

Ordine degli Ingegneri della provincia di Avellino

*Corso di aggiornamento*

**NUOVO CRITERI E NORME PER LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA**

**Ordinanza 3274 del 20 Marzo 2003**

**Settembre – Dicembre 2003**

***Progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno***



***Prof. Ing. Armando Lucio Simonelli***

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

## **MODULO n. 3:**

### **Progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno**

*Ciclo di 8 ore dedicate agli aspetti geotecnici dell'OPCM 3274*

- **Azione sismica ed effetti di sito - (Prof. A.L. Simonelli)** 2 ore  
*§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico Degli Edifici*
  
- **Opere di sostegno - (Prof. A.L. Simonelli)** 2 ore  
*§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni*
  
- **Fondazioni superficiali e profonde - (Prof. A. Mandolini)** 2 ore  
*§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni*
  
- **Stabilità dei pendii - (Prof. G. Urciuoli)** 2 ore  
*§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni*

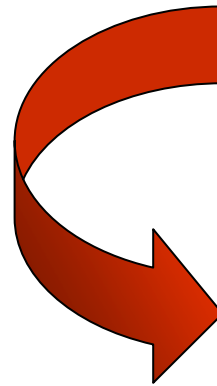
## Premessa

# Motivazioni del CORSO di AGGIORNAMENTO (Ord. Ingg. AV)

L'OPCM 3274 introduce molti aspetti innovativi rispetto alla norma precedente.....

..... **turbamento** nei progettisti !!!!!

Non è motivo di turbamento per gli addetti ai lavori  
in quanto l'OPCM 3274 si inserisce  
in un contesto ben più ampio di respiro europeo



EUROCODICI

## **CENNI SULLA NORMATIVA EUROPEA IN FIERI**

<b>EN 1990</b>	<b><i>Eurocodice : Basis of structural design</i></b>
<b>EN 1991</b>	<b><i>Eurocodice 1: Actions on structures</i></b>
<b>EN 1992</b>	<b><i>Eurocodice 2: Design of concrete structures</i></b>
<b>EN 1993</b>	<b><i>Eurocodice 3: Design of steel structures</i></b>
<b>EN 1994</b>	<b><i>Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures</i></b>
<b>EN 1995</b>	<b><i>Eurocodice 5: Design of timber structures</i></b>
<b>EN 1996</b>	<b><i>Eurocodice 6: Design of masonry structures</i></b>
<b>EN 1997</b>	<b><i>Eurocodice 7: Geotechnical design</i></b>
<b>EN 1998</b>	<b><i>Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance</i></b>
<b>EN 1997</b>	<b><i>Eurocodice 9: Design of aluminium structures</i></b>

# CENNI SULLE RECENTI NORMATIVE “GEOTECNICHE” IN ITALIA

**D.M. 11 Marzo 1988** in campo statico

**D.M. 16 Gennaio 1996** in campo sismico

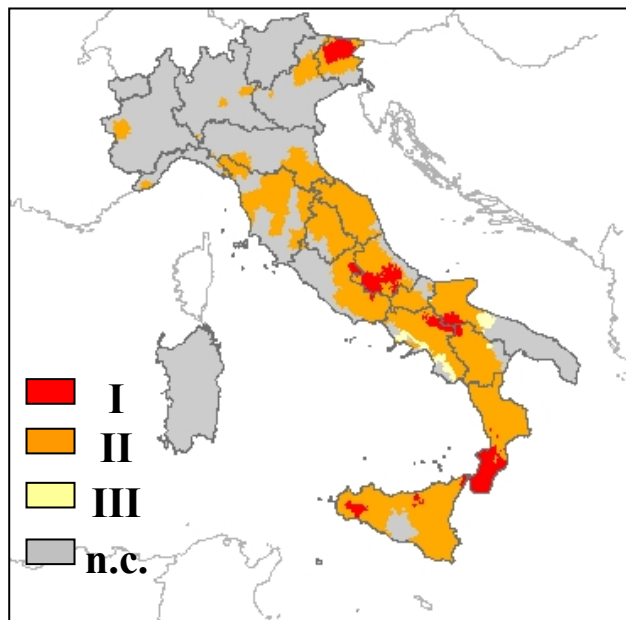
*Sisma del Molise (31/10/2002)*

**Riclassificazione sismica del territorio nazionale**

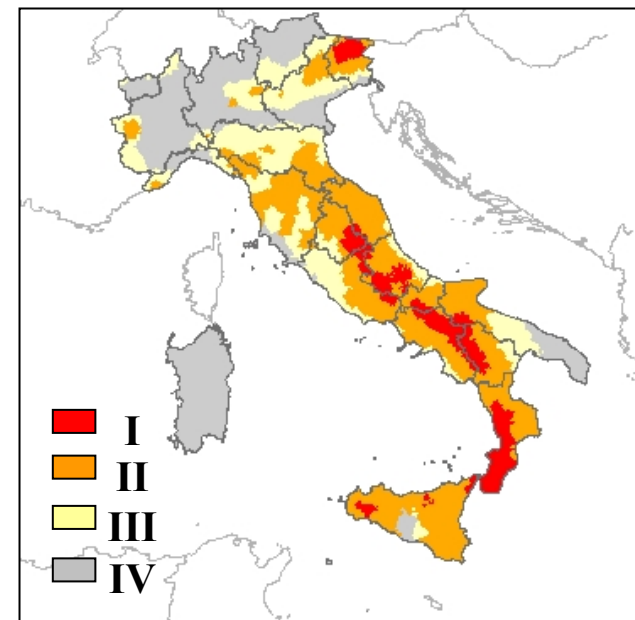
*(per es. Napoli e Salerno III → II categoria; Benevento II → I)*

**OPCM 3274 del 20/03/03**

Prima



Adesso



## **BACKGROUND della OPCM 3274**

**L'OPCM 3274, rappresenta un primo tentativo di allineamento della normativa italiana con quella europea, in quanto si ispira completamente all' Eurocodice 8**

**L'allegato 1 (*azione sismica ed effetti di sito*) riprende la parte 1 dell'EUROCODICE 8 (prEN 1998-1)**

**L'allegato 4 (*fondazioni e opere di sostegno*) riprende la parte 5 dell'EUROCODICE 8 (prEN 1998-5)**

***Purtroppo, per la parte geotecnica, questa operazione di travaso della norma da EC8 a OPCM 3274 non è riuscita molto bene (eufemismo !):***

- errori di traduzione***
- variazioni od omissioni***
- manca l'EC7 !!!***

## BACKGROUND della OPCM 3274

L'EC8 ritiene implicito tutto quanto definito nell'EC7.

*in particolare:*

approcci di progetto ai coefficienti di sicurezza parziali

*(design approach DA)*

*indispensabili per la corretta applicazione dell'OPCM*

**Nell'OPCM 3274 non sono stati definiti né i DA né i coefficienti di sicurezza parziali**

**In tale sede, è necessario colmare questa lacuna, richiamando i concetti basilari di progettazione (EC7)**

# **PROGRAMMA DELLA LEZIONE (4 h)**

**1. EC7 → EC8 → OPCM 3274**

**2. AZIONE SISMICA ED EFFETTO LOCALE**

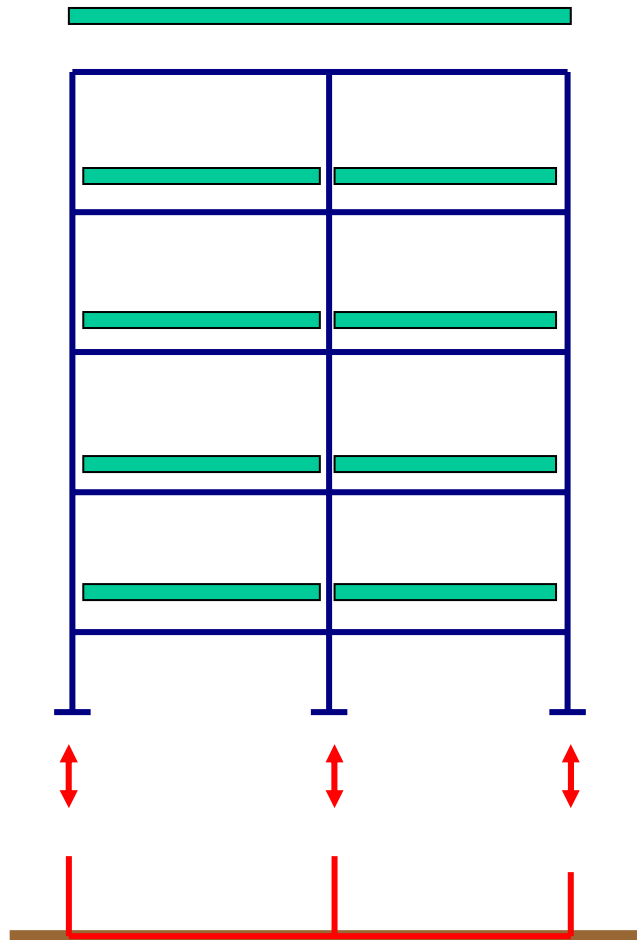
**3. OPERE DI SOSTEGNO**

**4. APPLICAZIONE DI CALCOLO**



1. EC7 → EC8 → OPCM 3274

## PROGETTAZIONE GEOTECNICA TRADIZIONALE



Applicazione carichi caratteristici

Determinazione “scarichi” in fondazione

Caratterizzazione Geotecnica sottosuolo

Verifica in fondazione

- (USL) Carico limite (coeff. globale)
- (SLS) Cedimenti
- (SLS) Interazione

# SICUREZZA NELLA PROGETTAZIONE TRADIZIONALE

ULS : la sicurezza è contemplata nel coefficiente globale di sicurezza delle verifiche in fondazione



- *Non vi sono coefficienti parziali su carichi e su altre azioni*
- *Non si considerano coefficienti parziali su caratteristiche di resistenza del terreno*

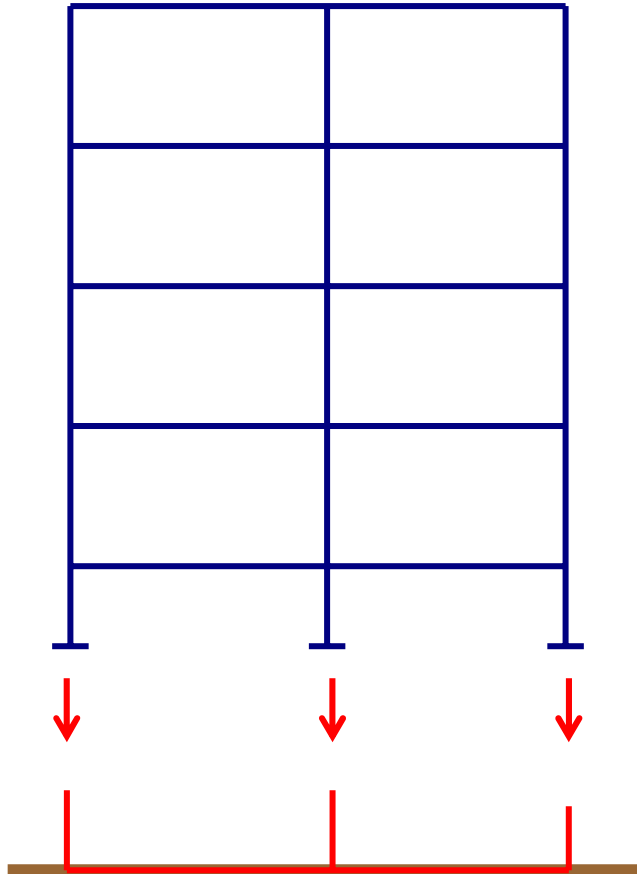
# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Progettazione agli stati limite:

- ✓ Ultimo (ULS): con **coefficienti di sicurezza parziali**  
(*su azioni, effetti delle azioni, caratteristiche di resistenza e resistenza globale*)
- ✓ Servizio o Esercizio (SLS)  
(non sono differenti sostanzialmente da quelle “tradizionali”)

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Verifiche ULS fondazione



Determinazione “scarichi” di progetto in  
fondazione,  $V_d$

Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo  
con determinazione parametri caratteristici  
( $c'_k, \varphi'_k$ )

Determinazione parametri di  
progetto (per es.  $c'_d = c'_k/\gamma_c$ )

### Verifica in fondazione

- Determinazione carico limite di  
progetto,  $R_d$
- Verifica:  $V_d \leq R_d$

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Valori caratteristici dei parametri geotecnici

- Valori caratteristici delle azioni  $\Rightarrow$  norme
- Valori caratteristici delle resistenze strutturali  $\Rightarrow$  statistica
- Valori caratteristici proprietà terreno ?

