

Ordini degli Ingegneri della Provincia di Teramo

Corso sulla Normativa Sismica di cui all'Ordinanza 3274/2003

23 - 24 Febbraio 2007

Elementi di progettazione geotecnica alla luce delle attuali normative

(parte I)



Prof. ing. Armando Lucio Simonelli

Dipartimento di Ingegneria – Università del Sannio (BN)

(mini) Corso di 8 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 (OPCM 3274 - 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 (OPCM 3274 - All. 4)

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)

➤ **Opere di sostegno**

§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)

Premessa

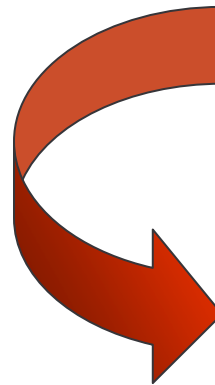
Motivazioni del Corso

(richiesto da *Ordini Ingegneri, ed anche Ordini Architetti e Ordini Geologi*)

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

EN 1990	<i>Eurocodice : Basis of structural design</i>
EN 1991	<i>Eurocodice 1: Actions on structures</i>
EN 1992	<i>Eurocodice 2: Design of concrete structures</i>
EN 1993	<i>Eurocodice 3: Design of steel structures</i>
EN 1994	<i>Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures</i>
EN 1995	<i>Eurocodice 5: Design of timber structures</i>
EN 1996	<i>Eurocodice 6: Design of masonry structures</i>
EN 1997	<i>Eurocodice 7: Geotechnical design</i>
EN 1998	<i>Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance</i>
EN 1999	<i>Eurocodice 9: Design of aluminium structures</i>

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. in Abruzzo

Chieti n.c. → II categoria

Pescara n.c. → III categoria

(mentre L'Aquila resta II cat.)

in Campania

Napoli e Salerno III → II categoria

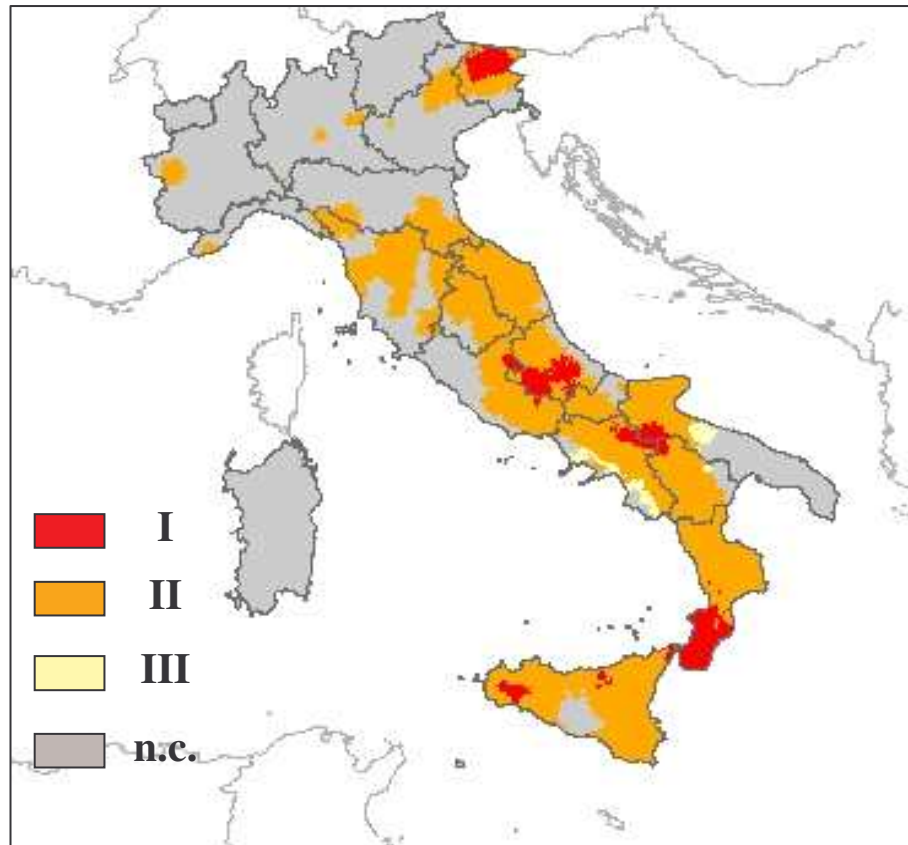
Benevento II → I categoria

ed infine

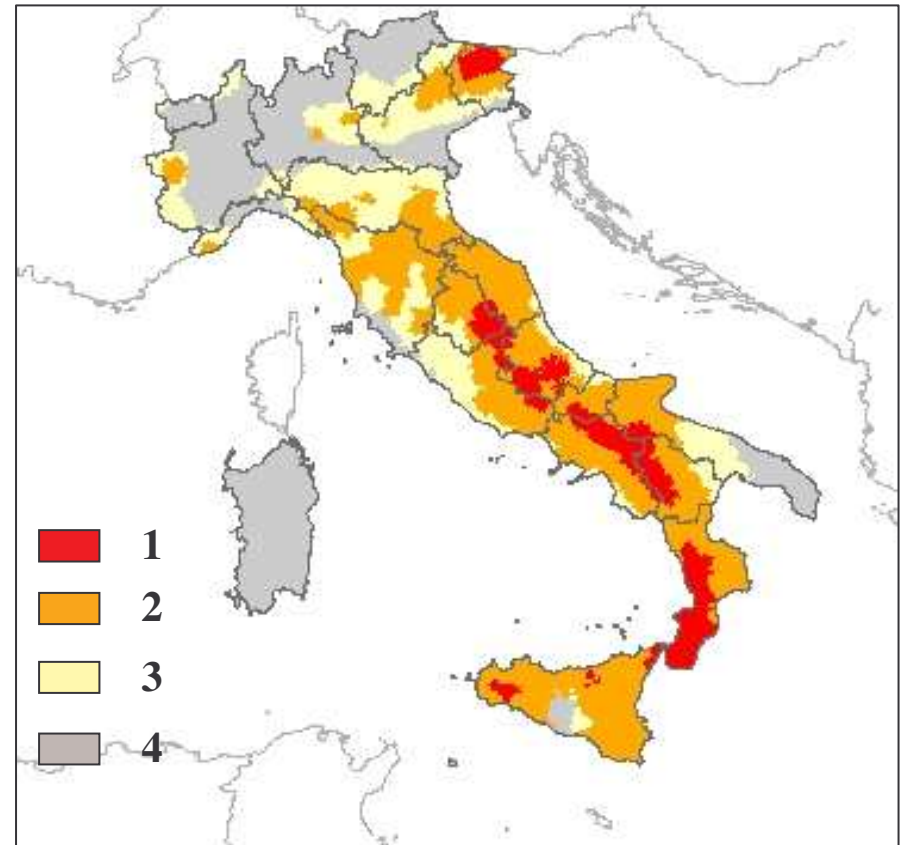
OPCM 3274 del 20/03/03

OPCM 3274 del 20/03/03

Prima



Adesso



Italia

elaborazione Servizio sismico nazionale

*scendono di
categoria*

		Classificazione 2003				
Vecchia classificazione		1	2	3	4	Totale
	1a (S=12)	368	0	0	0	368
	2a (S=9)	348	2150	0	0	2498
	3a (S=6)	0	88	11	0	99
	N.C	0	85	1621	3429	5135
	Totale	716	2323	1632	3429	8100

