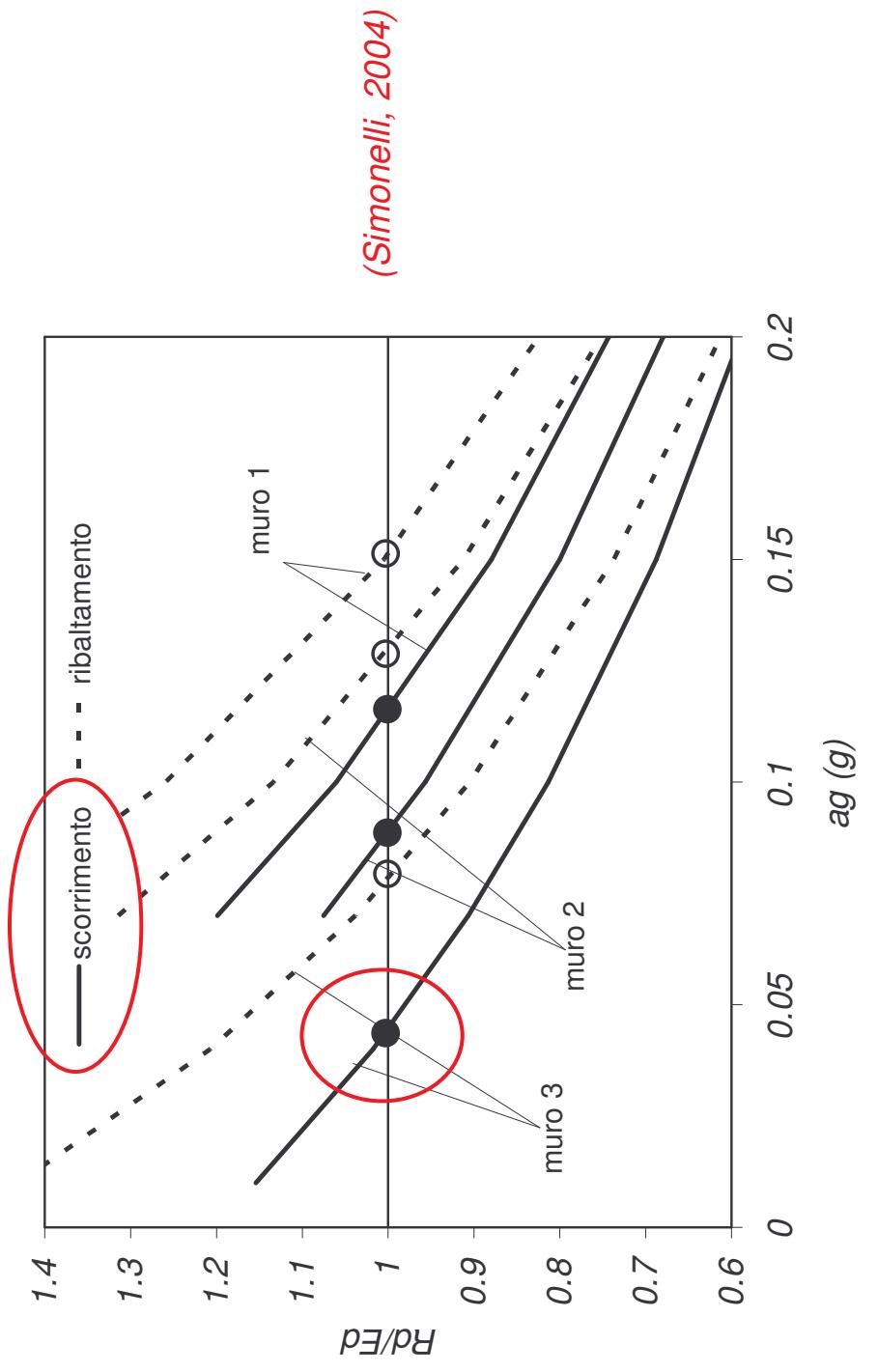


Per il meccanismo di scorrimento si ha una sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti mediante gli approcci DA1C2 e DA2.

Meno gravose sono le verifiche effettuate mediante l'approccio DA1C1

Per il meccanismo di ribaltamento le verifiche condotte con l'approccio DA2 risultano sempre quelle più gravose

# VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO ED A RIBALTIMENTO

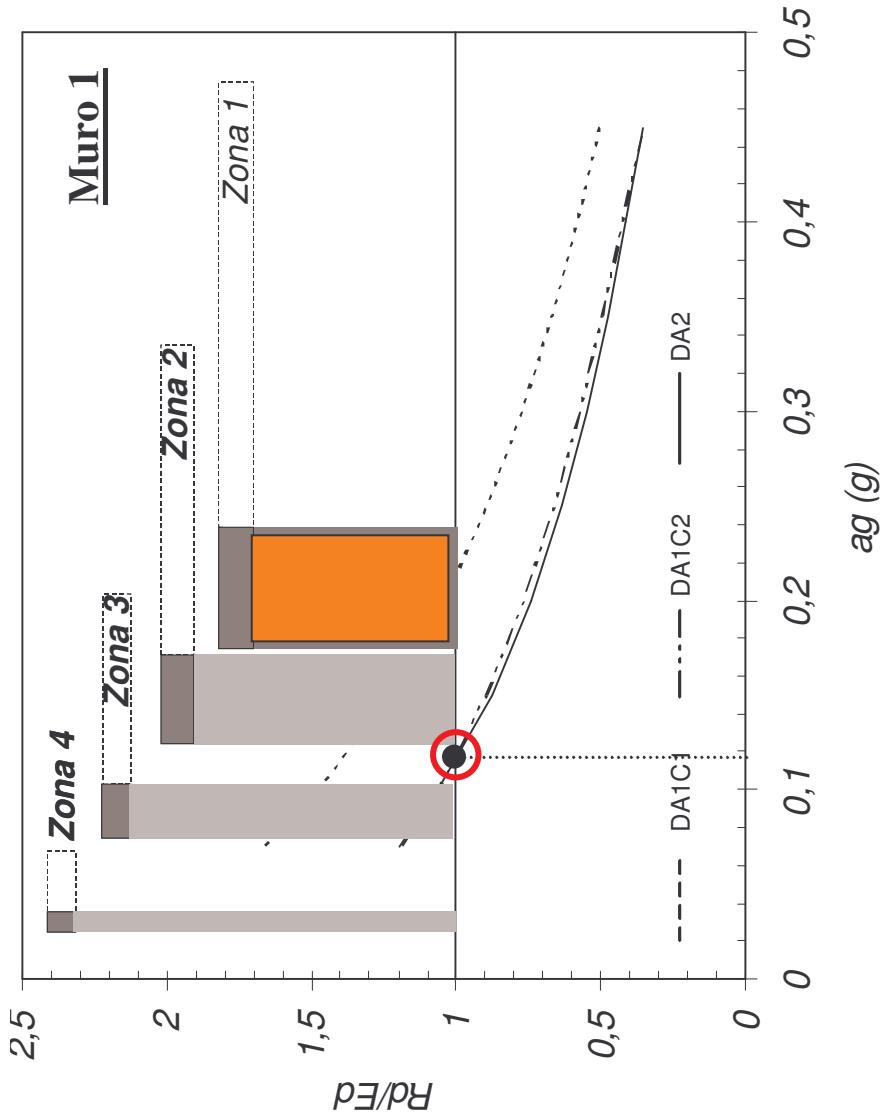


Confronto per l'individuazione della condizione vincolante  
(scorrimento)

# MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M.16.1.96

## MURO 1

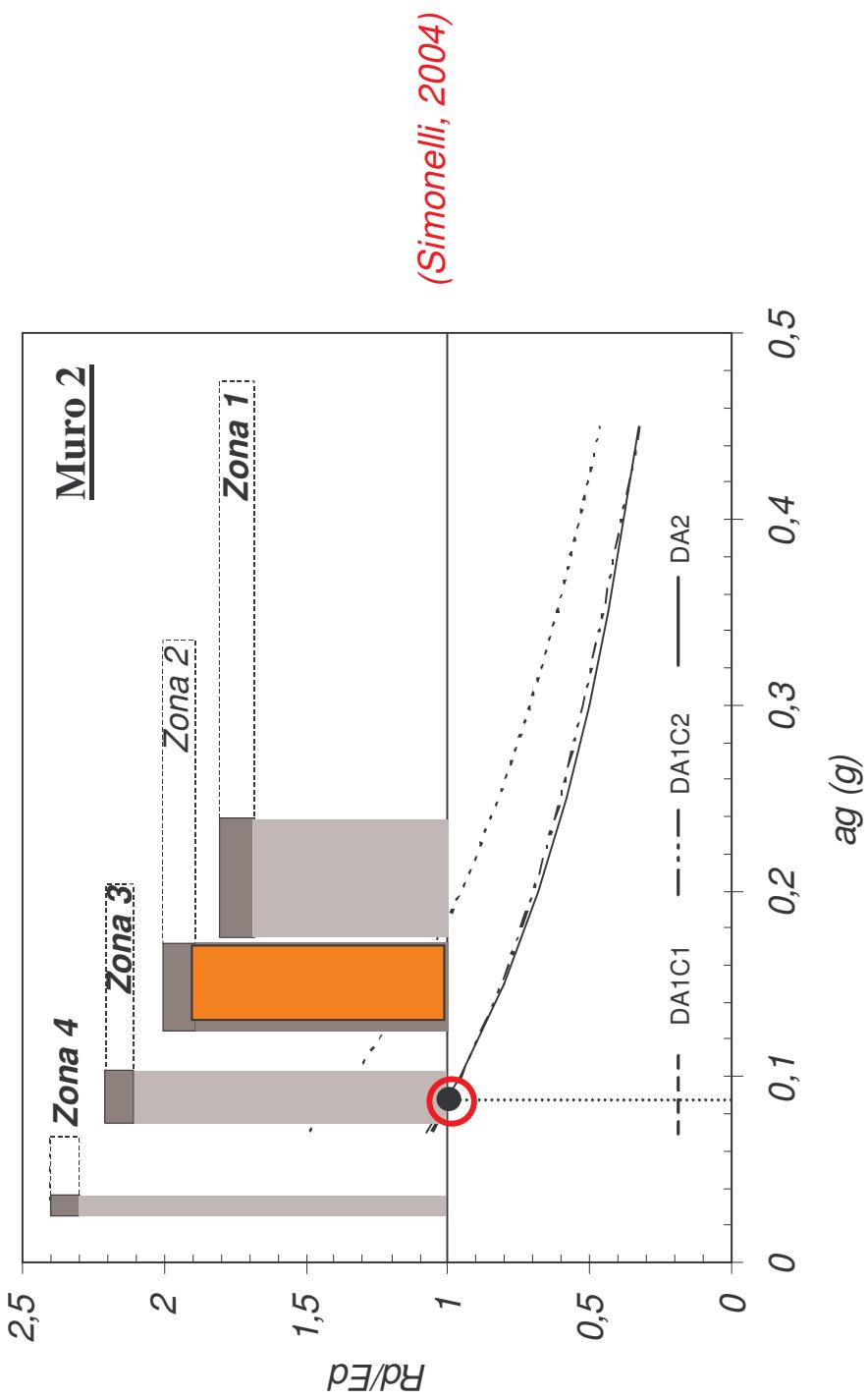
(Simonelli, 2004)



Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

# MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M. 16.1.96

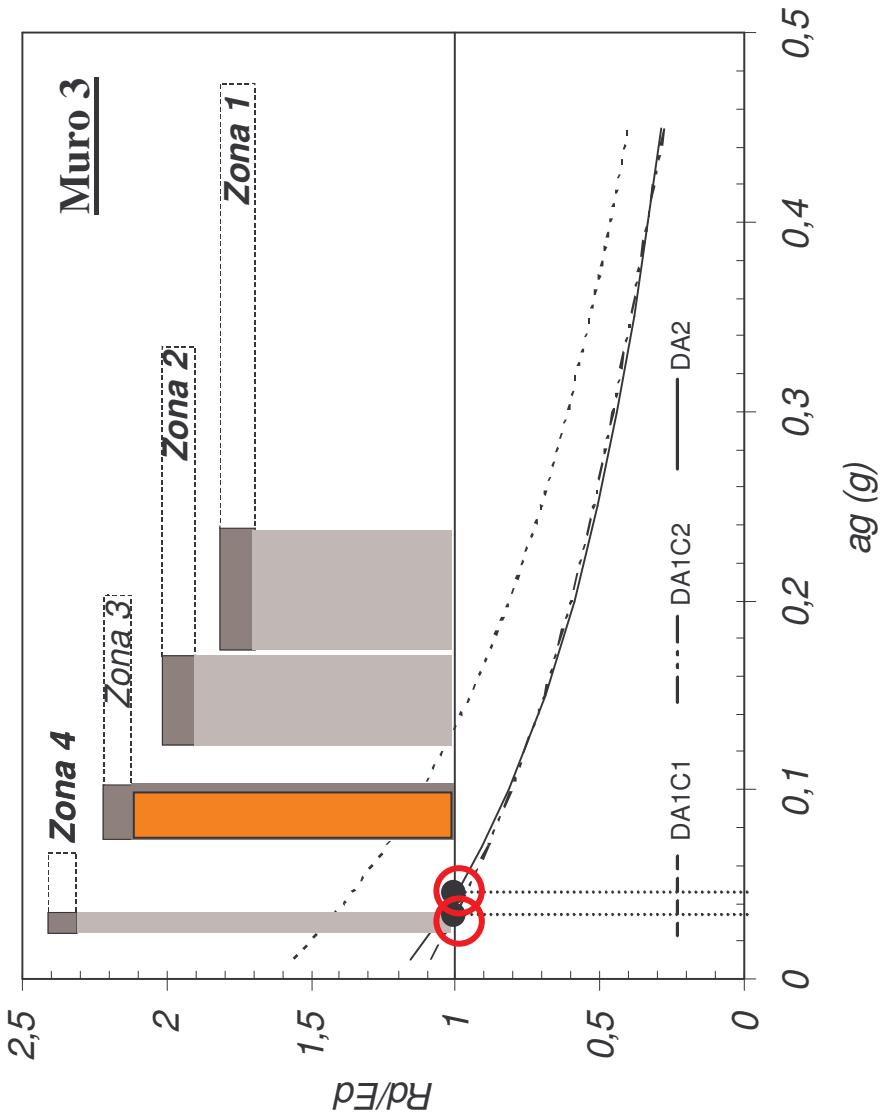
## MURO 2



Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

# MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M. 16.1.96

## MURO 3



Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

*Risultati del confronto fra  
OPCM e progetto “vecchio”*

- utilizzando i DA dell'Eurocodice
- utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96