Sembra ormai chiarito che i valori caratteristici dei parametri del terreno coincidano con quelli che avremmo utilizzato nella progettazione tradizionale

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Coefficienti parziali su parametri del terreno o su azioni e resistenze?

- Si riducono  $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $c_u$ ?
- Si aumentano le azioni, la spinta attiva, si riducono la spinta passiva ed il carico limite?

**Scontro tra diverse filosofie progettuali**

**L'Eurocodice accontenta tutti: diversi design approach**

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Verifiche allo stato limite ultimo (ULS)

Per ogni ULS si deve verificare, sulla base dei diversi  $DA$ , che *l'Effetto delle azioni di progetto* ( $E_d$ ) sia non superiore alle *Resistenze di progetto* ( $R_d$ ):

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Approcci progettuali

- Design approach 1 (Da1)
  - Combination 1 (*Da1-C1*): con coefficienti parziali solo su azioni
  - Combination 2 (*Da1-C2*):; con coefficienti parziali essenzialmente su caratteristiche di resistenza
- Design approach 2 (Da2): coefficienti parziali direttamente sugli Effetti delle azioni (o sulle singole azioni) e sulle Resistenze
- Design approach 3 (Da3): misto di *Da1-C1* e *Da1-C2*



# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Design approach 1

### Combination 1 (Da1-C1):

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\}$$

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\}$$

### Combination 2 (Da1-C2):

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

# LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

## Design approach 2

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k; a_d \}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ F_{rep}; X_k; a_d \}$$

## Design approach 3

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

*Prima pausa ... domande ?*

## 2. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

La definizione dell' **azione sismica** al suolo è l'elemento di maggior novità rispetto alle preesistenti normative:



- ✓ osservazione del fenomeno “dal basso” o “a priori”:  
accelerazione di picco in superficie su sottosuolo rigido  
zonazione sismica
- ✓ effetto “locale”:  
classi di sottosuolo di diversa rigidezza, in funzione delle proprietà dei terreni

## EFFETTI LOCALI ( D.M. 16/01/96)

La Normativa italiana introduce un *coefficiente di fondazione*  $\varepsilon$   
allo scopo di incrementare le forze sismiche ( $\varepsilon \geq 1$ ),

*“si assume di regola  $\varepsilon = 1$ ”*

fatta eccezione per

***“... depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m, soprastanti  
terreni coesivi o litoidi ...”***,

*casi in cui*

*“  $\varepsilon = 1.3$  ”*

# EFFETTI LOCALI ( D.M. 16/01/96)

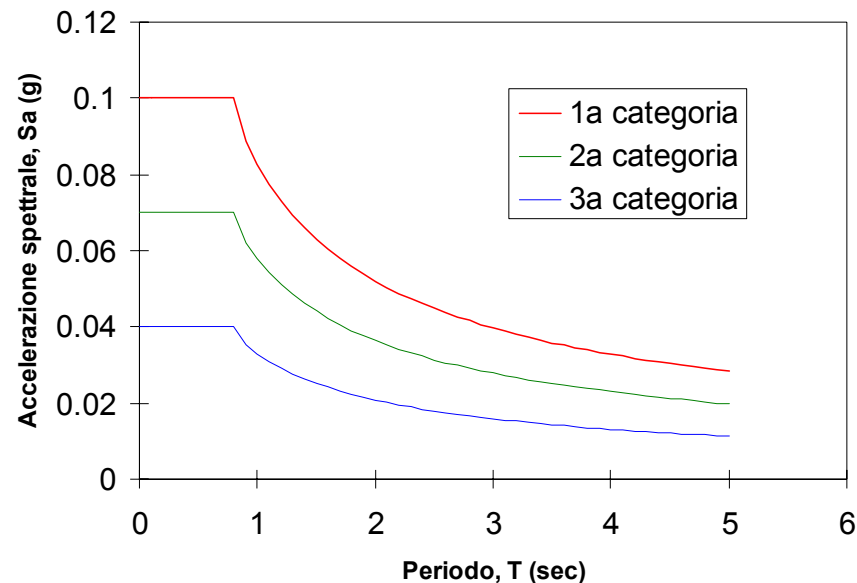
*Da quanto sopra, si può concludere che:*

*L'assunzione di  $\varepsilon=1,3$  per i depositi alluvionali è basata esclusivamente sulla natura del deposito*

*I depositi alluvionali amplificano sempre, quali che siano le caratteristiche del moto sismico che li attraversa*

*Spettri di progetto:  $\varepsilon$  amplifica ugualmente tutte le ordinate spettrali !*

**Spettri di risposta per le tre categorie sismiche**



# EFFETTI LOCALI : IDENTIFICAZIONE DEI TIPI DI SOTTOSUOLO

## EC8-1 cap. 3

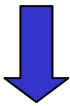
## OPCM 3274 - §3.1

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (blows/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface	> 800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or mediumdense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with $v_{s,30}$ values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Deposits consisting – or containing a layer at least 10 m thick – of soft clays/silts with high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	-	10 – 20
S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A –E or S1			

	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (colpi/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti</i> con spessori di diverse decine di metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ e $c_u > 250$ kPa	360 – 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza</i> con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ e $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	<i>Depositi di terreni granulari sciolti a poco addensati oppure da coesivi da poco a mediamente consistenti</i> , caratterizzati da valori $v_{s,30} < 180$ m/s ( $N_{SPT} < 15$ , $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> , con valori di $v_{s,30}$ simili a quelli dei tipi C o D e spessore tra 5 e 20 m giacenti su un substrato di materiale più rigido con $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto d'acqua caratterizzati da $v_{s,30} < 100$ m/s e $10 < c_u < 20$ kPa	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreno soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

# OPCM 3274

$$v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/v_i)$$



**velocità equivalente  
e non media  
delle onde di taglio  
nei primi 30 m di  
sottosuolo**

	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (colpi/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ e $c_u > 250$ kPa	360 – 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ e $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni granulari sciolti a poco addensati oppure da coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori $v_{s,30} < 180$ m/s ( $N_{SPT} < 15$ , $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di $v_{s,30}$ simili a quelli dei tipi C o D e spessore tra 5 e 20 m giacenti su un substrato di materiale più rigido con $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto d'acqua caratterizzati da $v_{s,30} < 100$ m/s e $10 < c_u < 20$ kPa	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreno soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

**Grande novità !**

**Nel calcolo della  $V_{s,30}$  le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni**



# EFFETTI LOCALI: CONFRONTO TRA LE DIVERSE NORMATIVE

D.M. 1996	<p style="color: blue; font-weight: bold;">Tutti i terreni</p> <p style="color: red; font-size: 1.2em;"><math>\varepsilon=1</math></p>	<p style="color: blue; font-weight: bold;">Depositi alluvionali, H=5-20m</p> <p style="color: red; font-size: 1.2em;"><math>\varepsilon=1.3</math></p>			
EC8	A	B	C	D	E
	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1</p> <p><math>T_B=0.15</math></p> <p><math>T_C=0.4</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.2</p> <p><math>T_B=0.15</math></p> <p><math>T_C=0.5</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.15</p> <p><math>T_B=0.20</math></p> <p><math>T_C=0.6</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.35</p> <p><math>T_B=0.20</math></p> <p><math>T_C=0.8</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.4</p> <p><math>T_B=0.15</math></p> <p><math>T_C=0.5</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>
OPCM 3274	A	B C E		D	
	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1</p> <p><math>T_B=0.15</math></p> <p><math>T_C=0.4</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.25</p> <p><math>T_B=0.15</math></p> <p><math>T_C=0.5</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>		<p style="color: red; font-weight: bold;">S=1.35</p> <p><math>T_B=0.20</math></p> <p><math>T_C=0.8</math></p> <p><math>T_D=2</math></p>	

## ACCELERAZIONI DI RIFERIMENTO E ZONAZIONE SISMICA

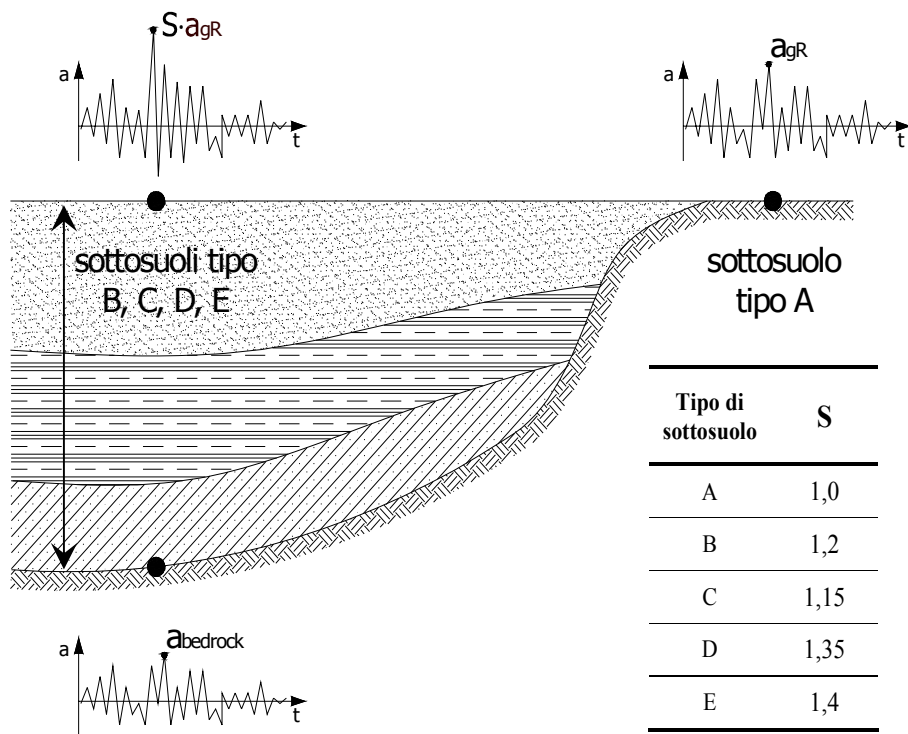
Il territorio nazionale viene suddiviso in 4 zone sismiche in funzione del parametro :

**$a_g$  = accelerazione orizzontale massima  
su suolo A (rigido)**

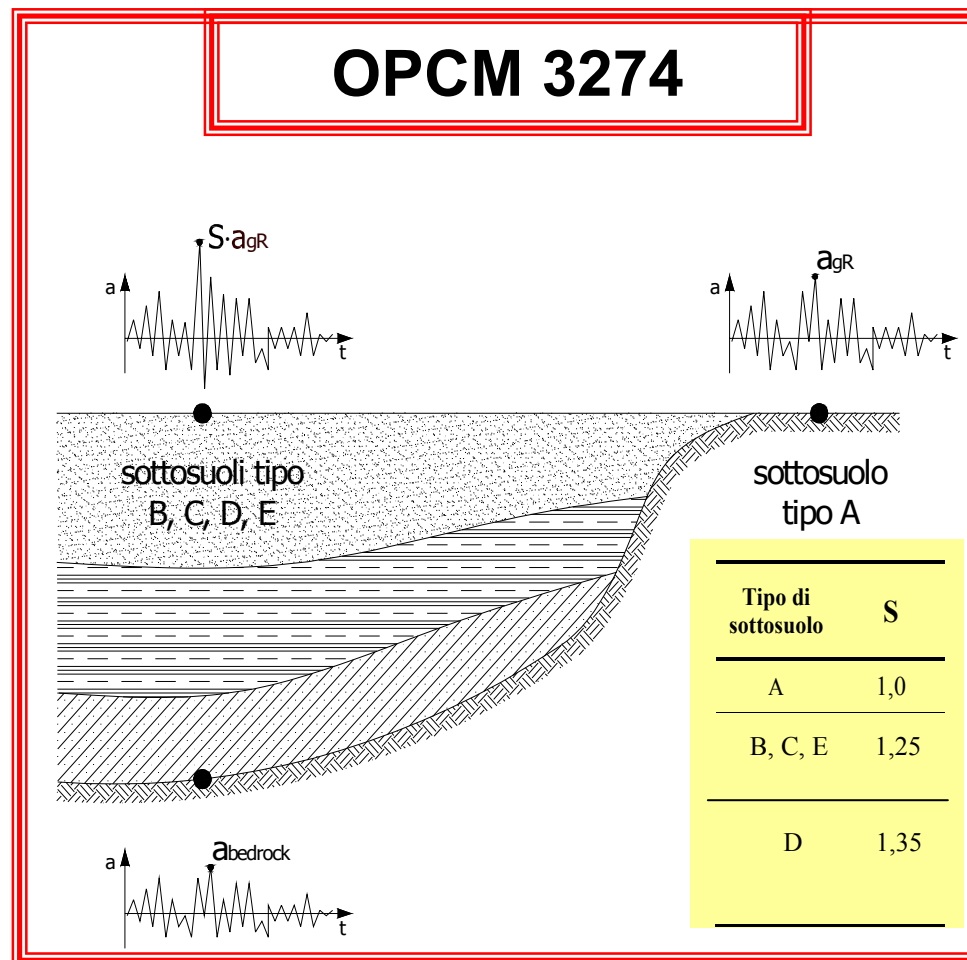
Zona	Valore di $a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