salgono di categoria

nessun movimento

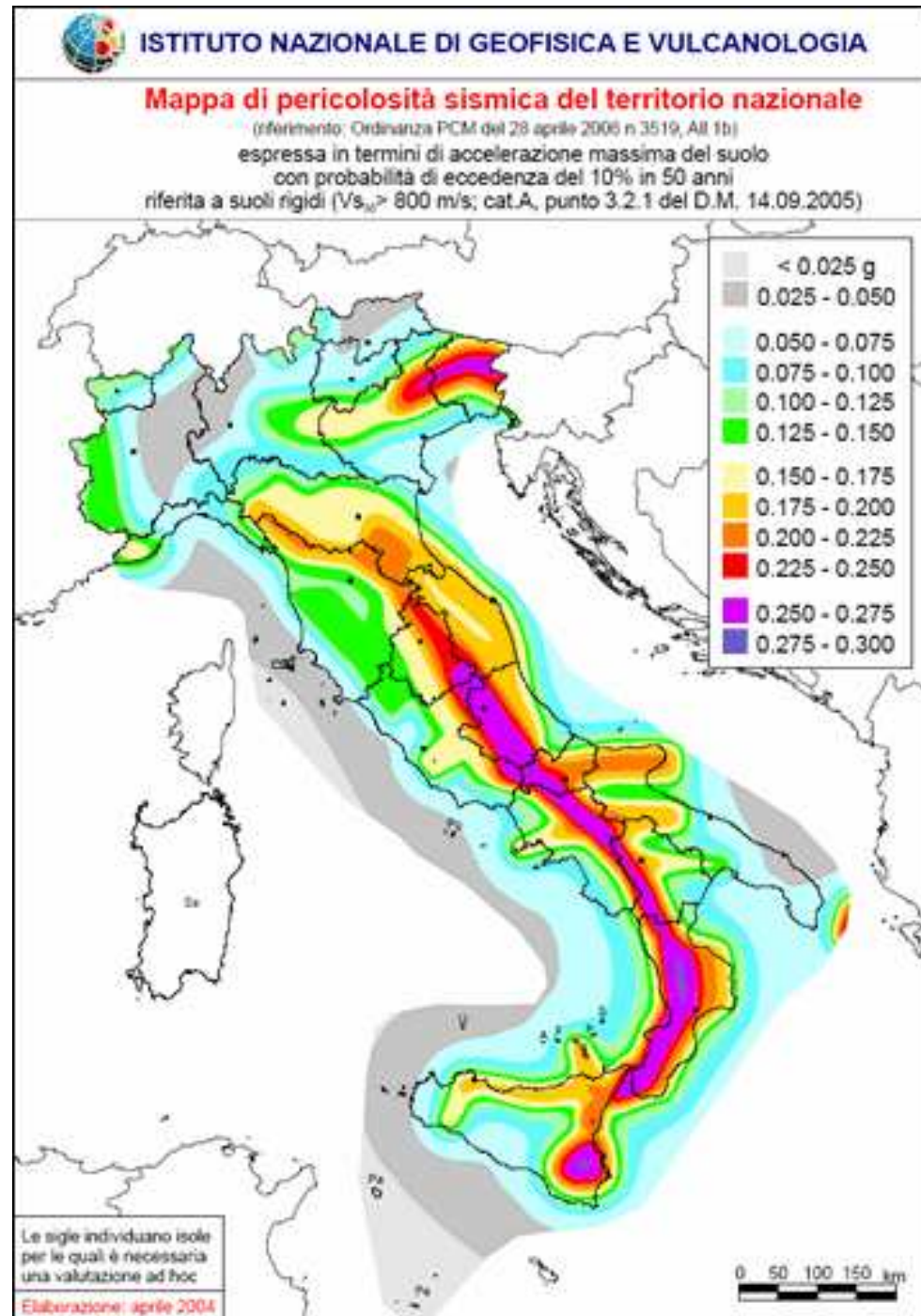
**RICLASSIFICAZIONE DEL TERRITORIO
E NUOVA NORMATIVA TECNICA
PER LA COSTRUZIONE IN ZONA SISMICA**



**COLLABORA
ENGINEERING**

OPCM n. 3519
del 28 aprile 2006
(All. 1b)

Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale





Dipartimento della Protezione Civile

Ufficio Servizio Sismico Nazionale

Nota esplicativa dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003

L'ordinanza è nata dalla necessità di dare una **risposta rapida ed integrata** alle esigenze poste dal rischio sismico, una risposta che non poteva ulteriormente essere ritardata, visto il ripetersi di eventi sismici calamitosi che hanno interessato anche zone non classificate sismiche.

La volontà di dare una risposta rapida ha condotto allo strumento **ordinanza**, che ha anche **carattere di transitorietà in attesa di un assetto definitivo stabile**.

La scelta di dare una risposta integrata discende dalla consapevolezza della complessità dei fattori di rischio e dalla **molteplicità delle competenze** da mettere in campo.



Dipartimento della Protezione Civile

Ufficio Servizio Sismico Nazionale

**Nota esplicativa dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri
n. 3274 del 20 marzo 2003**

Situazione attuale dell' Allegato 4 :

- *non appare nel TU (mentre sono citati gli All. 2 e 3)*
- *“congelamento” in attesa di revisione ?*
- *DPC → AGI : revisione All. 4 (ottobre 06)*
- *nuova versione delle NTC, con “inserimento” Allegati
(anche il nuovo All. 4 dell'AGI)*
- *tempi : aprile 2007 (?)*

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 2 (*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 (8 h)

0.	EC7 → EC8 → OPCM 3274	~ 30'
1.	AZIONE SISMICA ED EFFETTO LOCALE	~ 1 ora
	<i>SoA - Caratterizzazione dinamica dei terreni in sito</i>	~ 1.5 ore
2.	STABILITA' DEL SITO	~ 1 ora
3.	FONDAZIONI	~ 1.5 ore
4.	OPERE DI SOSTEGNO	~ 1.5 ore
	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	~ 30'

Totale = ???

0.