## Confronto fra OPCM e progetto “vecchio” utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96

MURO 1		Zona 1	
		$a_{min}$ <b>0.175 g</b>	$a_{max}$ <b>0.473 g</b>
$FS_{sc}$	<b>1.24</b>	<b>0.60</b>	
$FS_{rib}$	<b>1.31</b>	<b>0.55</b>	
$FS_{qlim}$	<b>0.78</b>	-	

MURO 2		Zona 2	
		$a_{min}$ <b>0.125 g</b>	$a_{max}$ <b>0.338 g</b>
$FS_{sc}$	<b>1.33</b>	<b>0.74</b>	
$FS_{rib}$	<b>1.46</b>	<b>0.71</b>	
$FS_{qlim}$	<b>1.29</b>	-	

MURO 3		Zona 3	
		$a_{min}$ <b>0.075 g</b>	$a_{max}$ <b>0.203 g</b>
$FS_{sc}$	<b>1.33</b>	<b>0.90</b>	
$FS_{rib}$	<b>1.47</b>	<b>0.87</b>	
$FS_{qlim}$	<b>1.16</b>	-	

MURO 4		Zona 4	
		$a_{min}$ <b>0.025 g</b>	$a_{max}$ <b>0.068 g</b>
$FS_{sc}$	<b>1.61</b>	<b>1.36</b>	
$FS_{rib}$	<b>1.95</b>	<b>1.52</b>	
$FS_{qlim}$	<b>2.66</b>	<b>1.34</b>	

(Simonelli, 2004)

## **Analisi Pseudo-statica : Conclusioni**

- ❖ I Muri progettati secondo la Normativa tradizionale non sono verificati sotto le azioni sismiche dell' EC8 + OPCM 3274

// questo è:

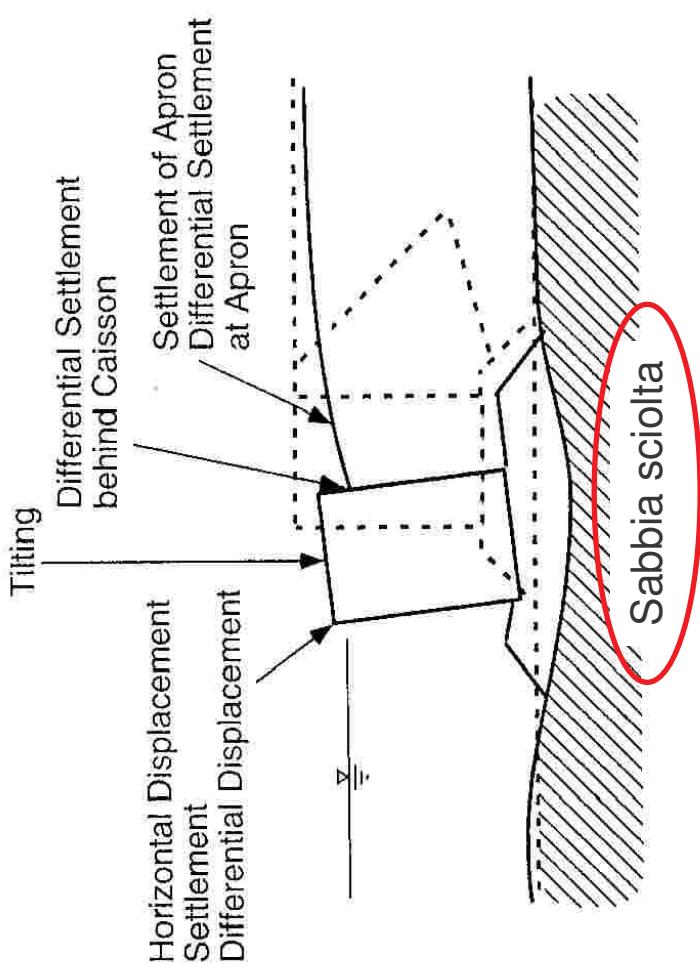
***il D.M. 16.1.96 sottostima le azioni sismiche***

O

***il progetto dell' OPCM3274 è eccessivamente cautelativo?***

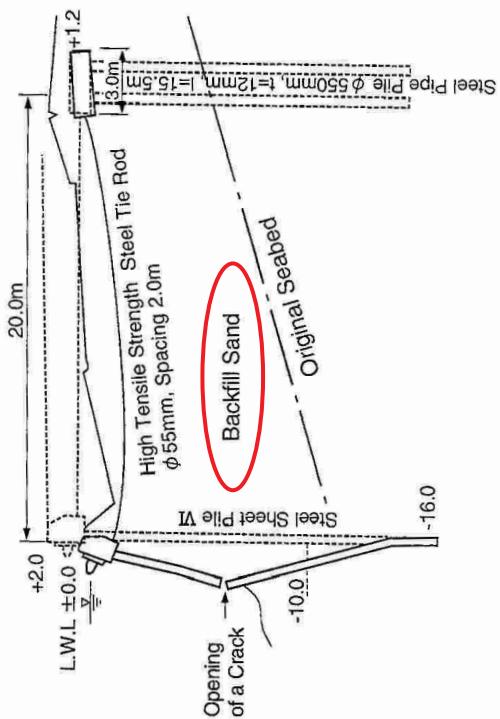
- ❖ L'esperienza dei danni indotti dai terremoti passati indica che i muri "tradizionali" si sono comportati alquanto bene

## **Kobe earthquake : failure caused by liquefaction**



*Caisson wall at Kobe Port , 1995 (PIANC, 2001)*

## **Kobe earthquake : failure caused by liquefaction**



*Sheet-pile wall at Akita Port (PIANC, 2001)*

## **Analisi Pseudo-statica : Conclusioni**

- ❖ I Muri progettati secondo la Normativa tradizionale non sono verificati sotto le azioni sismiche dell' EC8 + OPCM 3274

// questo è:

***il D.M. 16.1.96 sottostima le azioni sismiche***

***O***  
***il progetto dell' OPCM3274 è eccessivamente cautelativo?***

- ❖ L'esperienza dei danni indotti dai terremoti passati indica che i muri "tradizionali" si sono comportati alquanto bene
- ❖ Per rispondere al questito, abbiamo deciso di ricorrere a **metodi di analisi più avanzati, in accordo con l' OPCM (EC8)**