# ACCELERAZIONI AL BEDROCK ED IN SUPERFICIE

## EC8-1



## OPCM 3274



## CLASSI DI SOTTOSUOLO

# SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

## Spettro di risposta elastico orizzontale

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Tipo di sottosuolo	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B,C,E	1,25	0,15	0,5	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0

## Spettro di risposta elastico verticale

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3 - 1) \right] \cdot 0,9$$

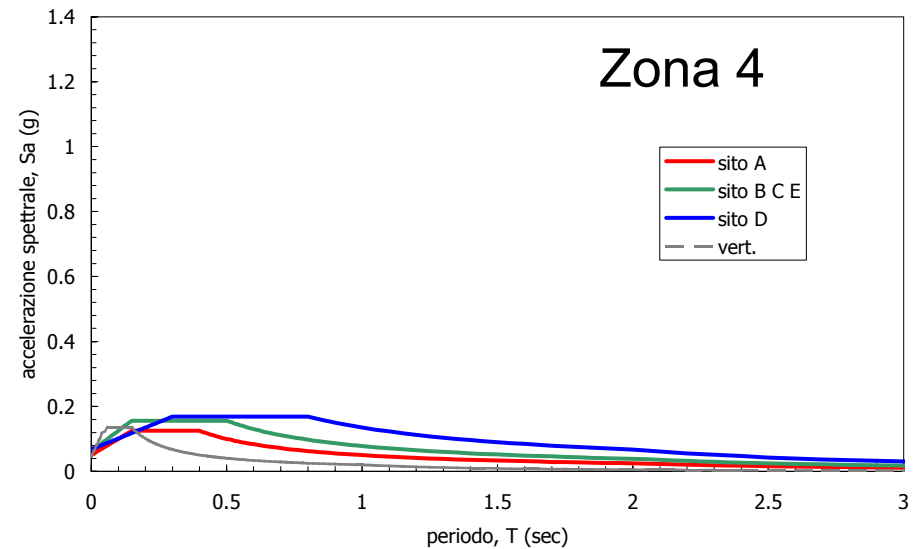
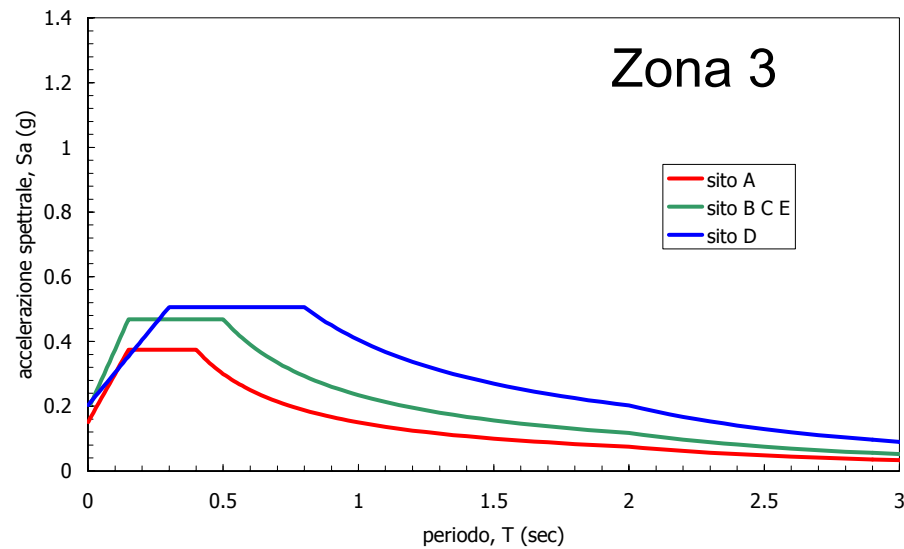
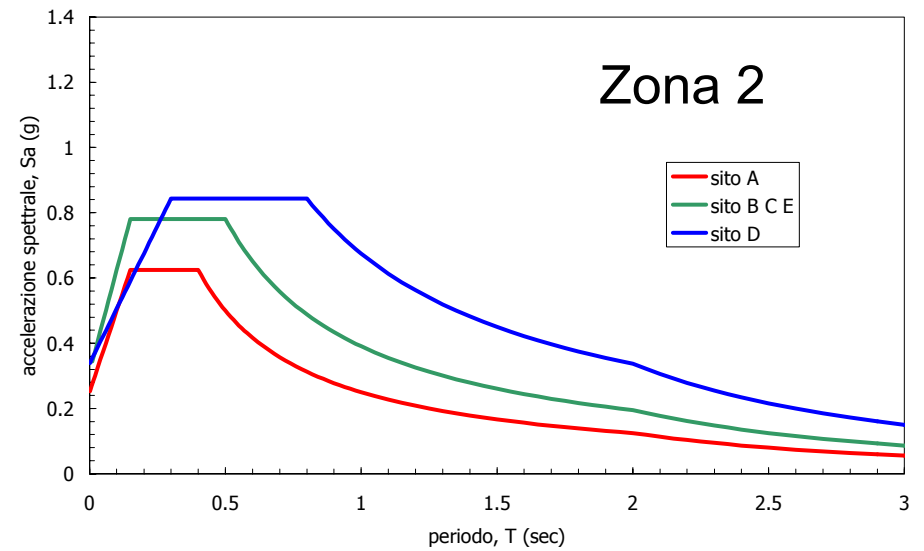
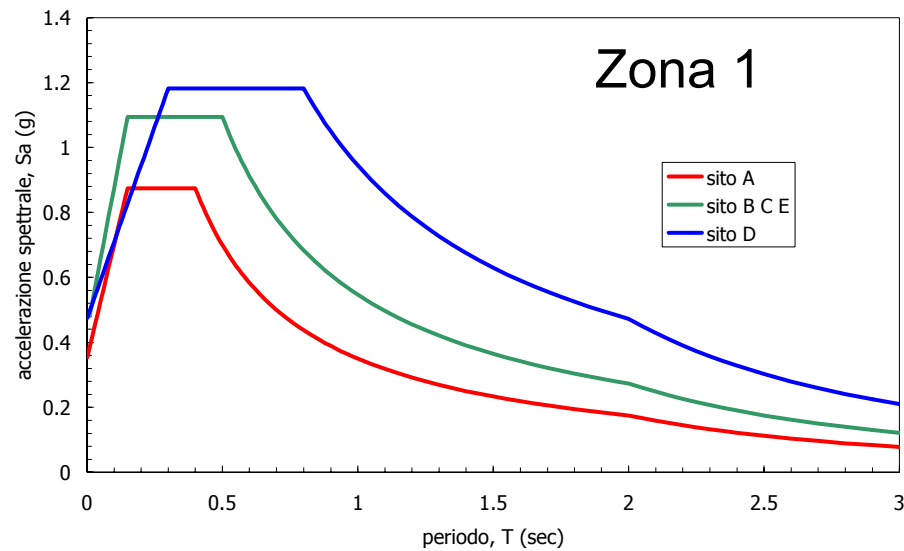
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot 0,9$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \cdot 0,9$$

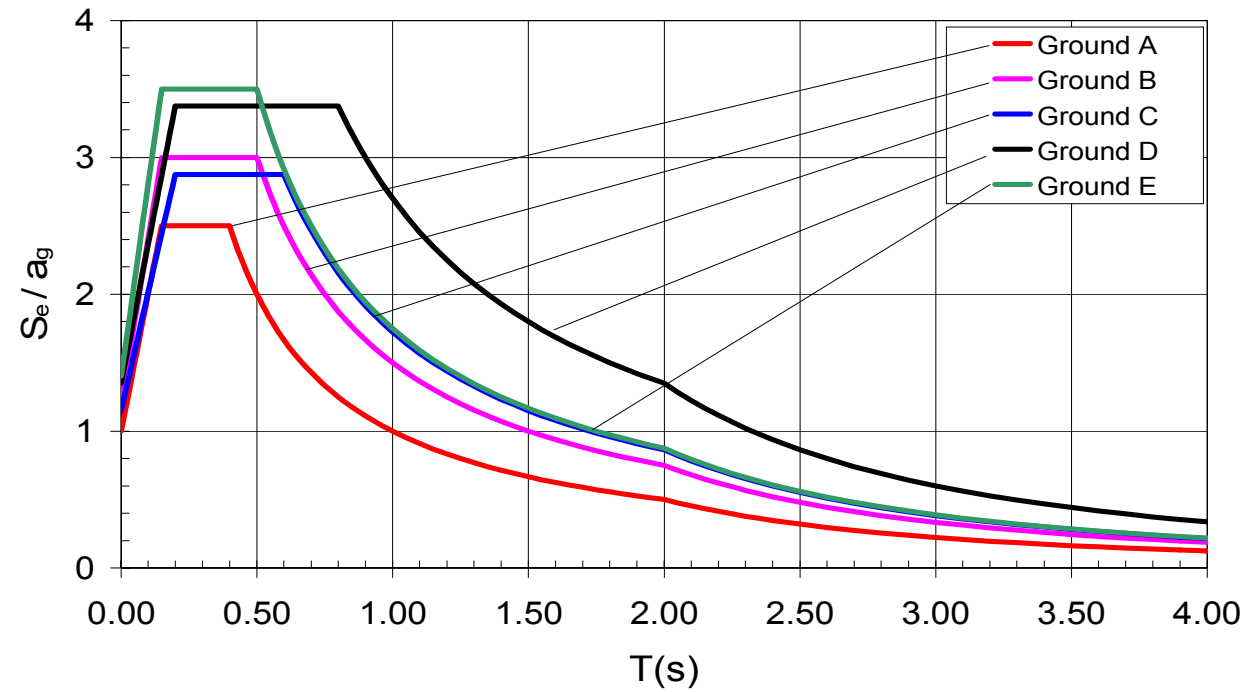
$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \cdot 0,9$$

Tipo di sottosuolo	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A,B,C,D,E	1,0	0,05	0,15	1,0

# SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE



# SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – EC8



**Spettro di risposta elastico tipo1 per classi di sottosuoli da A ad E (smorzamento 5%).**

## 2. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

### CONCLUSIONI

*La nuova Normativa introduce senza dubbio **elementi innovativi** per la valutazione della **pericolosità sismica** ( $a_g$ ) e dell'**effetto locale** (**S**) più adeguati al livello delle conoscenze scientifiche*

*Tuttavia, per quanto concerne gli effetti di **amplificazione locale** **l'efficacia della classificazione** dei sottosuoli proposta dovrà essere verificata mediante applicazioni estensive alla complessa realtà dei terreni italiani*

*Pausa caffè*



### 3. OPERE DI SOSTEGNO

#### 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 sito, 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 **qualsunque 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:

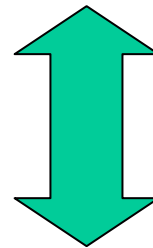
$$k_h = S (a_g/g) / r \quad k_v = \pm 0.5 k_h \quad (5)$$

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  $r = 1$ .