EC7

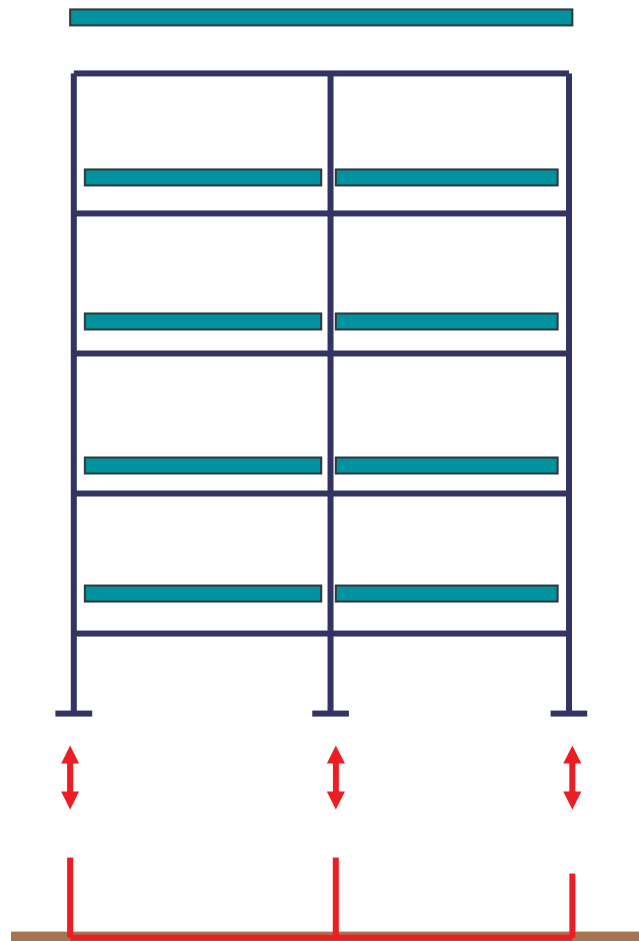


EC8



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*

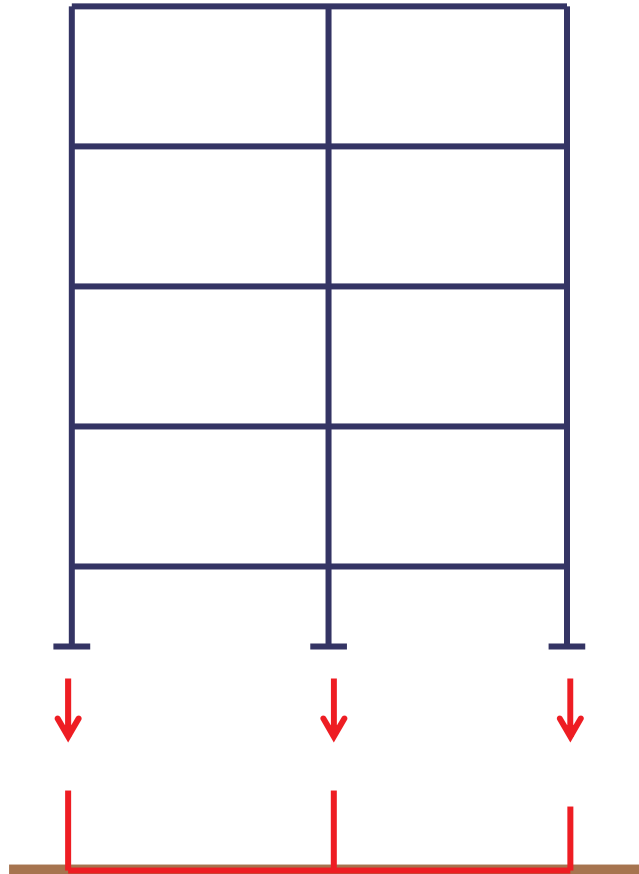
LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

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, φ'_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

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

- Si riducono c' , φ' , 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*

NTC (2005) : approccio Da1 (nel 2007 anche Da2 ?)

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

Design approach 1

Combination 1 (Da1-C1):

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

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

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

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

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

Pausa domande

prima di

Azione sismica ed effetti di sito ?

(mini) Corso di 8 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 (OPCM 3274 - 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 (OPCM 3274 - All. 4)*

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

*§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di
Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)*

➤ **Opere di sostegno**

*§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di
Fondazione e di Sostegno dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)*

1. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI (All. 2 - §3)

La definizione dell' **azione sismica** al suolo è uno degli elementi di maggior novità rispetto alle preesistenti normative:



Nuovo approccio nella valutazione della pericolosità sismica

In sintesi:

1. Valutazione della accelerazione massima al suolo rigido (PGA) sul territorio nazionale in termini probabilistici
2. Introduzione degli "effetti di sito"
3. Valutazione di potenziale instabilità di pendii e liquefacibilità dei terreni

1. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

- ✓ osservazione del fenomeno “dall’alto” o “a posteriori”:
 - Intensità dei terremoti
 - categorie sismiche (e coefficienti sismici)
- ✓ osservazione del fenomeno “dal basso” o “a priori”
(Simonelli, 2004):
 - accelerazione di picco in superficie su sottosuolo rigido
per terremoti L_1 (DLS) ed L_2 (ULS)
 - zonazione sismica
per il terremoto L_2 ($T_R = 475$ anni))
- ✓ effetto “locale”:
classi di sottosuolo di diversa rigidezza, in funzione delle
proprietà dei terreni