# OPCM3274 (ed EC8)

## **METODI DI ANALISI**

**... qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale  
e dei terreni ...**

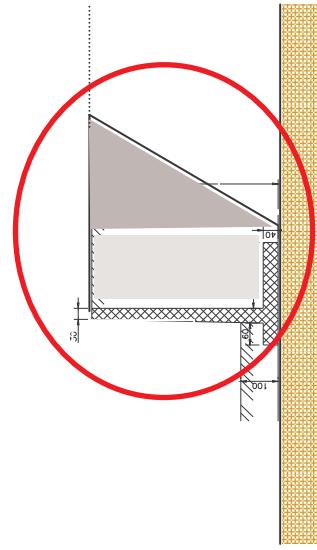
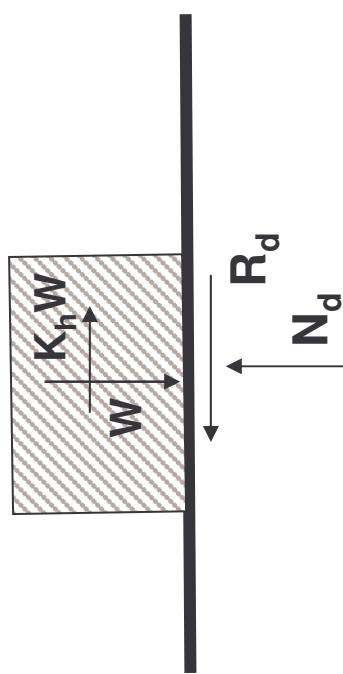
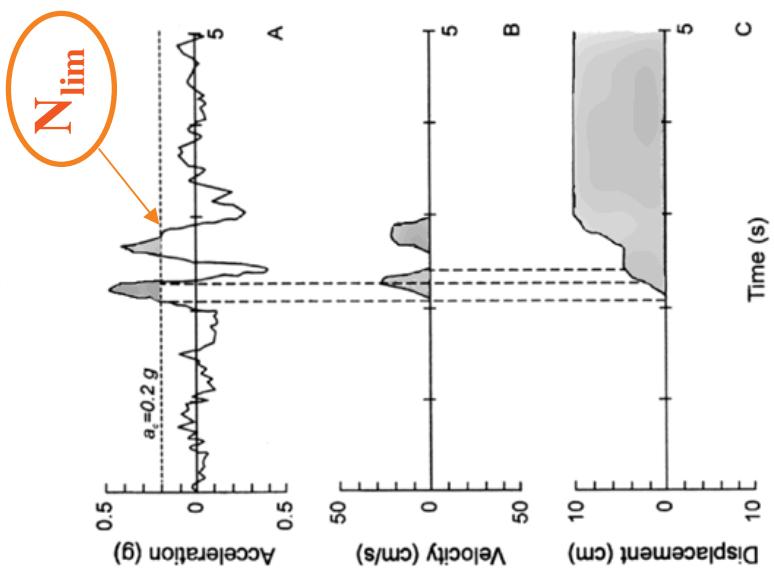
- Metodi d'avanguardia
- Performance based design: analisi degli spostamenti
- Modello di Newmark

## 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)

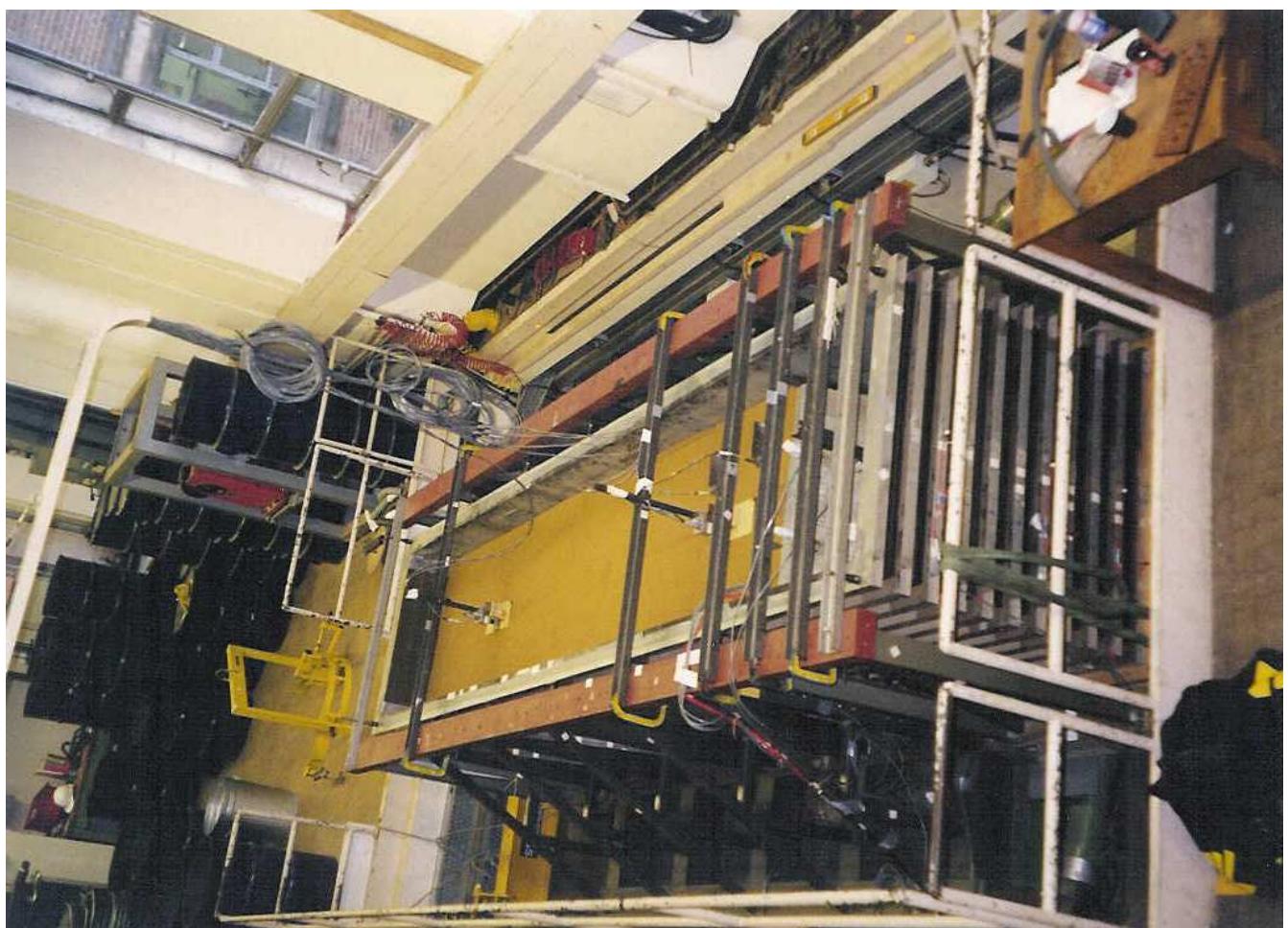


(\*) **validato sperimentalmente con prove su prototipi di muro, mediante tavola vibrante**  
(Simonelli et al., 1998, 2000)