## 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

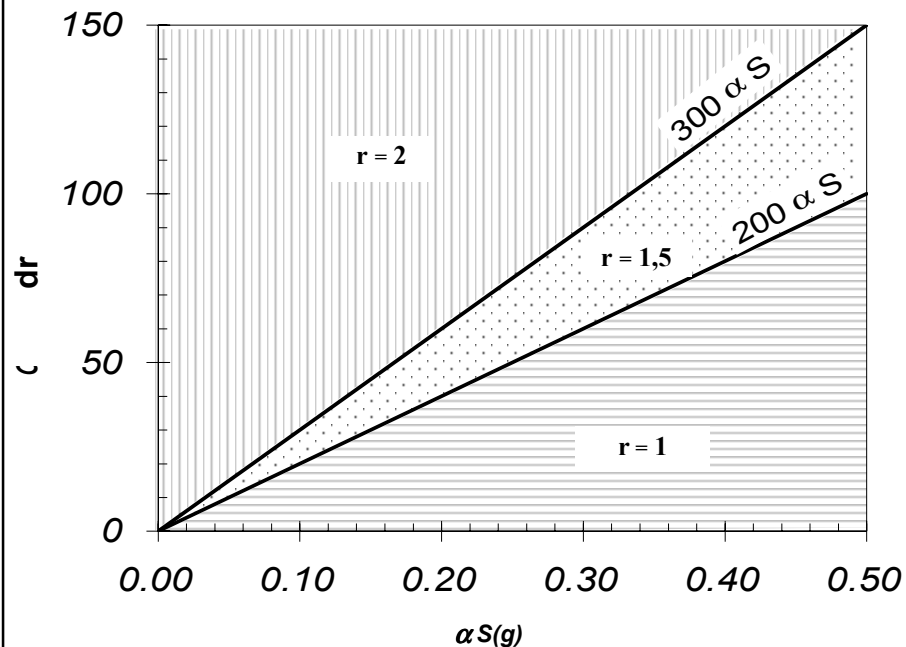


Si riduce l'azione sismica in funzione della possibilità che l'opera possa subire spostamenti

# 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



## OPCM 3274

Al fattore  $r$  può essere assegnato il valore

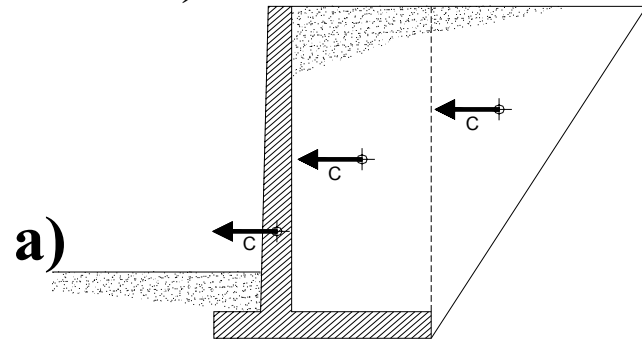
$$r = 2$$

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

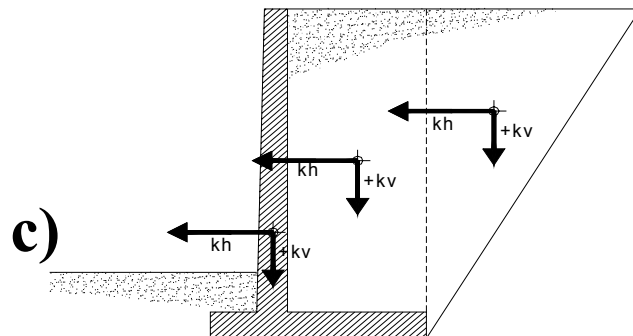
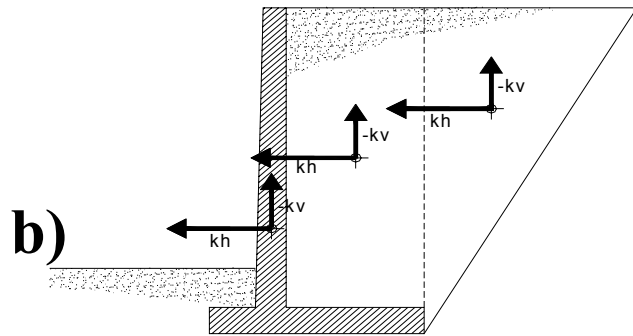
In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore

$$r = 1$$

*Normativa Italiana  
(D.M. 16.01.96)*



*EC8 – OPCM 3274*



## ANALISI PSEUDOSTATICA

SCHEMATIZZAZIONE  
FORZE SISMICHE

Coefficienti sismici moltiplicativi dei pesi:

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

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

# 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

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

OPCM 3274

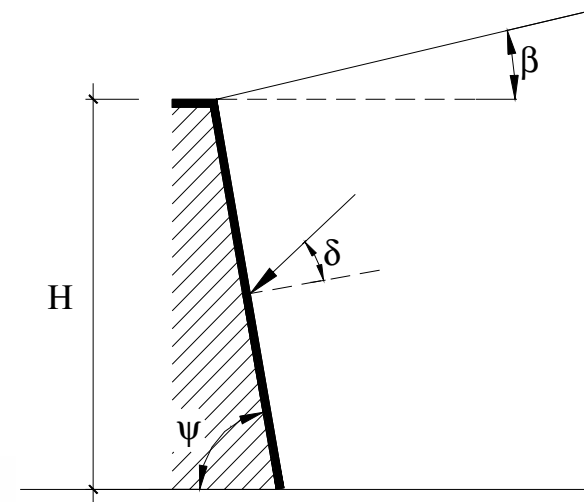
$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

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



# COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO

## Mononobe-Okabe



Per stati di spinta attiva:

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

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

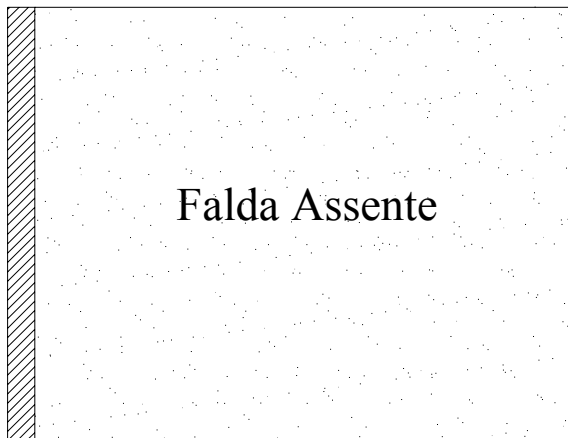
$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Errata  
corrige

OPCM  
3316

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

EC8

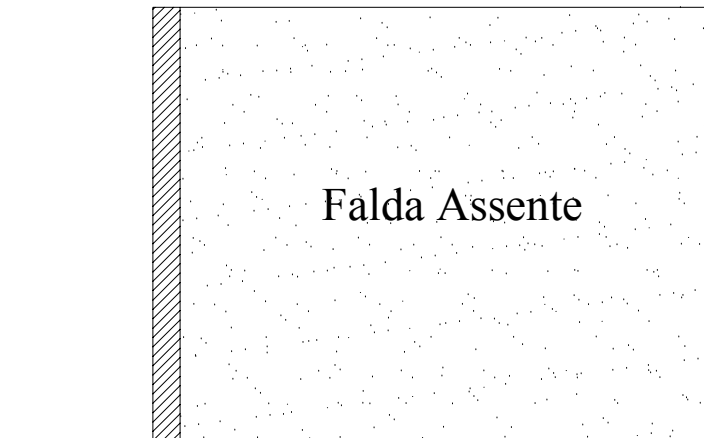


$$\gamma^* = \gamma$$

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

$$E_{wd} = 0$$

OPCM 3274



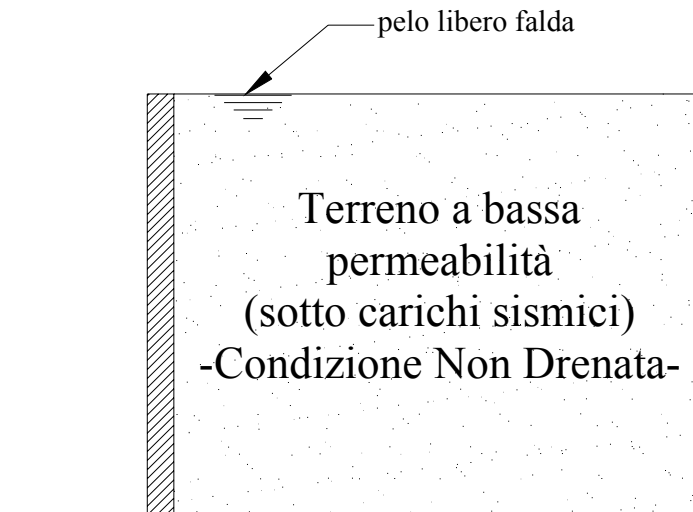
$$\gamma^* = \gamma$$

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

# COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO:

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

**EC8**

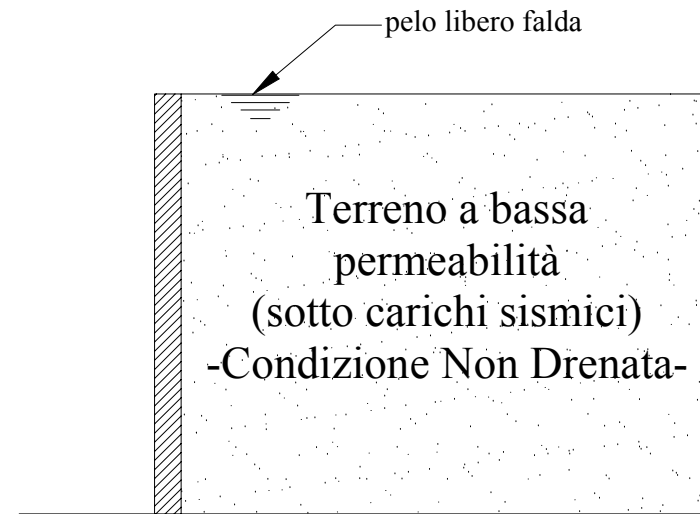


$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

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

$$E_{wd} = 0$$

**OPCM 3274**

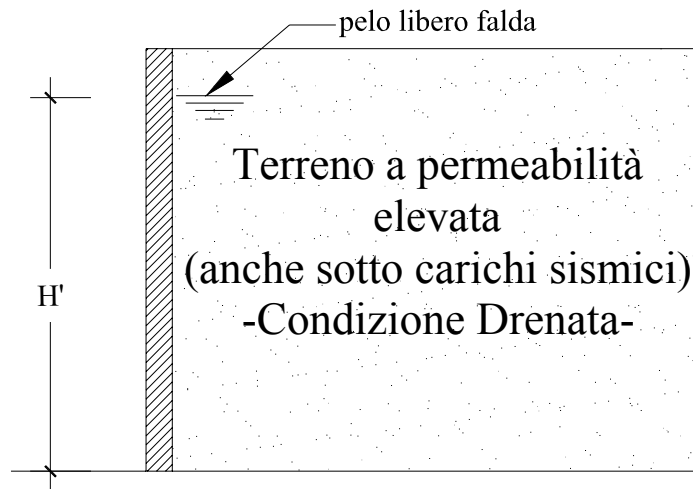


$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

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

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

EC8



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

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

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

OPCM 3274

?

## OPERE DI SOSTEGNO

### 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.

RIBALTAMENTO !

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 terrapieno, e dalle azioni sismiche agenti direttamente sul muro.

## OPERE DI SOSTEGNO

### *4.5.2 Sistema di ancoraggio*

Il sistema di ancoraggio (composto da tiranti e piastre di ancoraggio) di muri di sostegno e di palancole deve avere resistenza e lunghezza sufficienti da assicurare l'equilibrio del volume critico di terreno in presenza dell'azione sismica, e possedere nello stesso tempo una sufficiente capacità di adattamento alle deformazioni sismiche del terreno.

Si deve in ogni caso assicurare che il terreno conservi la resistenza necessaria per svolgere la funzione di ancoraggio durante il terremoto di progetto e, in particolare, non si avvicini alla condizione di liquefazione.

La distanza  $L_e$  della piastra di ancoraggio dal muro deve superare la distanza  $L_s$  richiesta per i carichi statici.