EVIDENZE SPERIMENTALI DEGLI EFFETTI DI SITO

In orizzontale

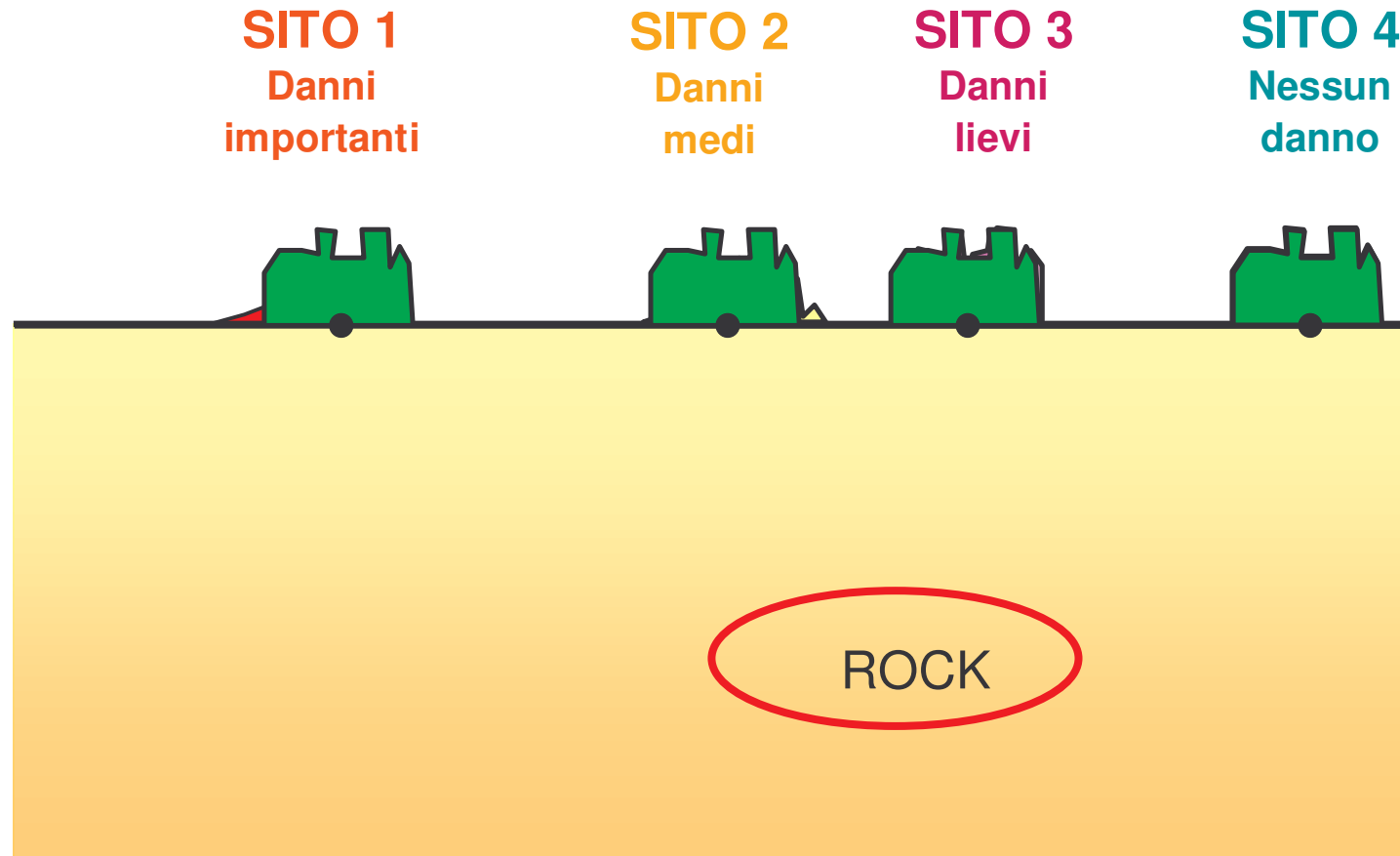
Izmit (Kocaeli)
Turchia

Magnitudo 7.4



Definition of Seismic Hazard

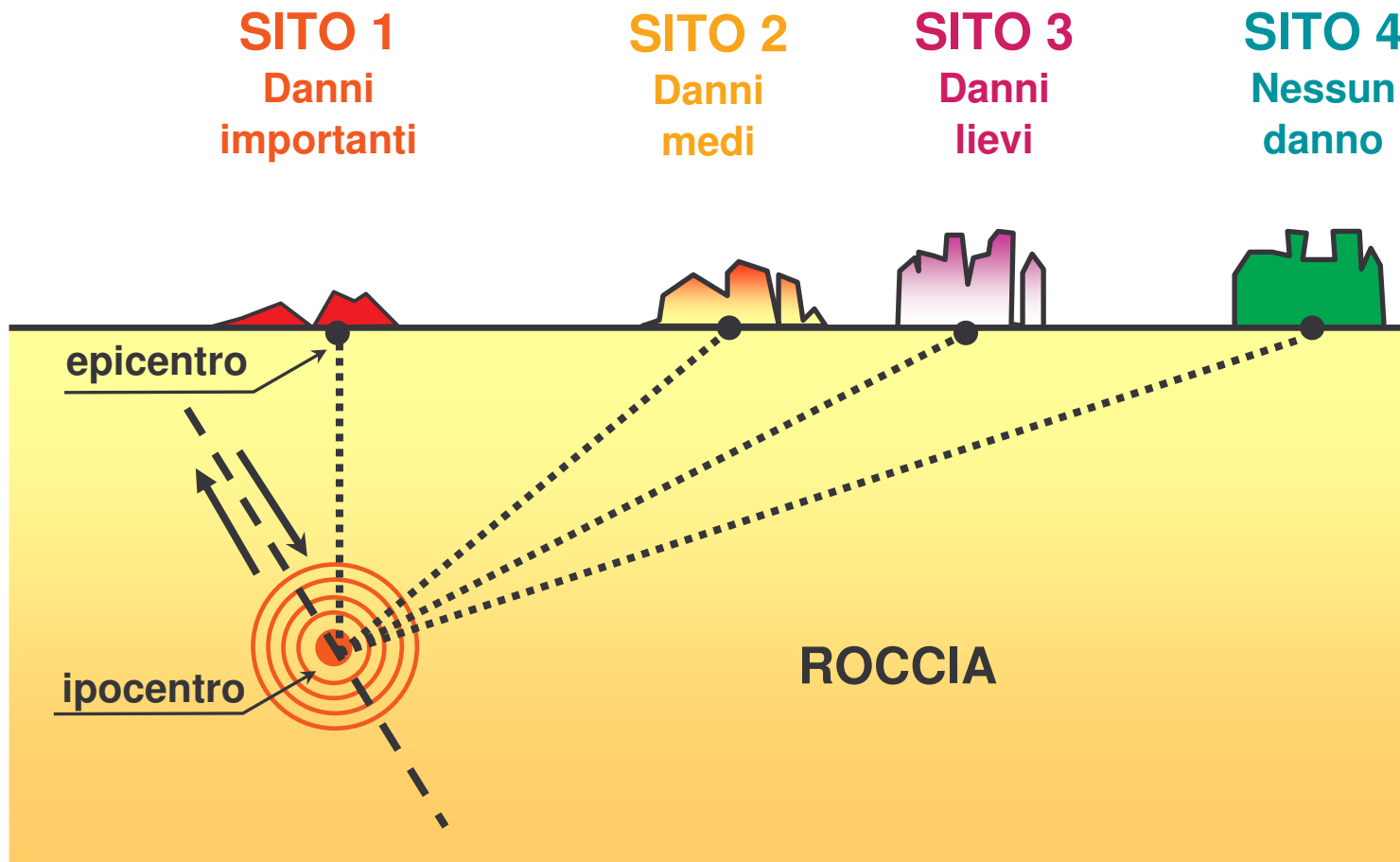
Expected seismic motion at a site, *on outcropping rock formation*
(horizontal ground surface)



Local Seismic Hazard

Expected seismic motion at a site, *on the surface*, taking account of *geological, morfological and geotechnical features* (**site effects**)