base Recycle  
Printer  
jet For General  
Use







## **OPCM 3274 (EC8-5) - *Analisi degli spostamenti***

**Seismic input : elaboration of Italian accelerometric data**  
*( both horizontal and vertical component )*

**Italian strong ground motion recordings**

**IRPINIA Earthquake (1980)**

*Bagnoli Irpino*

*Brienza*

*Calitri*

*Sturno*

*Mercato S. Severino*

*Torre del Greco*

**FRIULI Earthquake (1976)**

*Tolmezzo*

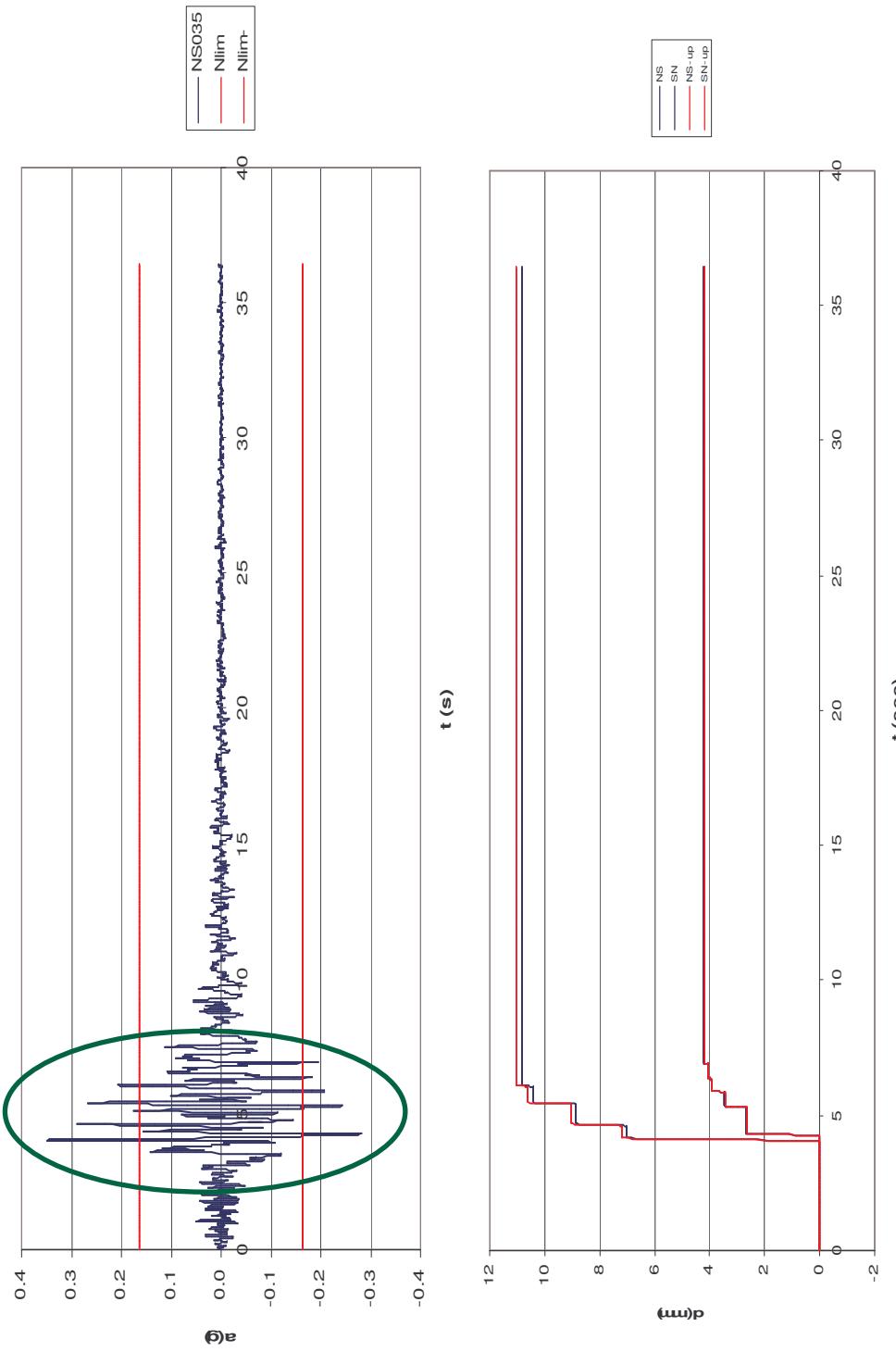
*Forgaria Cornino*

Elaborated for  
the 12 different sites'  
ground acceleration values  
 $a_g \cdot S$

# OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

Example : Zone 1 - Site A

Tolmezzo NS accelerogram : Wall 3 displacements



## **OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti**

Example : Zone 1 : **Wall 1** displacements  
Zone 2 : **Wall 2** displacements

Zone 1		PSF	ag (g)	Displacement D (cm)	
Nlim=0.250 g	D.M. 16.1.96	OPCM 3274	Tolmezzo	Forgaria	Sturno
1.59	1.21	0.35	0.57	0.22	1.46
	1.12	0.44	2.38	1.13	4.25
	1.03	0.47	3.86	1.69	5.93

Zone 2		PSF	ag (g)	Displacements D (cm)	
Nlim=0.219 g	D.M. 16.1.96	OPCM 3274	Calitri	Brienza	Bagnoli I.
1.61	1.42	0.25	0.1	0.02	0.03
	1.25	0.31	1.68	0.15	0.62
	1.19	0.34	3.16	0.26	1.24

- ❖ Displacements are generally small and “acceptable”
- ❖ Walls designed according D.M. 96 seem to work well