Tale distanza può essere valutata in base all'espressione seguente:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 S a_g) \quad (16)$$

## OPERE DI SOSTEGNO

### 4.5.3 Resistenza della struttura

Si dovrà dimostrare che, in presenza dell'azione sismica combinata con gli altri carichi possibili, è garantito l'equilibrio senza superare la resistenza di calcolo del muro e degli altri elementi strutturali.

Tutti gli elementi strutturali devono verificare la condizione:

$$R_d > S_d$$

(17)

nella quale  $R_d$  è la resistenza di calcolo dell'elemento, valutata come per le condizioni non sismiche, ed  $S_d$  è la sollecitazione di calcolo, valutata secondo i procedimenti descritti al punto 4.

### 3. 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*

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

*Certamente ci sono ancora aspetti da perfezionare (vedi già OPCM 3316)  
Ci aspettiamo (e contribuiremo) perché ciò accada quanto prima ( $\leq 18$  mesi !)*

*(un buon riferimento è l' EC8-5)*



*Ultima pausa ...*

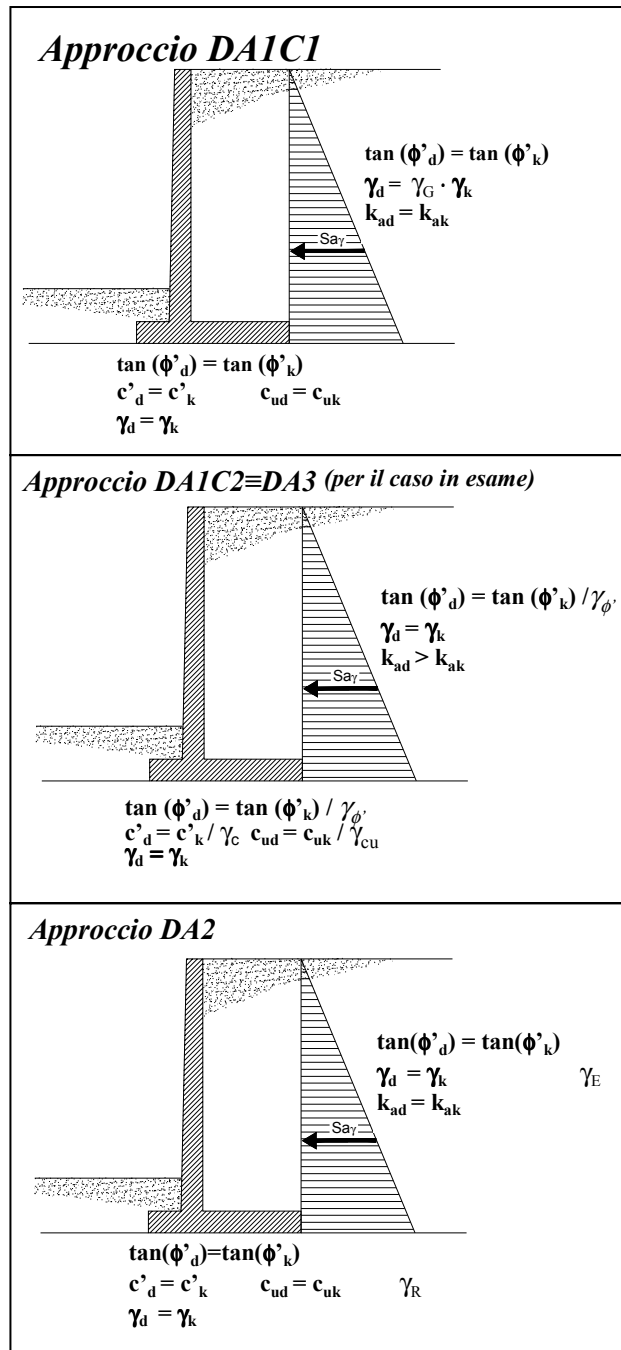
*prima del finale !!!*

## SPINTA DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE:

### 4. 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.*

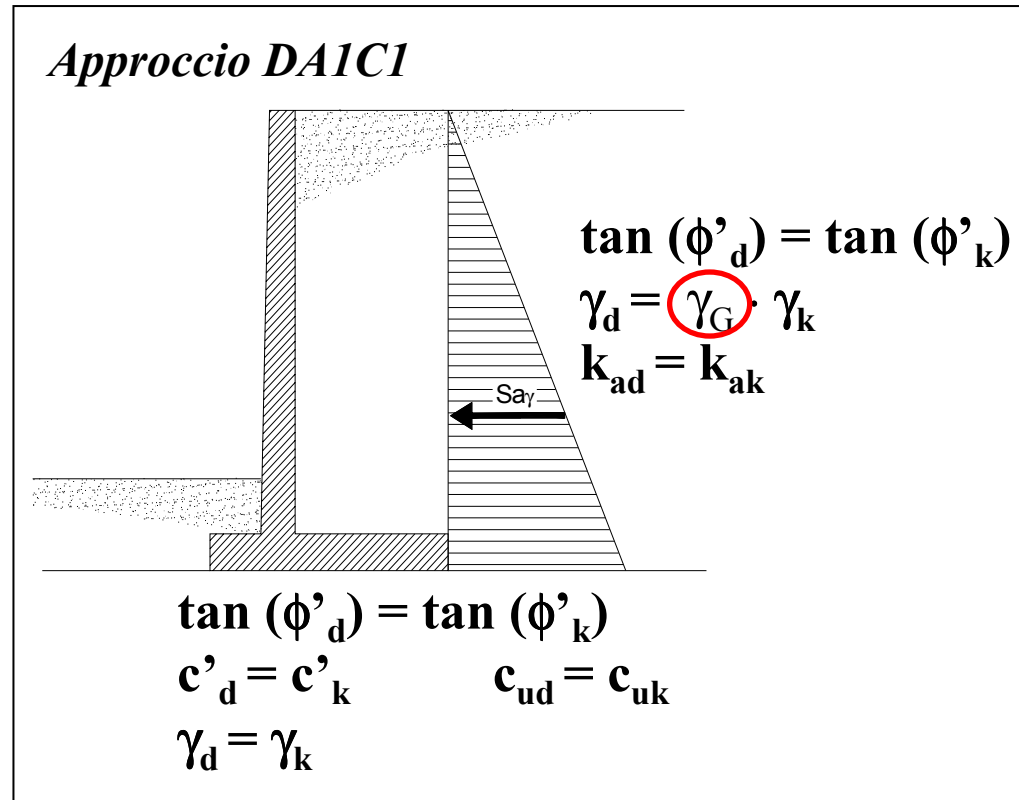
# APPROCCI DI PROGETTO (DA) SECONDO L'EC7



- 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 disuguaglianza:

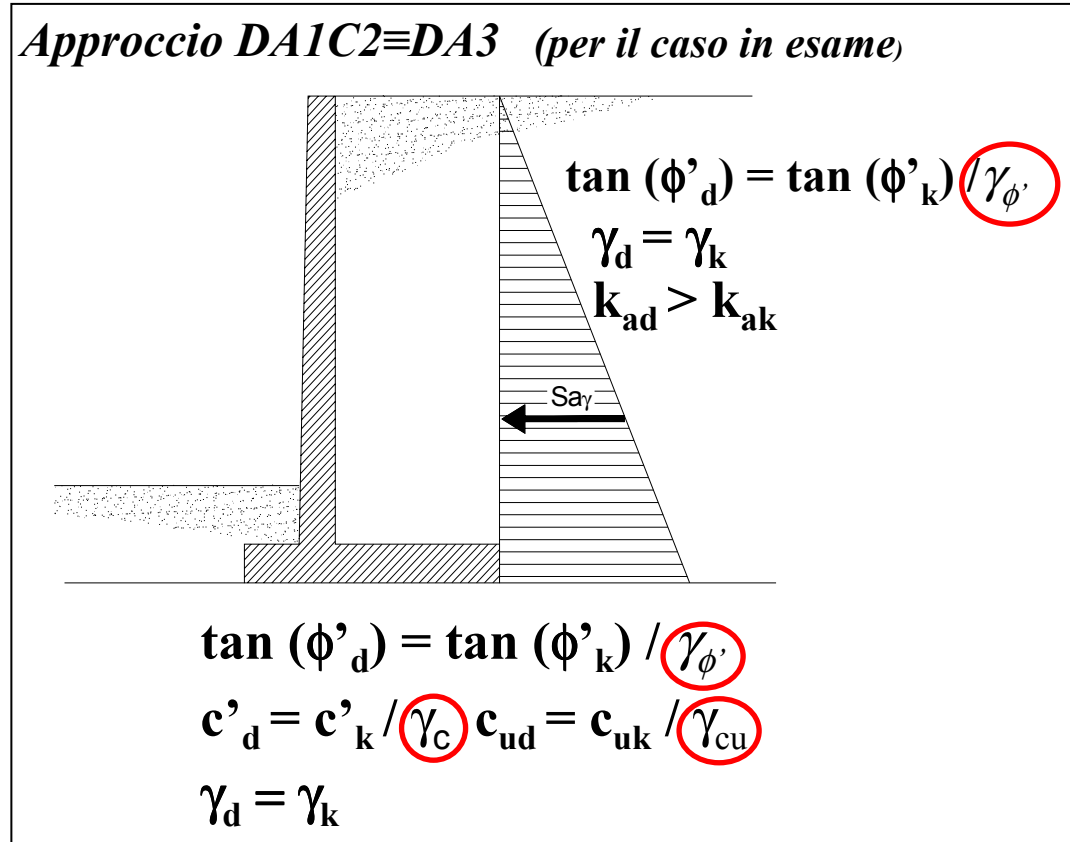
$$R_d \geq E_d$$

# APPROCCIO DA1C1



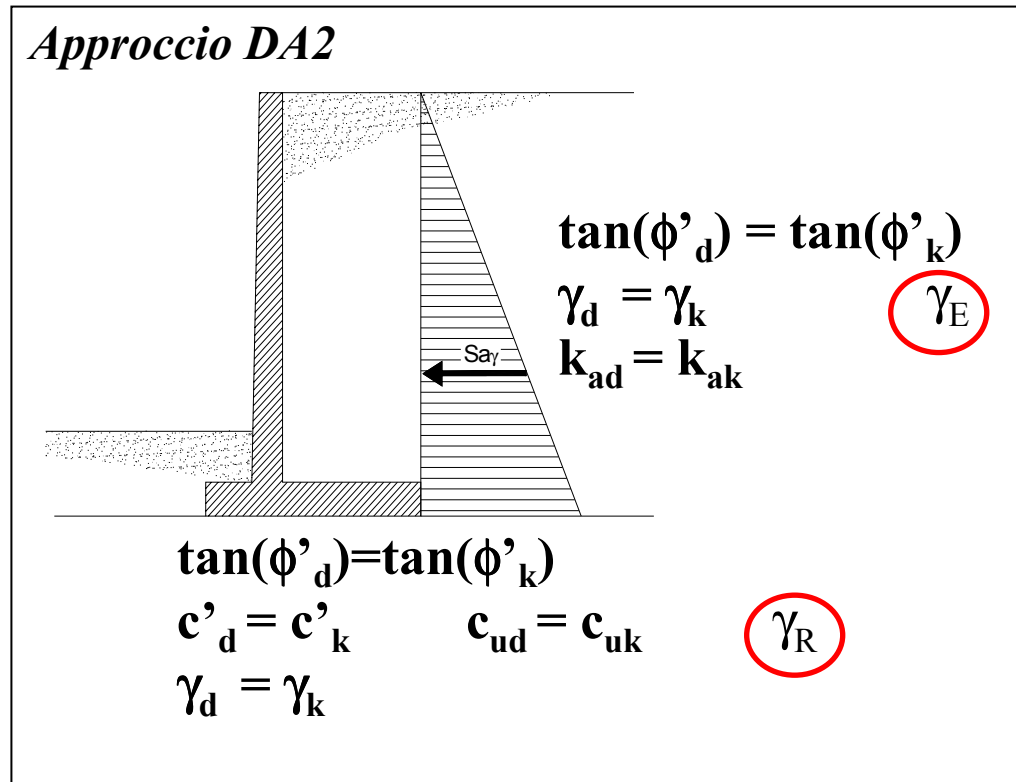
Coefficienti parziali applicati alle azioni e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