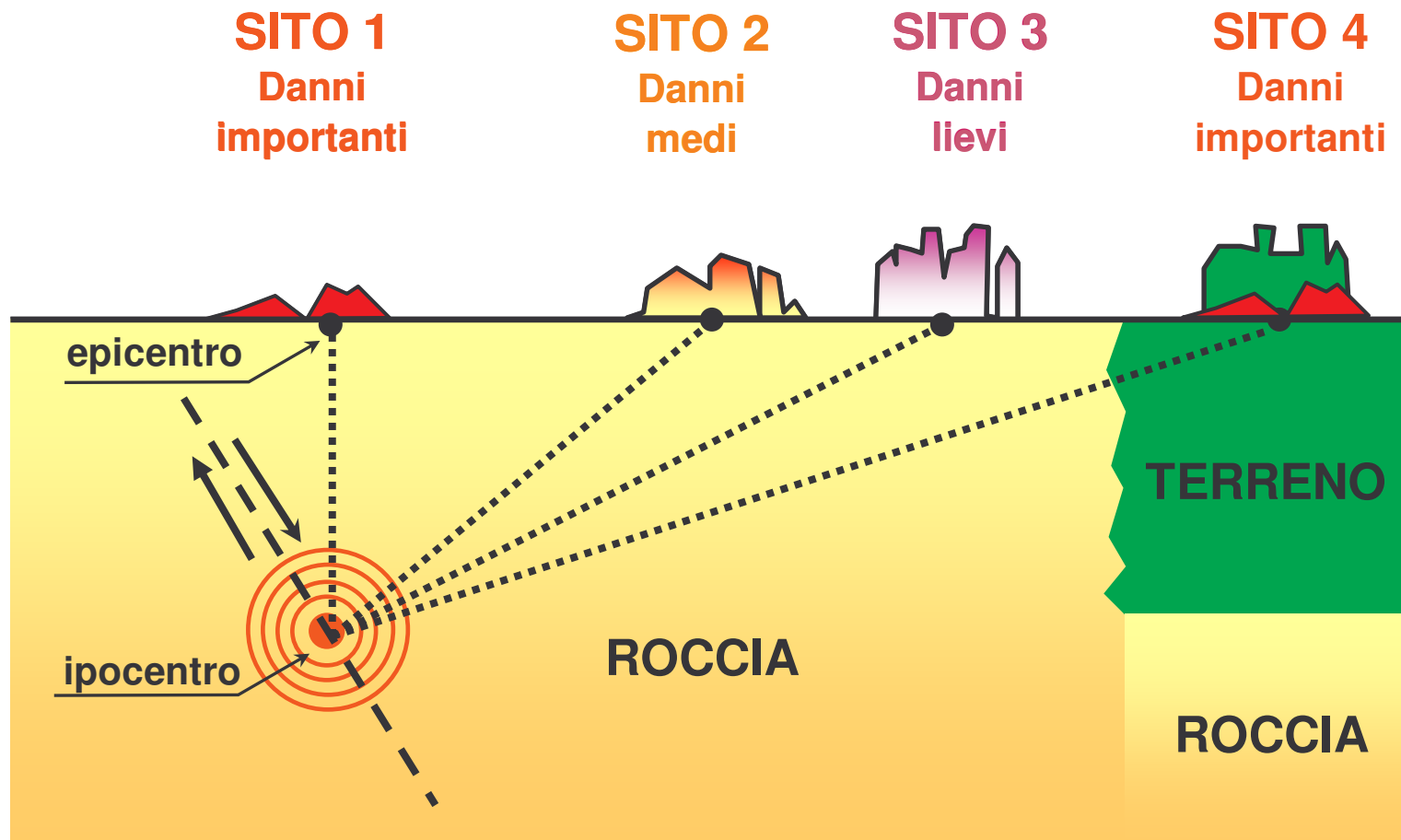
The **site effects** can significantly modify the seismic motion expected on a rock site



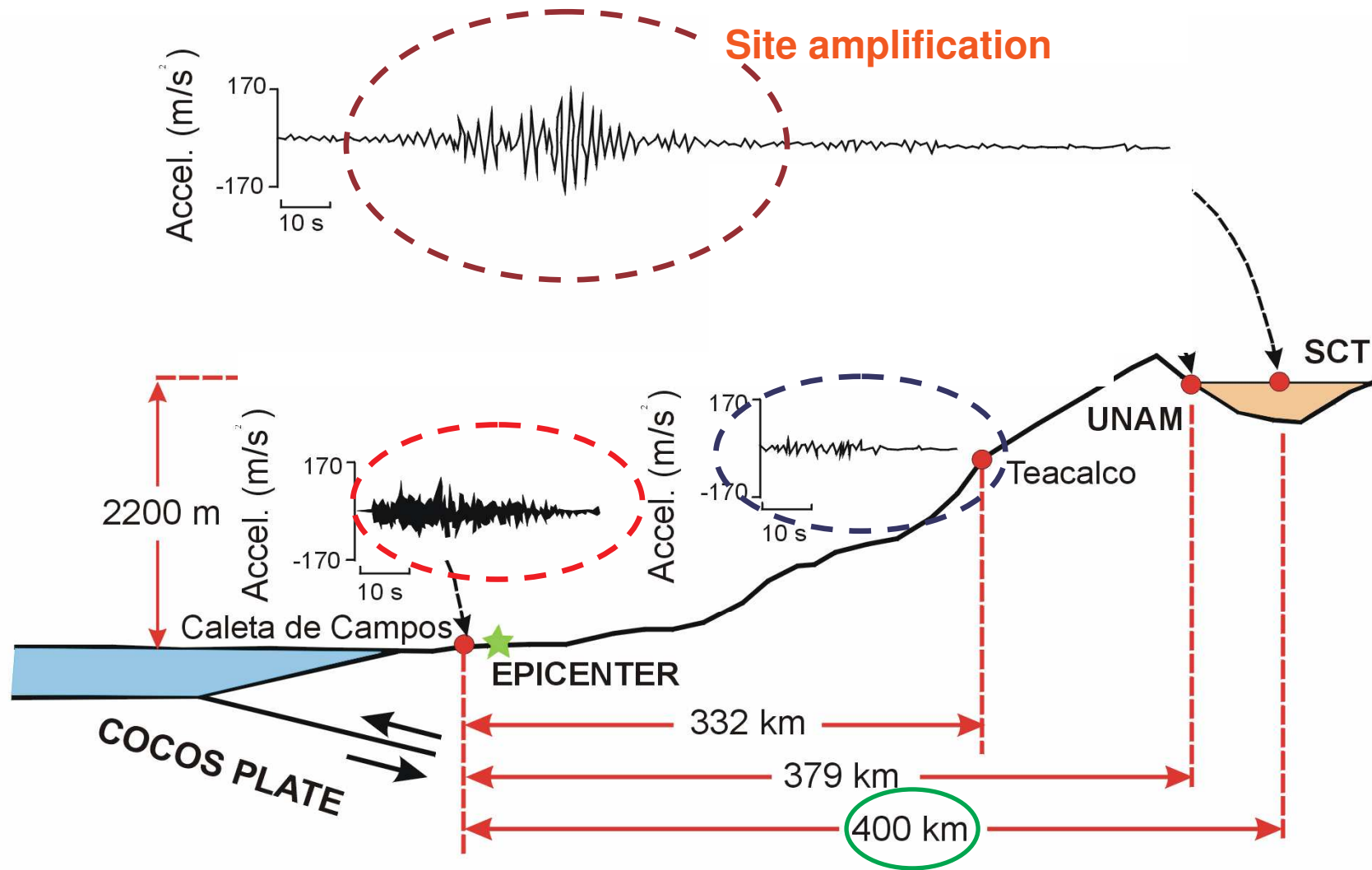
Local Seismic Hazard

Expected seismic motion at a site, *on the surface*, taking account of *geological, morfological and geotechnical features* (**site effects**)

The **site effects** can significantly modify the seismic motion expected on a rock site