## **OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti**

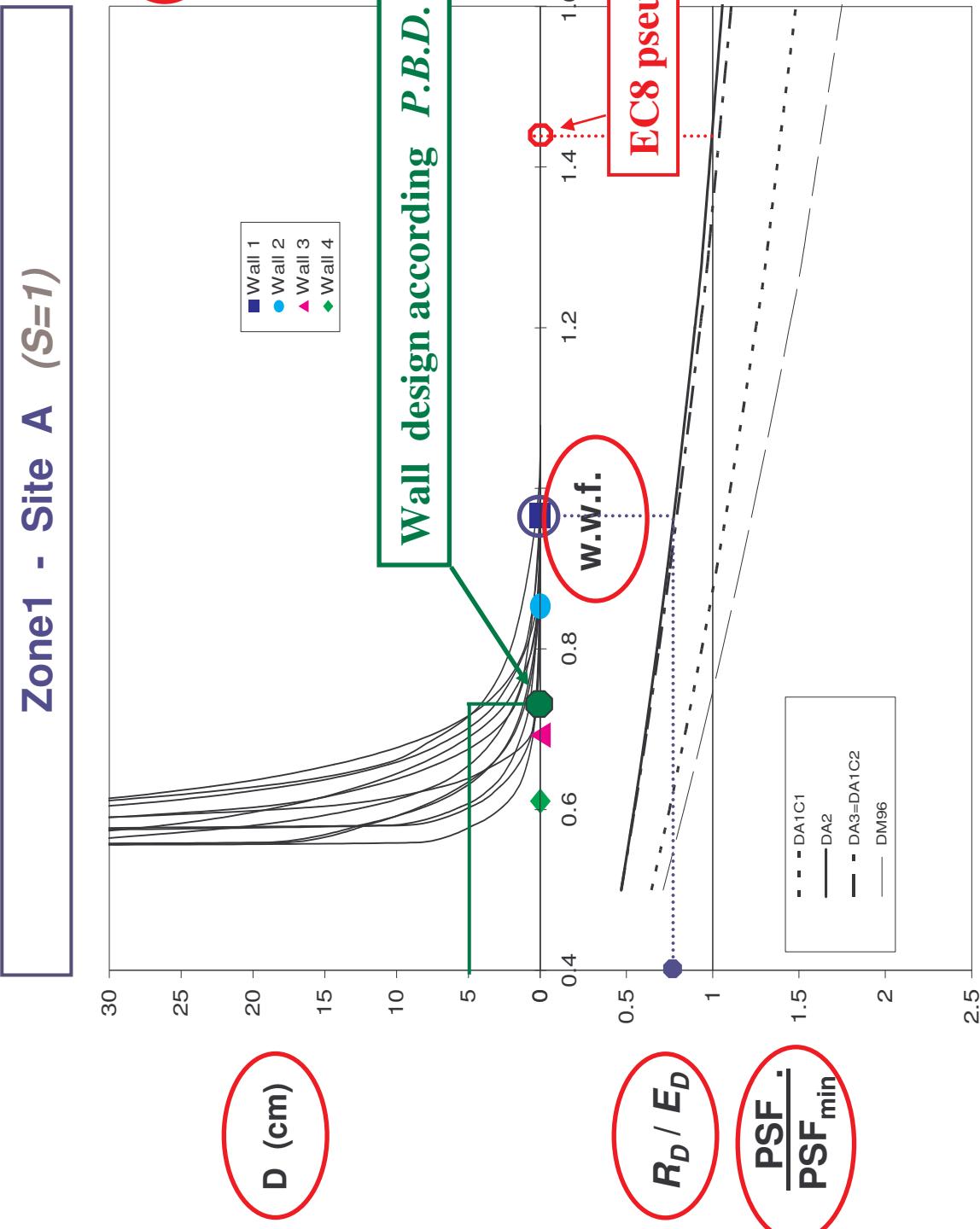
Example : Zone 1 : **Wall 1** displacements  
Zone 2 : **Wall 2** displacements

### **EUROCODE 8: retaining wall design based on pseudo-static approach and displacement analysis**

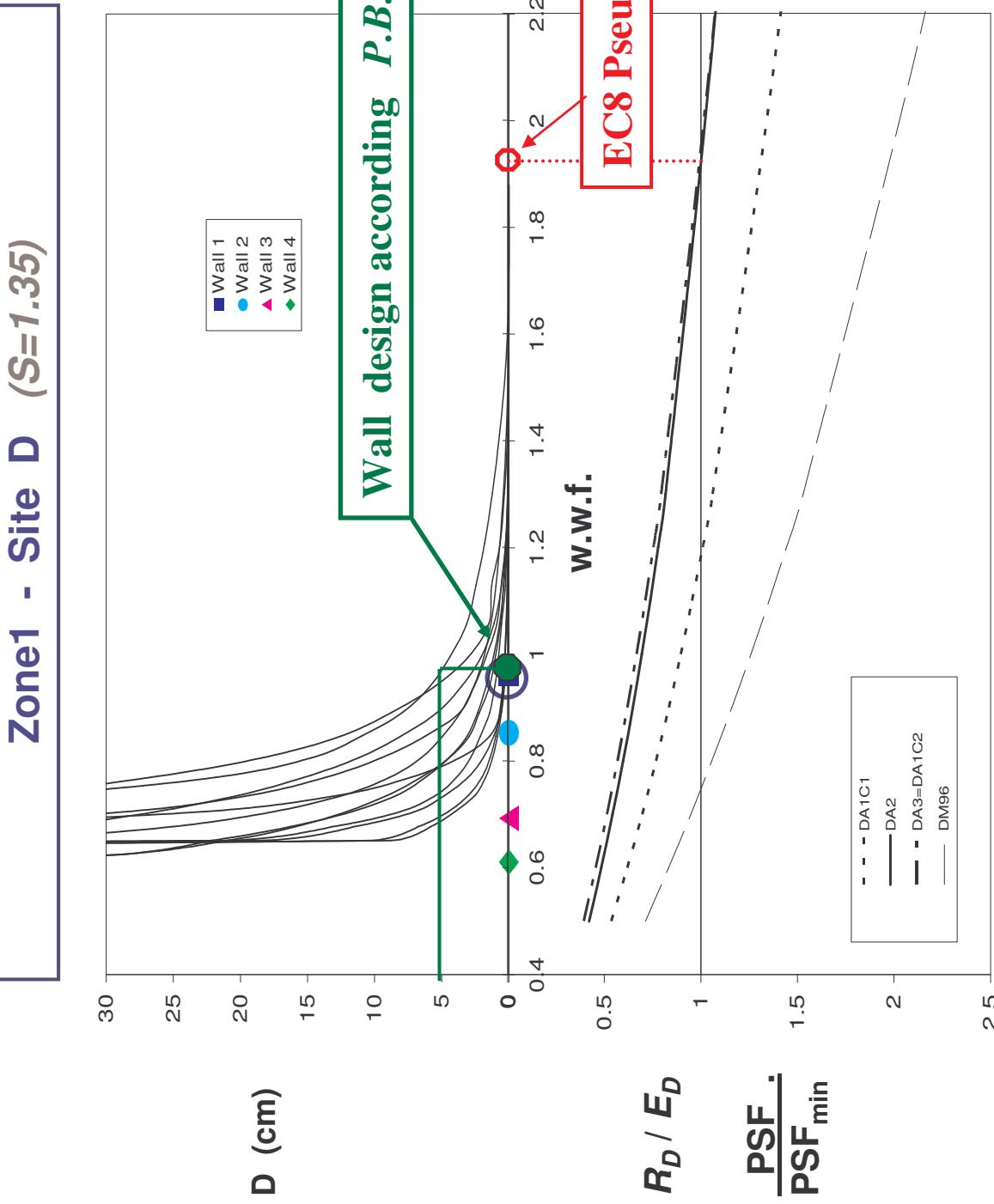
A.L. Simonelli & A. Lafratta - Proc. of EC7 Workshop, ERTC10, on the "Evaluation of Eurocode 7, Dublin 2005

- ❖ Displacements are generally small and “acceptable”
- ❖ Walls designed according D.M. 96 seem to work well

## OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti



## OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti



## 4. APPLICAZIONE (OPCM 3274 ed EC8) PER IL MURO DI SOSTEGNO

### CONCLUSIONI (1)

(*Simonelli, 2003*)

- ❖ I muri “tradizionali”, che sarebbero sottodimensionati secondo l’OPCM3274, si comportano abbastanza bene secondo quanto indicato dall’analisi degli spostamenti (ed il *p.b.d.*)
- ❖ Quindi la risposta al precedente quesito è che **il metodo pseudostatico dell’EC8**, accoppiato con i valori delle accelerazioni di picco attese, **sovraстima le azioni sismiche**
- ❖ L’utilizzazione di **analisi dinamiche risolve il problema**
- ❖ Conclusioni analoghe sono state trovate per il progetto e la verifica dei pendii !