# APPROCCIO DA1C2



Coefficienti parziali applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni e non alle azioni

## APPROCCIO DA2



Coefficienti parziali applicati alle azioni o direttamente all'effetto delle azioni (coefficienti  $\gamma_E$ ) ed alla resistenza globale (coefficienti  $\gamma_R$ ), e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

# MURI DI SOSTEGNO ANALIZZATI

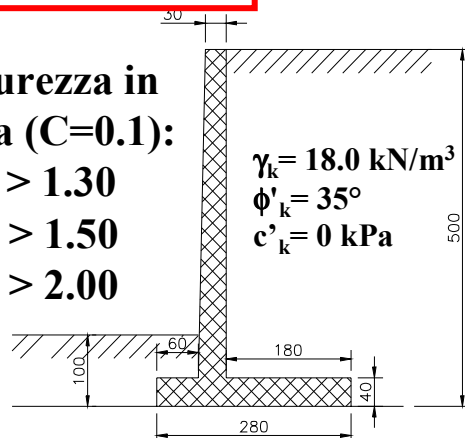
## Sezione Muro 1

Coeff. di sicurezza in  
I cat. sismica (C=0.1):

$$FS_s = 1.59 > 1.30$$

$$FS_r = 1.82 > 1.50$$

$$FS_c = 2.57 > 2.00$$



$$\gamma_k = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ c'_k = 0 \text{ kPa}$$

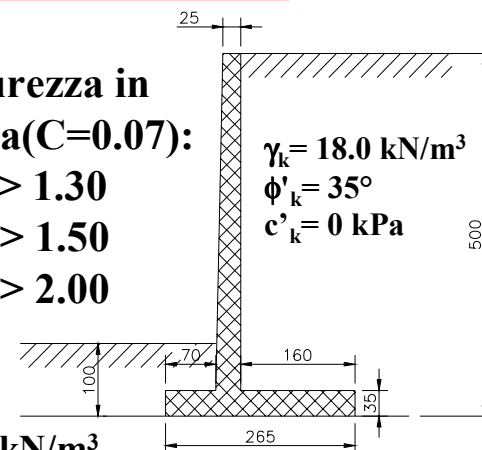
## Sezione Muro 2

Coeff. di sicurezza in  
II cat. sismica (C=0.07):

$$FS_s = 1.61 > 1.30$$

$$FS_r = 1.90 > 1.50$$

$$FS_c = 2.92 > 2.00$$



$$\gamma_k = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ c'_k = 0 \text{ kPa}$$

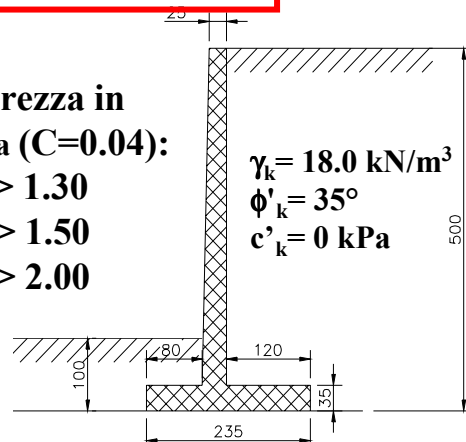
## Sezione Muro 3

Coeff. di sicurezza in  
III cat. sismica (C=0.04):

$$FS_s = 1.51 > 1.30$$

$$FS_r = 1.78 > 1.50$$

$$FS_c = 2.14 > 2.00$$



$$\gamma_k = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ c'_k = 0 \text{ kPa}$$

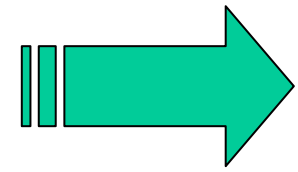
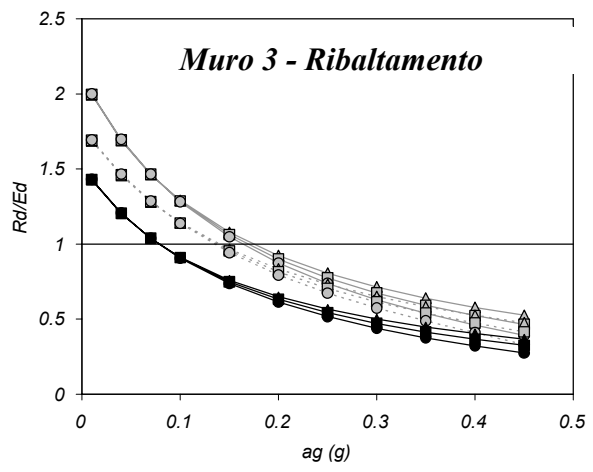
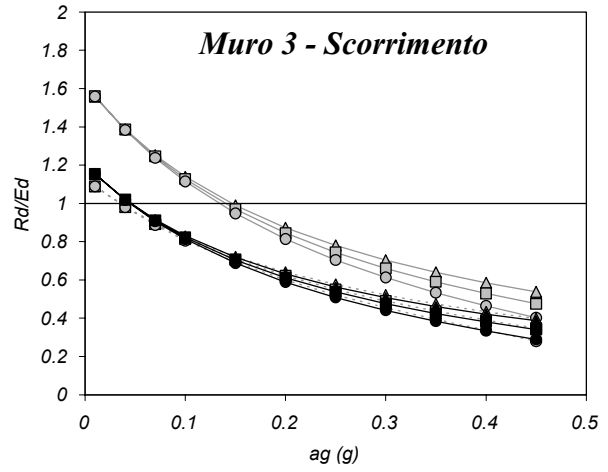
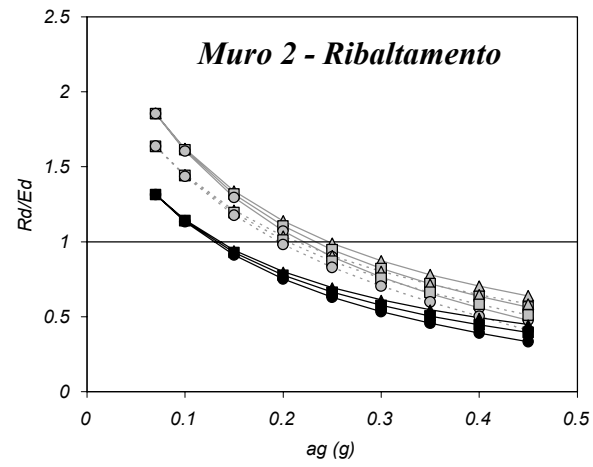
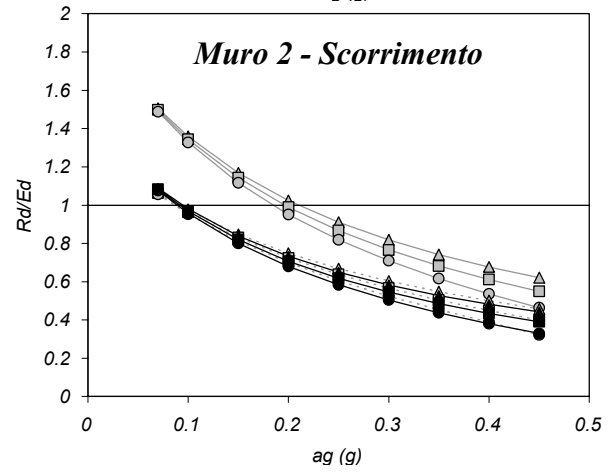
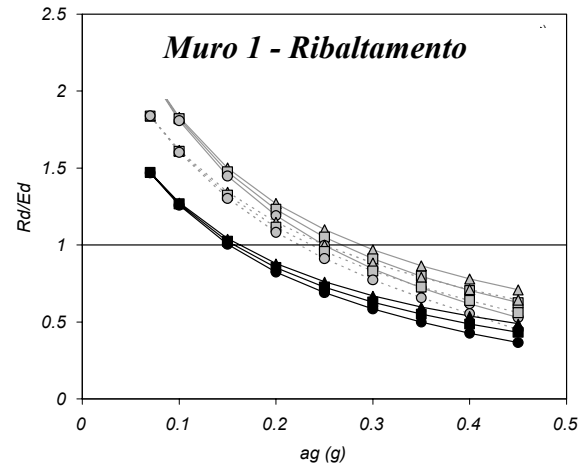
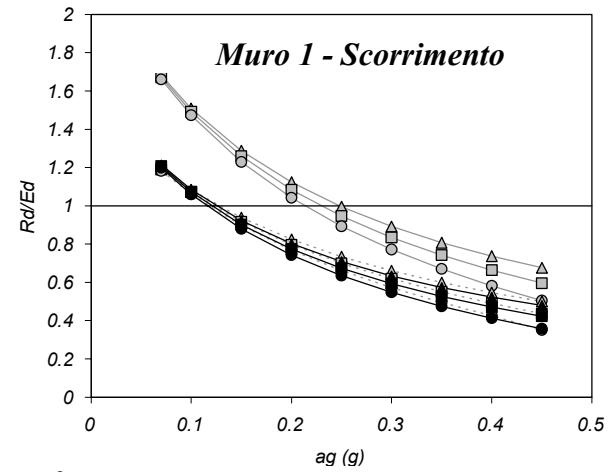
**C** coeff. di intensità sismica (D.M. 16-01-1996)  
**FS<sub>s</sub>** coefficiente di sicurezza allo scorrimento  
**FS<sub>r</sub>** coefficiente di sicurezza al ribaltamento  
**FS<sub>c</sub>** coefficiente di sicurezza a carico limite

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

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



**Risultati delle verifiche pseudostatiche a scorrimento e ribaltamento per i muri 1, 2 e 3.**

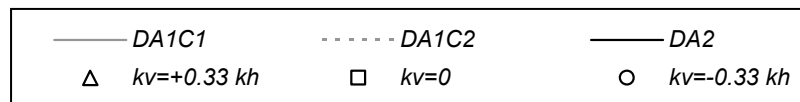
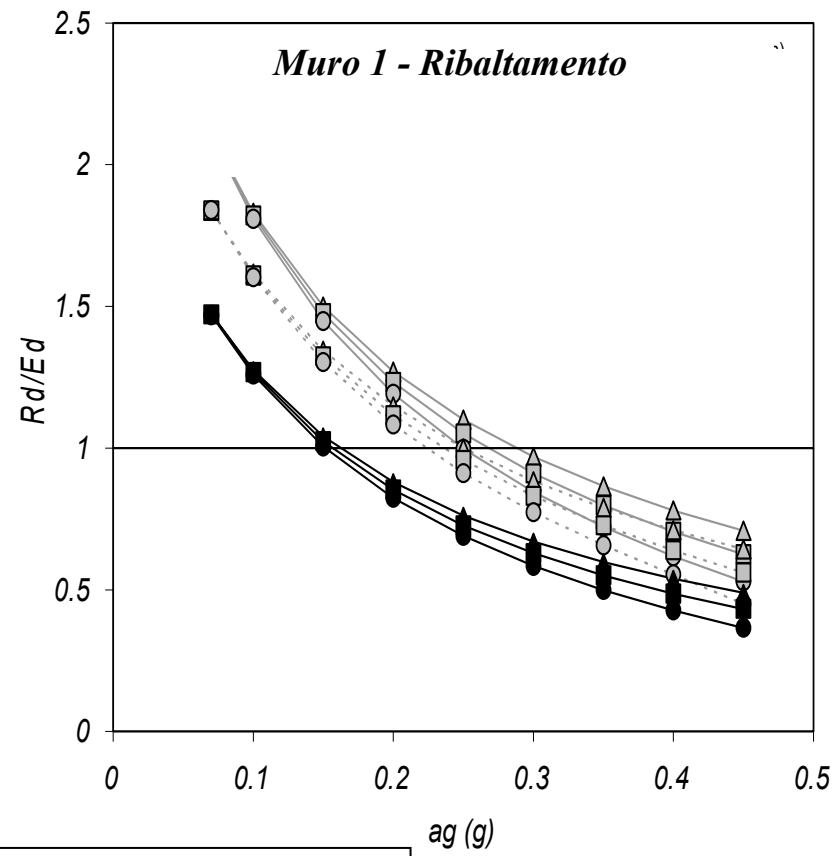
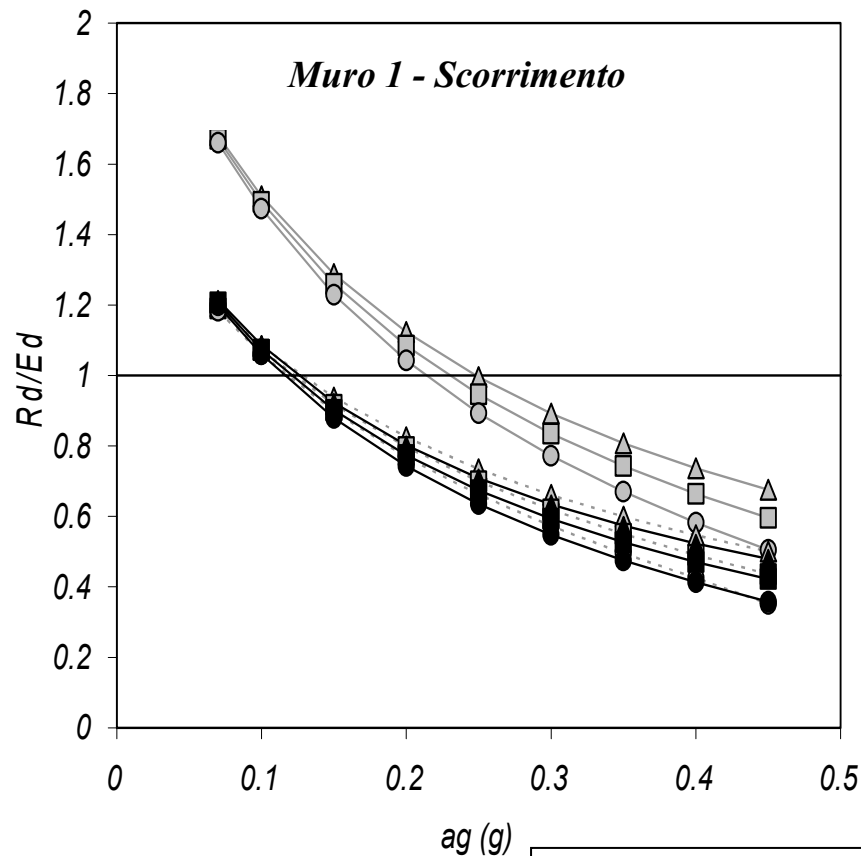