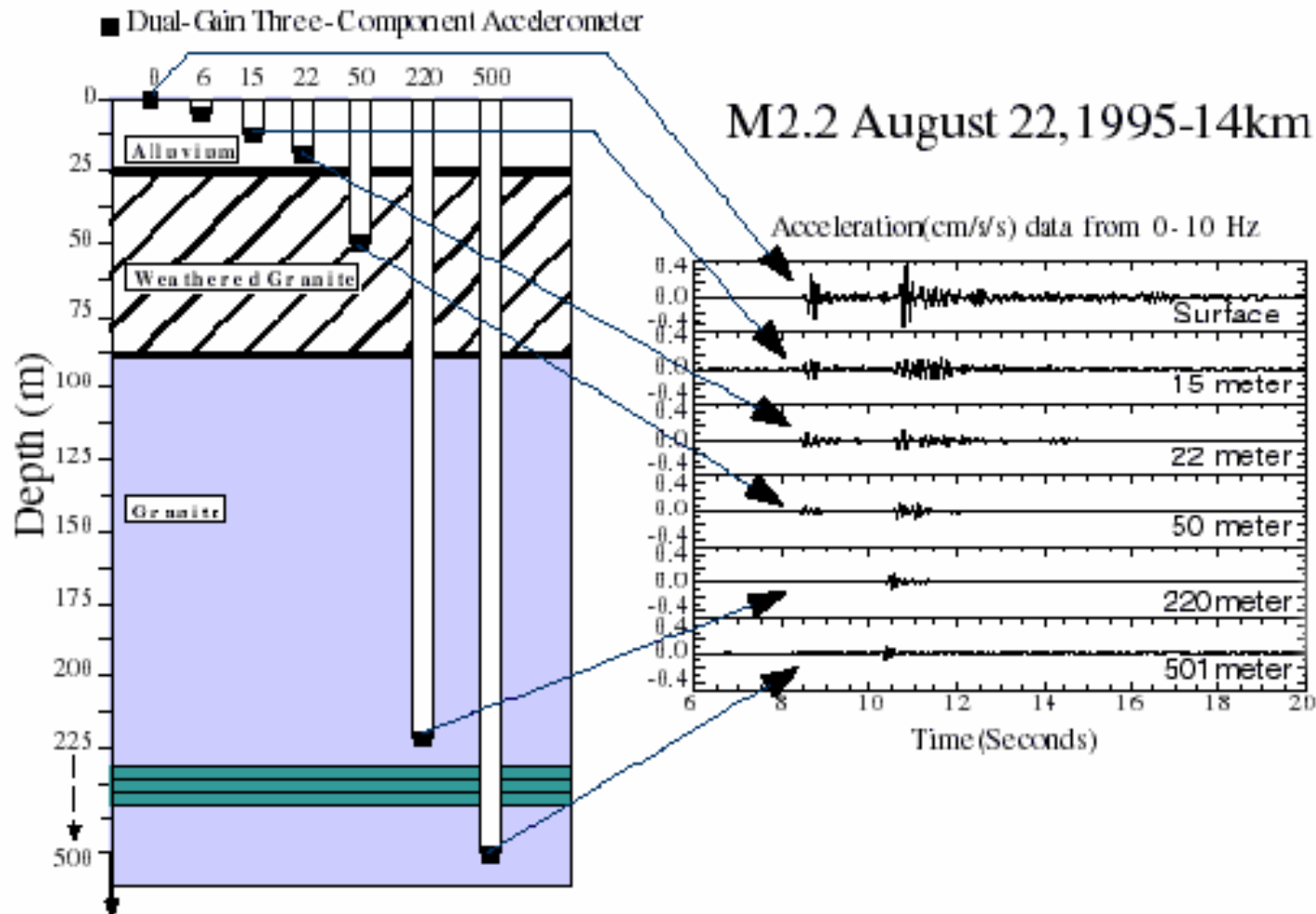
Mexico City earthquake, 1985 (Magnitudo=8.1)



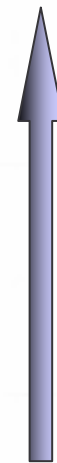
EVIDENZE SPERIMENTALI DEGLI EFFETTI DI SITO

In verticale

Garner Valley Downhole Seismographic Array



Modifiche del moto sismico



- Ampiezza
- Contenuto in frequenza
- Durata

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

*La Normativa italiana introduce un **coefficiente di fondazione ε** 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)

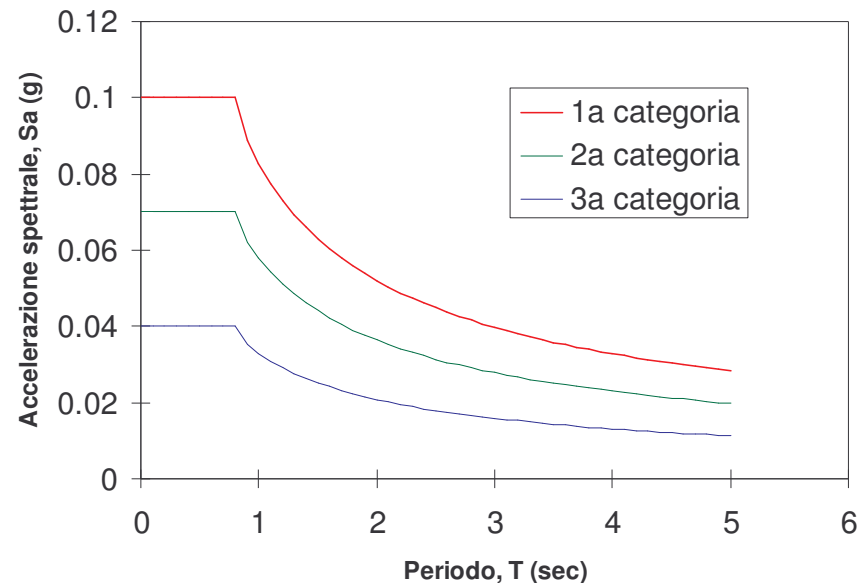
Da quanto sopra, si può concludere che:

*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: ε **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