## 4. APPLICAZIONE (OPCM 3274 ed EC8) PER IL MURO DI SOSTEGNO

### CONCLUSIONI (2)

In definitiva, l'OPCM 3274, nella versione attuale, è inapplicabile

Potenziali soluzioni del problema :

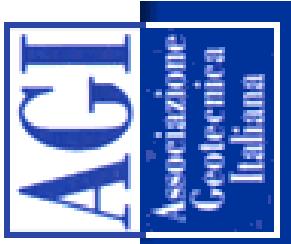
Ricorso a metodi di progetto più adeguati  
alla adozione di input sismici basati su valori di accelerazioni reali

ovvero

Taratura del metodo pseudo-statico ( per es.  $\mathbf{a}_g \rightarrow \mathbf{k}_h$  )

( n.d.r. e ciò stato fatto nel nuovo All. 4 dell'AGI,  
sulla base dei risultati di analisi dinamiche più affidabili )

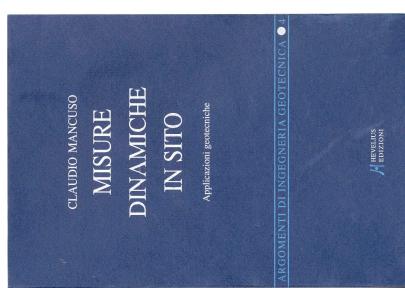
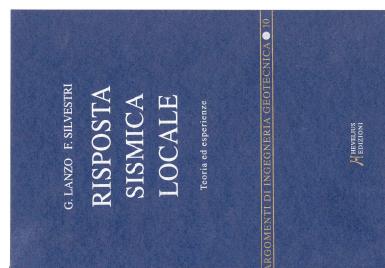
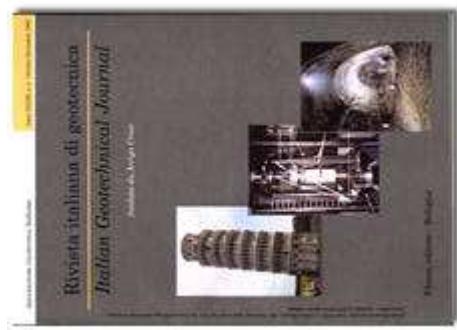
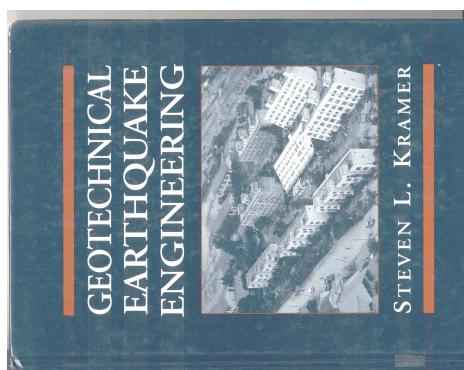
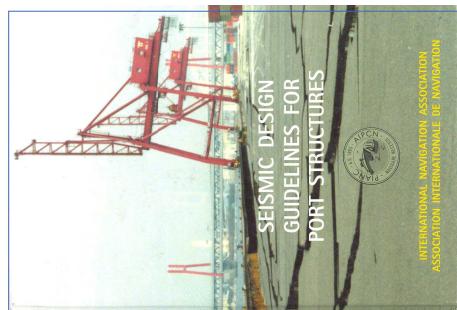
# Per approfondire gli argomenti



## Seismic Design Guidelines for Port Structures

(in collab. con altri)

PIANC (International Navigation Association)/PTCII/Working Group  
34, Balkema, Rotterdam 2001



**Per approfondire gli argomenti**

*prodotto recente .....*

**Linee Guida sugli**

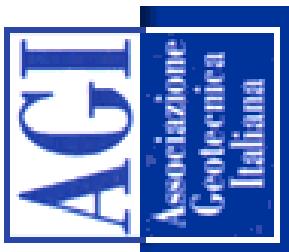
**“Aspetti Geotecnici della Progettazione in  
Zona Sismica”**

*in attesa di .....*

**Normativa Tecnica sulle Costruzioni**

*comprendente*

**la nuova versione “AGI” dell’All. 4**



*buon lavoro*

... e

*grazie per l'attenzione*

## Linee guida su:

### Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

## *Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica*



## Premessa

LE LINEE GUIDA NASCONO A VALLE DI UN PERIODO NEL QUALE SI  
E' ASSISTITO A:

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

- NUOVA CLASSIFICAZIONE SISMICA ITALIANA

- **GRANDE FERVORE IN AMBITO NORMATIVO**

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

Linee guida su:

## **Aspetti geotecnici per la progettazione in zona sismica**

Derivano dalla consapevolezza diffusa della necessità di offrire alla comunità geotecnica, ma non solo, un documento tecnico riguardante un settore così importante e delicato

Tra luglio e settembre 2003 viene formato il Gruppo di lavoro incaricato di redigere le linee guida

**Il Gruppo di lavoro inizia le sue attività nell'ottobre 2003 con l'obiettivo di predisporre una bozza delle Linee guida da illustrare in occasione del Convegno di Palermo**

# Composizione del gruppo di lavoro

Premessa	<b>Stefano</b>	<b>Aversa</b>	<b>Università di Napoli "Parthenope"</b>
	<b>Alberto</b>	<b>Burghignoli</b>	<b>Università di Roma "La Sapienza"</b>
	<b>Luigi</b>	<b>Callisto</b>	<b>Università di Roma "La Sapienza"</b>
	<b>Vincenzo</b>	<b>Caputo</b>	<b>Università della Basilicata</b>
	<b>Paolo</b>	<b>Carrubba</b>	<b>Università di Padova</b>
	<b>Teresa</b>	<b>Crespellani</b>	<b>Università di Firenze</b>
	<b>Giovanni</b>	<b>Dente</b>	<b>Università della Calabria</b>
	<b>Giuseppe</b>	<b>Lanzo</b>	<b>Università di Roma "La Sapienza"</b>
	<b>Claudia</b>	<b>Madiai</b>	<b>Università di Firenze</b>
	<b>Michele</b>	<b>Maugeri</b>	<b>Università di Catania</b>
	<b>Luca</b>	<b>Pagano</b>	<b>Università di Napoli</b>
	<b>Sebastiano</b>	<b>Rampello</b>	<b>Università di Messina</b>
	<b>Filippo</b>	<b>Santucci de Magistris</b>	<b>Università di Napoli Federico II</b>
	<b>Stefania</b>	<b>Sica</b>	<b>Università del Sannio</b>
	<b>Francesco</b>	<b>Silvestri</b>	<b>Università della Calabria</b>
	<b>Armando L.</b>	<b>Simonelli</b>	<b>Università del Sannio</b>

Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

# Indice delle linee guida

## **Parte I – Considerazioni generali**

- 1. Oggetto e scopo delle linee guida**
- 2. Comportamento dei terreni in condizioni sismiche**
- 3. Principi e procedimenti della progettazione geotecnica**
- 4. Azioni sismiche di riferimento**

Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

## **Parte II - Analisi geotecnica del sito**

- 5. Pericolosità ed effetti del sito**
- 6. Risposta sismica locale**
- 7. Liquefazione**
- 8. Stabilità di pendii**

Approccio  
metodologico

## **Parte III – Opere geotecniche**

- 9. Fondazioni**
- 10. Fondazioni superficiali**
- 11. Fondazioni profonde**
- 12. Opere di sostegno a gravità**
- 13. Opere di sostegno flessibili**
- 14. Opere in terra rinforzata**
- 15. Scavi a cielo aperto ed in sotterraneo**
- 16. Costruzioni in terra**

**Appendici**

## Organizzazione del lavoro

Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

✓ Definizione dell'indice e delle modalità di lavoro

✓ Definizione dell'approccio metodologico

✓ Redazione dei capitoli

✓ Revisione di tutto il lavoro

□ Proposizione di una versione provvisoria

□ Redazione della versione definitiva

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

# *Rassegna “rapida” dei contenuti*

Approccio  
metodologico

## Indice delle linee guida

Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

### Parte II - Analisi geotecnica del sito

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

Approccio  
metodologico

# Indice delle linee guida

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

## Parte III – Opere geotecniche

### 9. Fondazioni

#### 10.Fondazioni superficiali

#### 11.Fondazioni profonde

#### 12.Opere di sostegno a gravità

#### 13.Opere di sostegno flessibili

#### 14.Opere in terra rinforzata

#### 15.Scavi a cielo aperto ed in sotterraneo

#### 16.Costruzioni in terra

# Indice delle linee guida

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

## Appendici

- Tecniche sperimentali in situ ed in laboratorio
- Caratteristiche dei terremoti ed analisi di pericolosità
- Valutazione del potenziale di liquefazione mediante prove in situ e in laboratorio
- Soluzioni analitiche di metodi pseudo-statici per la verifica di stabilità dei pendii
- Metodo di Newmark
- Esempi applicativi di calcolo di pali sotto azioni sismiche

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

# Metodologie di progettazione antisismica

## Approccio tradizionale

- **valutazione convenzionale delle azioni sismiche assunte costanti nel tempo:**
  - metodi pseudostatici
  - analisi modale (edifici)
  
- Valutazione della sicurezza:
  - Verifica a rottura con adeguati coefficienti di sicurezza (geotecnica)

## Metodologie di progettazione antisismica

### Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

### Approcci diversi

- input sismici diversi (ad es.: accelerogrammi)
- **verifiche di tipo diverso (valutazione spostamenti, tensioni e deformazioni, ecc.)**

### Esempi:

- Metodo di Newmark e derivati (pendii, muri di sostegno, ecc.)
- **Modellazione del continuo (FEM, FDM) soggetto a input sismico**

Alcuni di questi approcci sono stati recepiti dall'EC8

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

## Aspetti problematici

- **Presenza di approcci:**
  - di diversa complessità
  - richiedenti dati di ingresso (**sismici e geotecnici**) differenti
  - con output diversi
- Classificazione del territorio nazionale con accelerazione di picco su affioramento rigido
- **Introduzione delle verifiche con coefficienti parziali (Eurocodici)**

## Approccio metodologico delle linee guida

### Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

- Non esclude i metodi semplici (pseudostatici; empirici; ecc.); anzi ne prevede l'uso nei casi più diffusi
- Considera tre tipologie di analisi alternative
- Calibra la tipologia di analisi sull'importanza dell'opera e sul grado di danno che può essere tollerato in occasione di eventi sismici
- Definisce in modo chiaro i dati di input necessari per le diverse tipologie di analisi

## Approccio metodologico delle linee guida

### Premessa

- Considera 2 diversi Terremoti di progetto (in accordo con EC8)

Organizzazione  
delle linee guida

- **Definisce 3 Gradi di danno per le strutture**

Approccio  
metodologico

- Introduce 3 Classi di prestazione per le strutture

- **Prevede 3 Tipologie di analisi (alternative) delle opere**

## Ingradienti del metodo prestazionale: 1. terremoti di progetto

### Premessa

duplice verifica con riferimento a:

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

- **terremoto “probabile”, di livello  $L1$ ,** caratterizzato da un’intensità che ha una “probabilità di eccedenza”  $P1$  in un arco temporale di riferimento  $T_S$ , correlato alla durata o alla vita utile del sistema in esame  
 $T = 72 \text{ anni}$
- **terremoto “poco probabile”, di livello  $L2$ ,** caratterizzato da una intensità che, nello stesso arco temporale  $T_S$ , ha una probabilità di eccedenza  $P2$  più bassa  
 $T = 475 \text{ anni}$

**Premessa**Organizzazione  
delle linee guidaApproccio  
metodologico

	<b>Grado di danno</b>	<b>Danno strutturale</b>	<b>Danno funzionale</b>
I	Danno lieve e sistema agibile	Assente o trascurabili	Perdita della funzionalità modesta o nulla
II	Danno medio e sistema riparabile	Apprezzabile	Perdita della funzionalità di breve durata
III	Danno ingente e non riparabile ma senza collasso	Ingente, ma senza collasso	Perdita della funzionalità di lunga durata, o totale

**Ingredienti del metodo prestazionale: 2. gradi di danno**

Grado di danno → Intensità di danno strutturale e funzionale da specificarsi in termini di soglie di ammissibilità di variabili tensionali, deformative o cinematiche

## Ingredienti del metodo prestazionale: 3. classi di prestazione

Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

<b>Classe di prestazione</b>	<b>Terremoto di livello <math>L_1</math></b>	<b>Terremoto di livello <math>L_2</math></b>
A	Danno I : sistema agibile	Danno I : sistema agibile
B	Danno I : sistema agibile	Danno II: sistema riparabile
C	Danno I : sistema agibile	Danno III: sistema non riparabile

L'individuazione della classe di prestazione dipende dalla complessità e dall'importanza dell'opera in esame e dovrebbe, in linea di principio, competere al progettista.

## Premessa

Organizzazione  
delle linee guida

Approccio  
metodologico

## Tipologie di analisi

Tipologia di analisi	Esemplificazioni
<b>Tipo I</b>	Metodi pseudostatici (muri di sostegno, pendii, ecc.) Analisi modale (fondazioni superficiali di edifici) Metodi empirici (liquefazione)
<b>Tipo II</b>	Metodo di Newmark (pendii e rilevati) Metodo di Richards e Elms (muri di sostegno) ecc.
<b>Tipo III</b>	Modellazione del continuo con tecniche numeriche (FEM; FDM)

**Premessa**Organizzazione  
delle linee guida**Approccio  
metodologico**

Tipo di analisi	Classe di prestazione		
	C	B	A
Tipo I			
Tipo II			
Tipo III			

Progettazione finale (definitiva/esecutiva)
Progettazione preliminare o zona sismica di bassa intensità

quanto più elevata è la classe di prestazione richiesta per un'opera, tanto più sofisticato ed affidabile deve essere il metodo d'analisi.