ZOOM

— DA1C1      - - - - - DA1C2      — DA2  
 Δ kv=+0.33 kh      □ kv=0      ○ kv=-0.33 kh

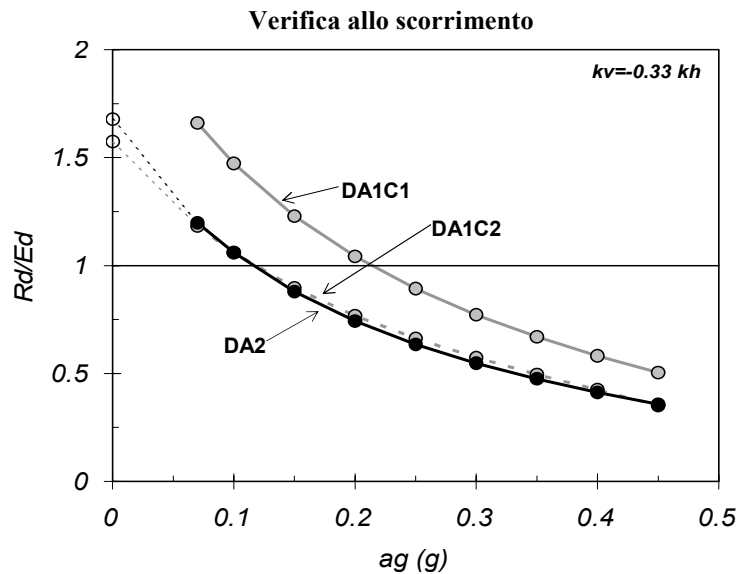
# RISULTATI DELLE VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

## MURO 1



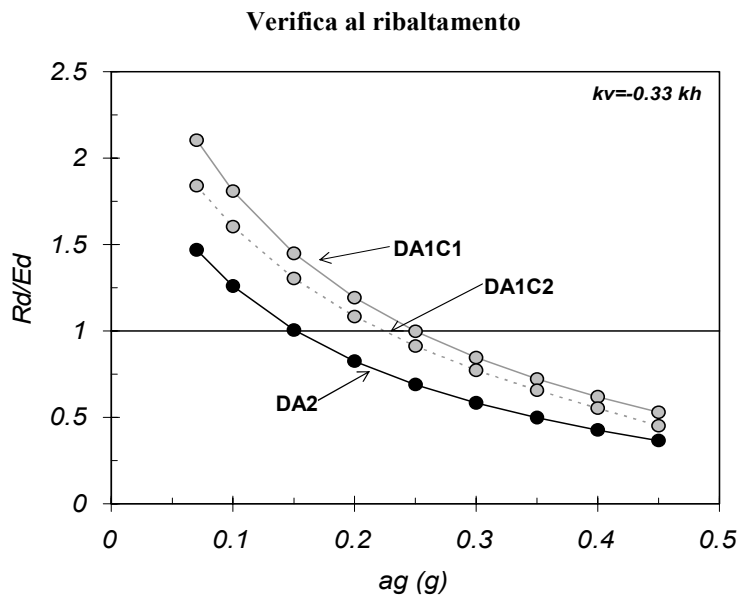
Il punto “critico” di ciascuna curva è rappresentato dalla sua intersezione con l’asse orizzontale per  $R_d/E_d=1$

# EFFETTO del *DESIGN APPROACH* (DA)



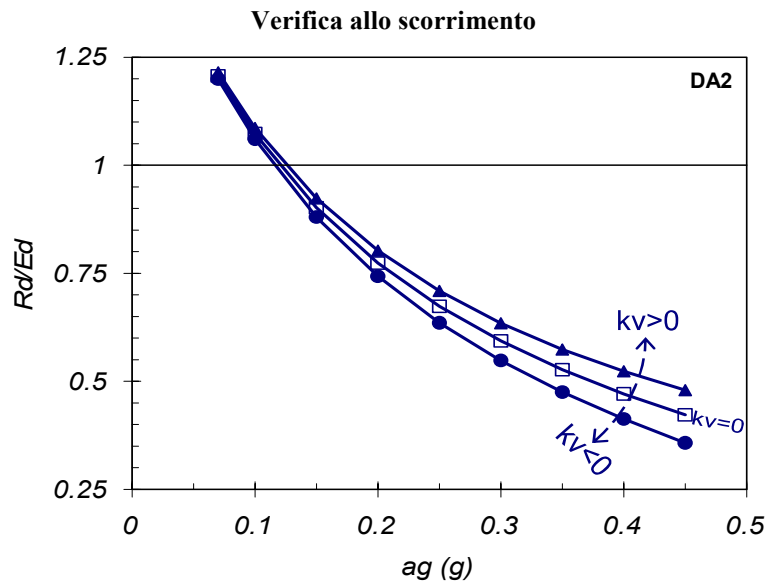
Per il **meccanismo di scorrimento** si ha una sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti mediante gli approcci DA1C2 e DA2.

Meno gravose sono le verifiche effettuate mediante l'approccio DA1C1



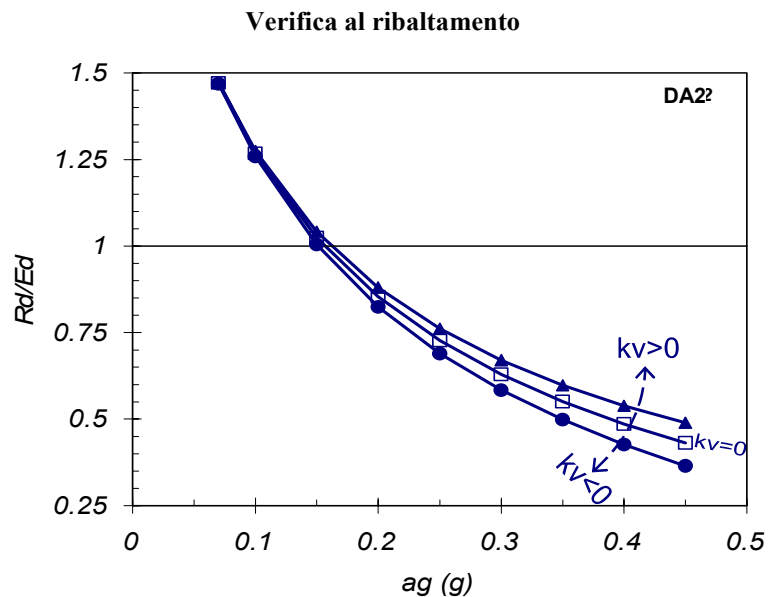
Per il **meccanismo di ribaltamento** le verifiche condotte con l'approccio DA2 risultano sempre quelle più gravose

# EFFETTO dell'ACCELERAZIONE VERTICALE



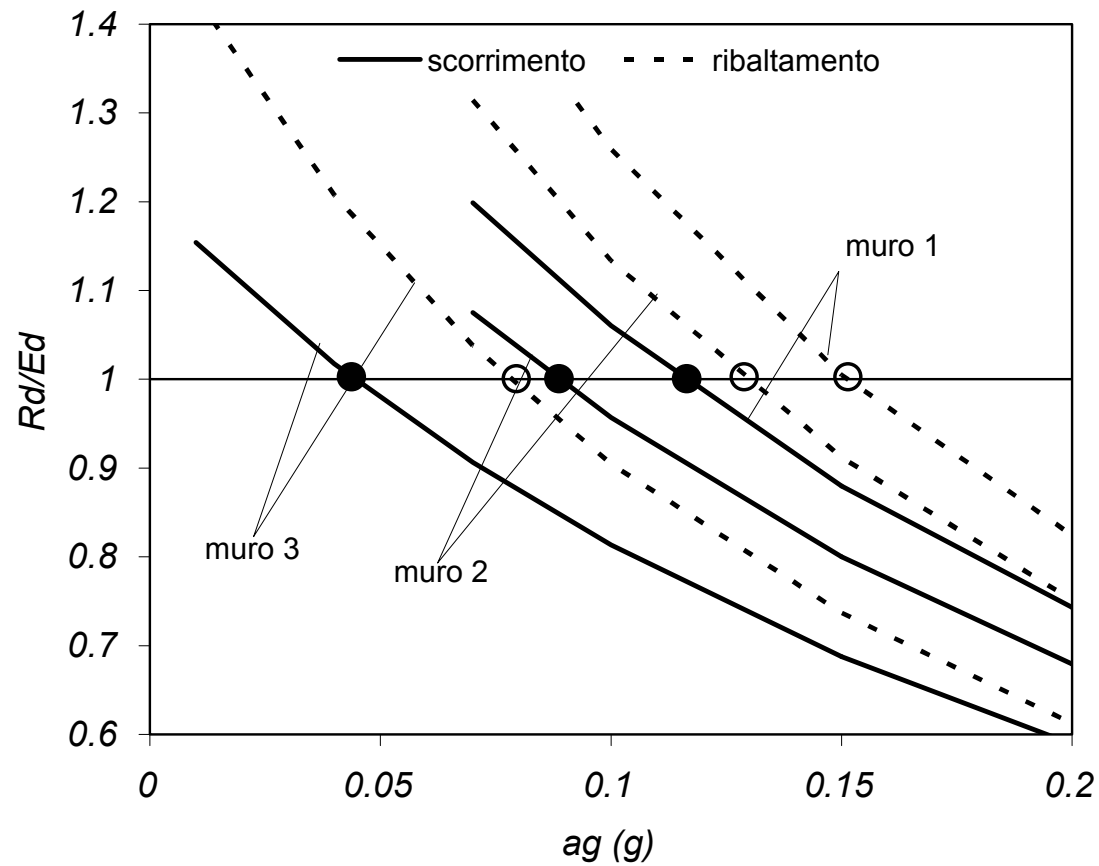
➤ L'effetto di  $kv$  è analogo per i due diversi meccanismi di collasso

➤ In zone a sismicità elevata il contributo della componente verticale dell'accelerazione produce effetti apprezzabili



➤ In zone a bassa sismicità l'effetto dell'accelerazione verticale è praticamente irrilevante