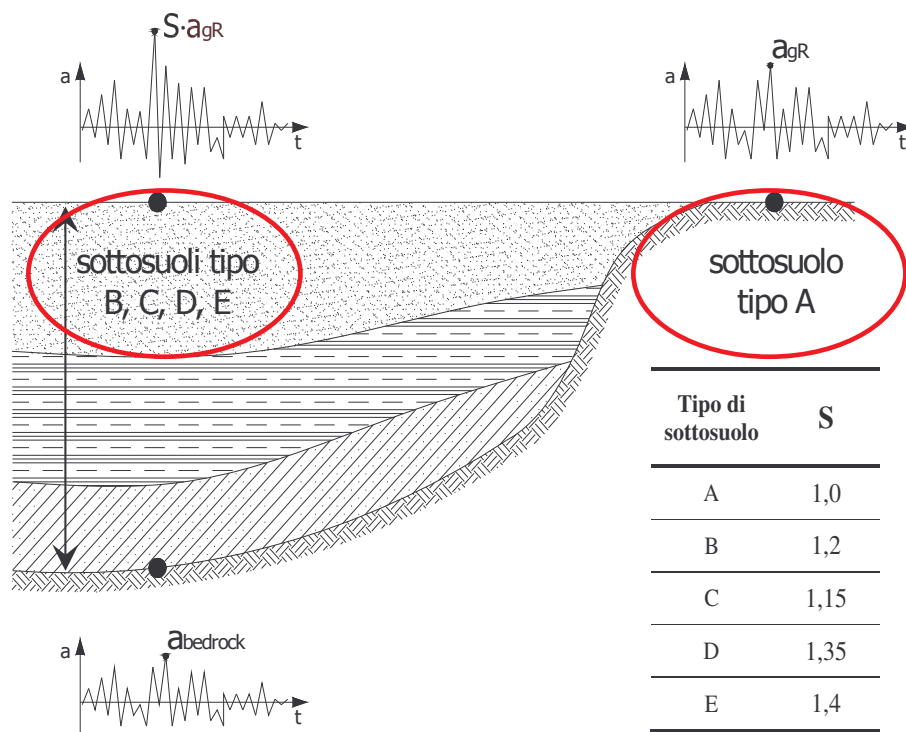
OPCM 3274 - §3.1

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			

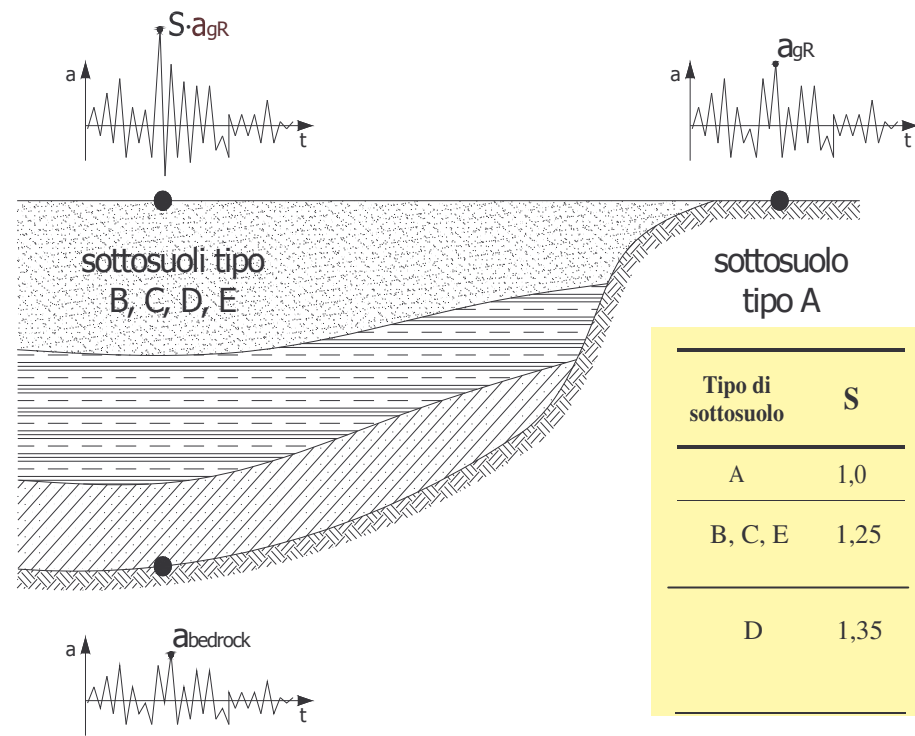
	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30cm)	c_u (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
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			

ACCELERAZIONI AL BEDROCK ED IN SUPERFICIE

EC8-1



OPCM 3274



(Simonelli, 2004)

CLASSI DI SOTTOSUOLO

ALLEGATO 2 - EDIFICI

3.1 Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

- A. *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi*** caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- 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_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).
- C. *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza***, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).
- D. *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti***, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
- E. *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali***, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

ALLEGATO 2 - EDIFICI

3.1 Categorie di suolo di fondazione

.....

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 3.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- 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 di acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)
- S2.** Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

OPCM 3274

$v_{s,30}$



**parametro correlato
alle velocità delle
onde di taglio v_s
degli strati di
terreno
dei primi 30 m
di sottosuolo**

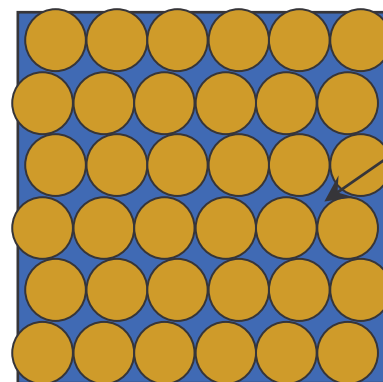
	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30cm)	c_u (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
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			

Onde P ed onde S

- Terremoti e onde sismiche
- Moto sussultorio/ondulatorio
- Onde S e rigidezza G_0

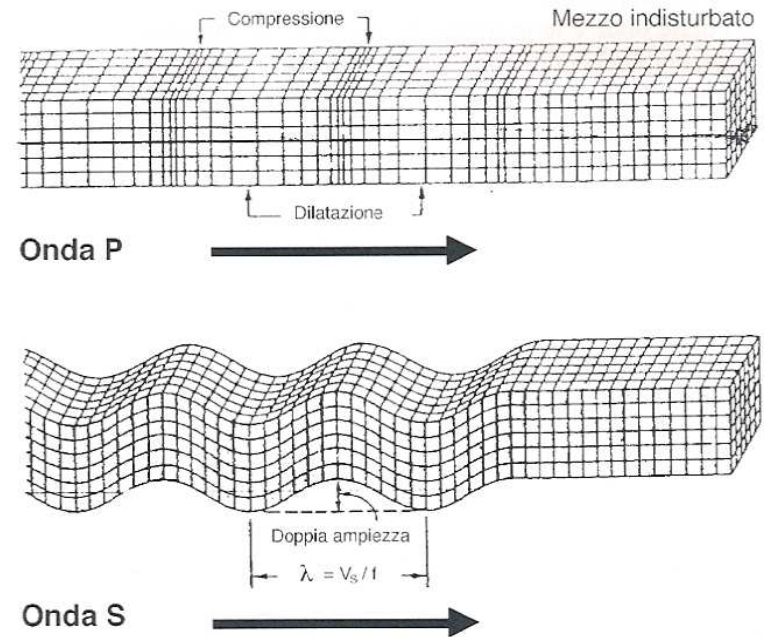
➤ Metodi di misura
(geofisici e geotecnici)

➤ Problema terreni saturi



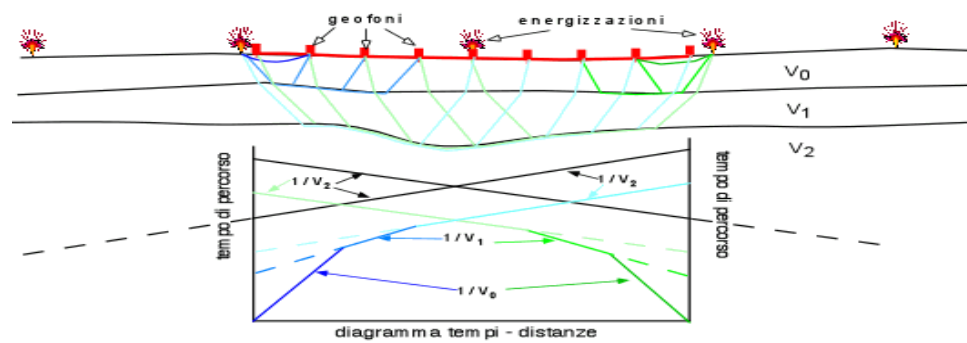
**fluido interstiziale
incompressibile**

scheletro solido

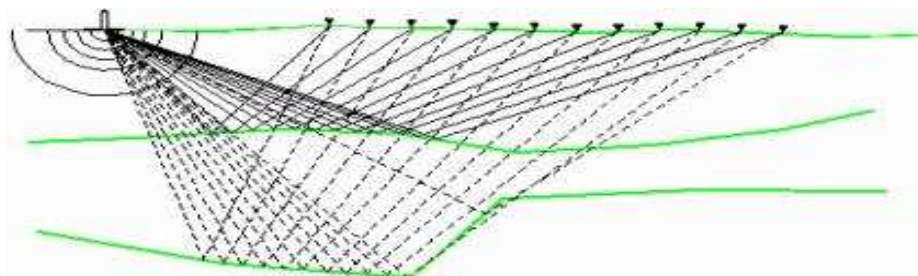


Metodi geofisici *(meglio per onde P)*

Prospezione sismica (rifrazione)