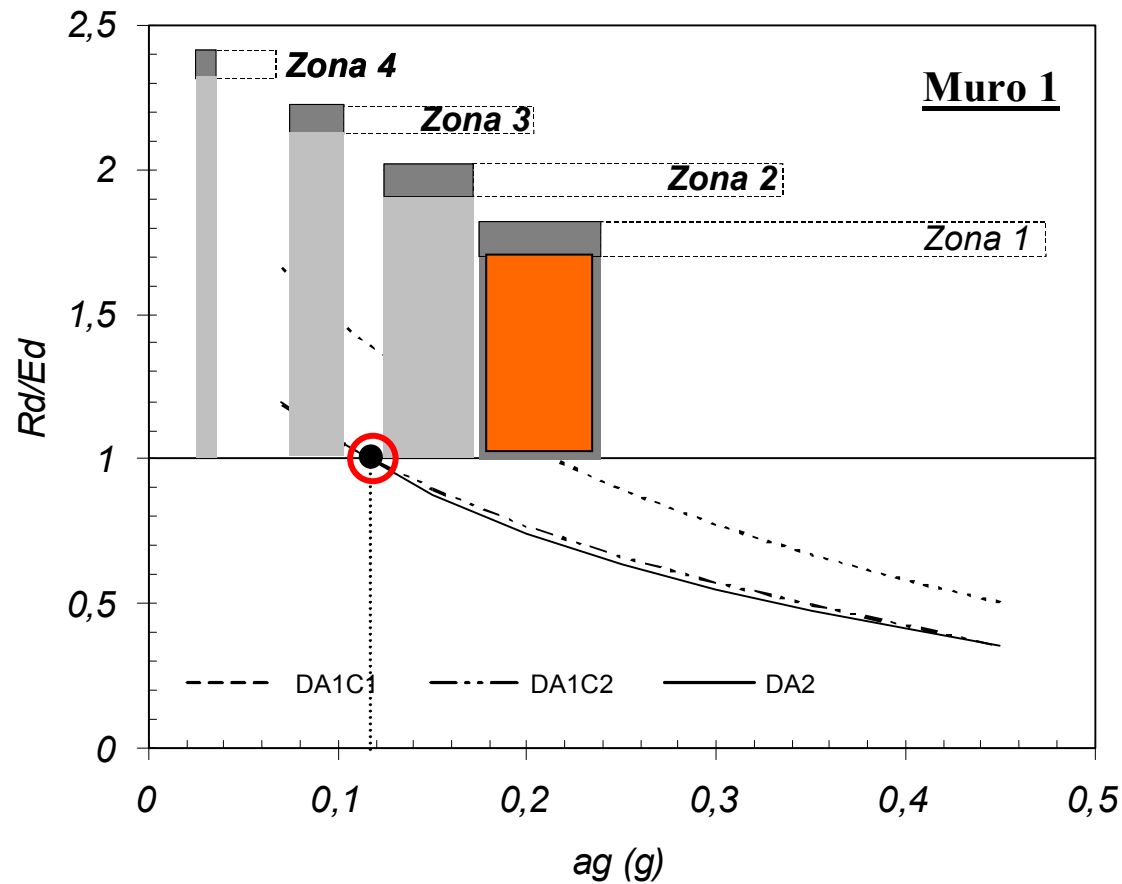
# VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO ED A RIBALTAMENTO



Confronto per l'individuazione della condizione vincolante

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

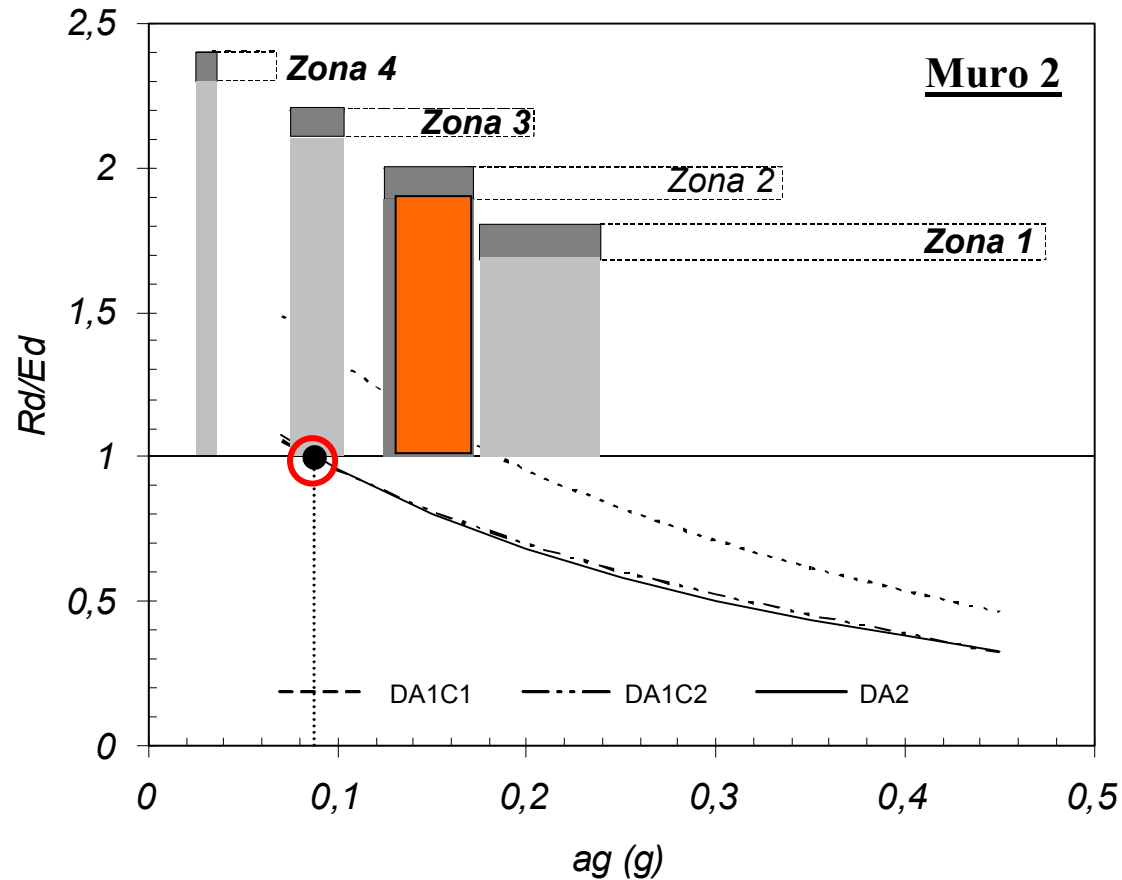
## MURO 1



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

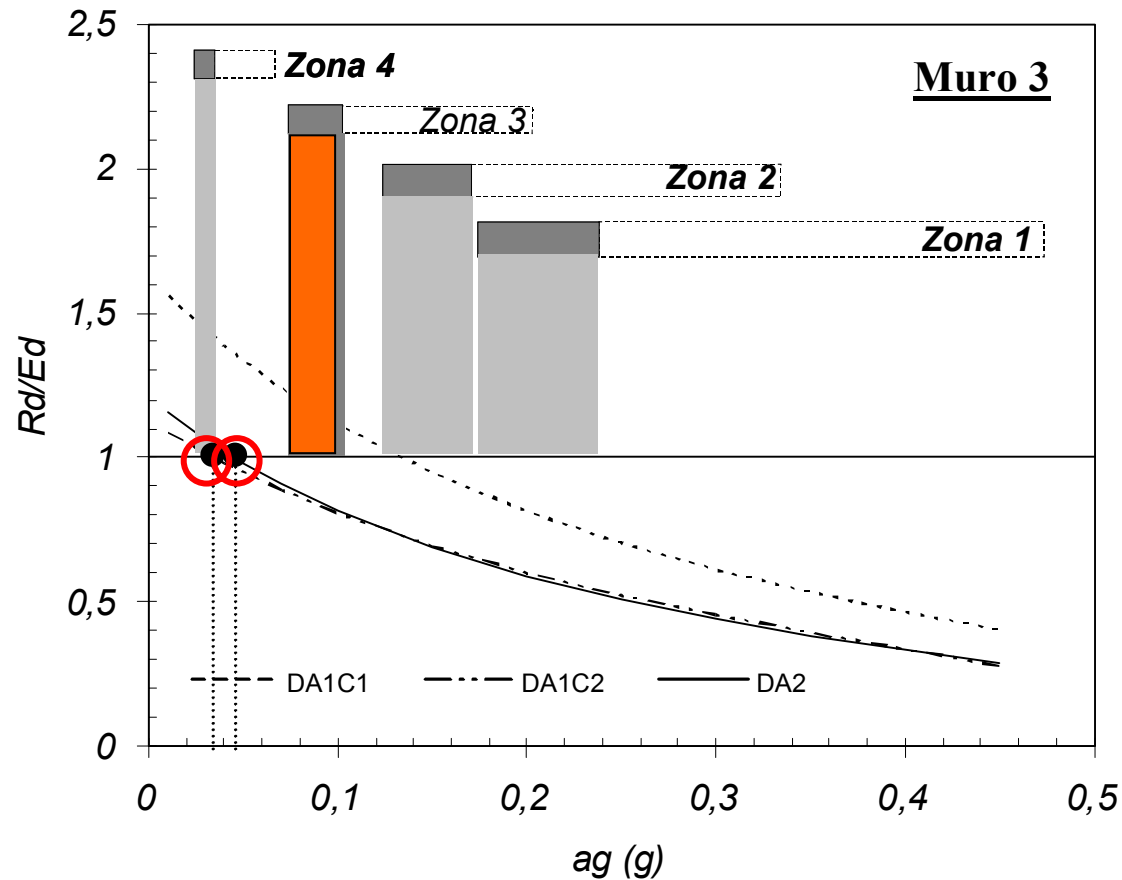
## MURO 2



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

<b>MURO 1</b>	<i>Zona 1</i>	
	<i>a<sub>min</sub></i> <b>0.175 g</b>	<i>a<sub>max</sub></i> <b>0.473 g</b>
<b>FS<sub>sc</sub></b>	<b>1.24</b>	<b>0.60</b>
<b>FS<sub>rib</sub></b>	<b>1.31</b>	<b>0.55</b>
<b>FS<sub>qlim</sub></b>	<b>0.78</b>	-

<b>MURO 2</b>	<i>Zona 2</i>	
	<i>a<sub>min</sub></i> <b>0.125 g</b>	<i>a<sub>max</sub></i> <b>0.338 g</b>
<b>FS<sub>sc</sub></b>	<b>1.33</b>	<b>0.74</b>
<b>FS<sub>rib</sub></b>	<b>1.46</b>	<b>0.71</b>
<b>FS<sub>qlim</sub></b>	<b>1.29</b>	-

<b>MURO 3</b>	<i>Zona 3</i>	
	<i>a<sub>min</sub></i> <b>0.075 g</b>	<i>a<sub>max</sub></i> <b>0.203 g</b>
<b>FS<sub>sc</sub></b>	<b>1.33</b>	<b>0.90</b>
<b>FS<sub>rib</sub></b>	<b>1.47</b>	<b>0.87</b>
<b>FS<sub>qlim</sub></b>	<b>1.16</b>	-

<b>MURO 3</b>	<i>Zona 4</i>	
	<i>a<sub>min</sub></i> <b>0.025 g</b>	<i>a<sub>max</sub></i> <b>0.068 g</b>
<b>FS<sub>sc</sub></b>	<b>1.61</b>	<b>1.36</b>
<b>FS<sub>rib</sub></b>	<b>1.95</b>	<b>1.52</b>
<b>FS<sub>qlim</sub></b>	<b>2.66</b>	<b>1.34</b>

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

CONCLUSIONI (1)

L'applicazione ai tre *Muri (1, 2 e 3)* progettati secondo D.M. 16.1.96 ha evidenziato:

- *Congruenza “qualitativa” tra EC8 ed approcci progettuali “classici”  
(Design Approaches e metodi ai coeff. globali “italiani”)*
- *Con le azioni sismiche derivanti dalla nuova zonazione (OPCM 3274)  
i muri “tradizionali” risultano drasticamente sottodimensionati*

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 :*

*Taratura del metodo pseudo-statico ( per es.  $a_g \implies k_h$  )*

*ovvero*

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

**..... la comunità geotecnica ci sta lavorando !**