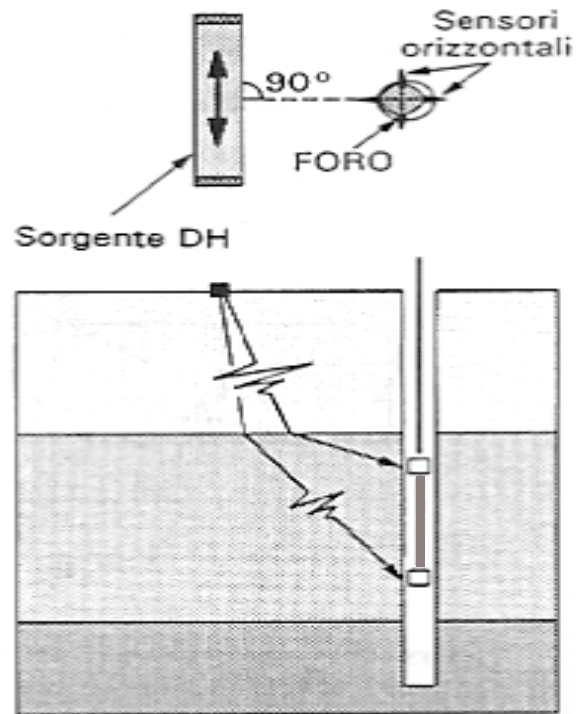
Prospezione sismica (riflessione)



- Problema: propagazione in stratificazioni con rigidità non crescente con la profondità

Metodi geotecnici !

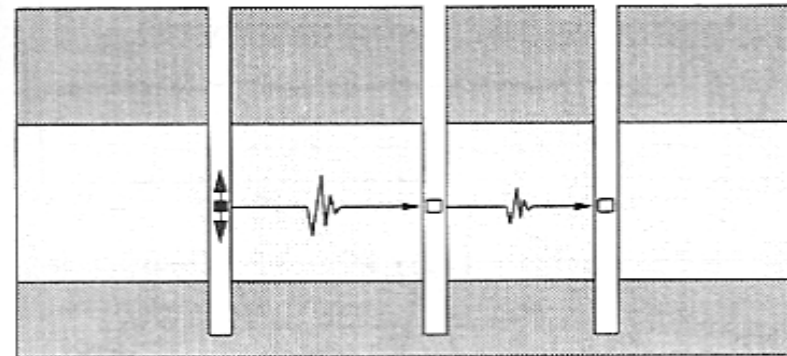
Down-hole (a due ricevitori !)
(e derivati, come Cono sismico e DMTS)



b) Down-hole

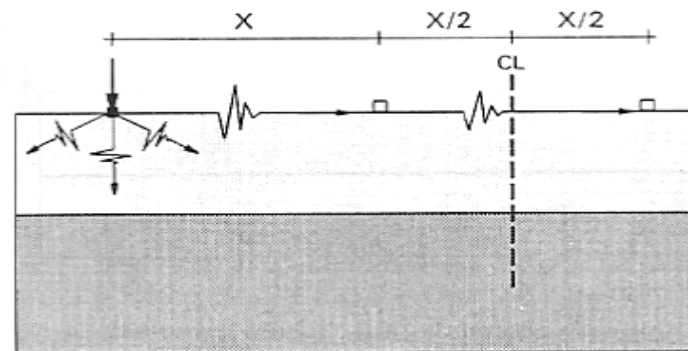
■ Sorgente
□ Ricevitori

Cross-hole (a due ricevitori !)



a) Cross-hole

SASW (*onde R*)



c) SASW (Spectral Analysis of Surface Waves)

Qualità delle misure di velocità v_s (DH, CH e SASW)

- **Misure di velocità delle onde di taglio nella Piana del Fucino**
(Mancuso, Simonelli e Vinale) - I Convegno Nazionale dei Ricercatori del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica del C.N.R. - Monselice (Pd), Ottobre 1988
- **Numerical analysis of in situ S-waves measurements**
(Mancuso, Simonelli e Vinale) - Proc. of XII ICSMFE - Rio de Janeiro, Agosto 1989 (Balkema, Rotterdam 1989)
- **Prove dinamiche in sito per la misura delle proprietà dinamiche dei terreni**
(Simonelli & Mancuso) – in “Ingegneria Geotecnica nelle Aree Sismiche” a cura di T. Crespellani, International Center for Mechanical Sciences (CISM) 1999, Udine 1999

Misure di velocità v_s con DMTS

*Lasciamo la parola
al*

Prof. Gianfranco Totani

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**

(Simonelli, 2004)

	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

OPCM 3274

$v_{s,30}$



**Parametro molto
significativo**

Definizione chiara

N_{SPT} e Cu



**Parametri meno
significativi**

**Definizione
poco chiara**

(n.d.r. - Problema affrontato nel nuovo All. 4 !)

EFFETTI LOCALI: CONFRONTO TRA LE DIVERSE NORMATIVE

<div>D.M. 1996</div>	<div>Tutti i terreni $\epsilon=1$</div>	<div>Depositi alluvionali, H=5-20m $\epsilon=1.3$</div>			
<div>EC8</div>	<div><div><div>A</div><div><div>S=1</div><div>T_B=0.15</div><div>T_C=0.4</div><div>T_D=2</div></div></div><div><div>B</div><div><div>S=1.2</div><div>T_B=0.15</div><div>T_C=0.5</div><div>T_D=2</div></div></div><div><div>C</div><div><div>S=1.15</div><div>T_B=0.20</div><div>T_C=0.6</div><div>T_D=2</div></div></div><div><div>D</div><div><div>S=1.35</div><div>T_B=0.20</div><div>T_C=0.8</div><div>T_D=2</div></div></div><div><div>E</div><div><div>S=1.4</div><div>T_B=0.15</div><div>T_C=0.5</div><div>T_D=2</div></div></div></div> <div><div>S</div><div>T_B, T_C e T_D</div><div>fattore del sito periodi di riferimento dello spettro elastico</div></div>				
<div>OPCM 3274</div>	<div>A</div> <div><div>S=1</div><div>T_B=0.15</div><div>T_C=0.4</div><div>T_D=2</div></div>	<div>B C E</div> <div><div>S=1.25</div><div>T_B=0.15</div><div>T_C=0.5</div><div>T_D=2</div></div>			<div>D</div> <div><div>S=1.35</div><div>T_B=0.20</div><div>T_C=0.8</div><div>T_D=2</div></div>

ACCELERAZIONI DI RIFERIMENTO E ZONAZIONE SISMICA

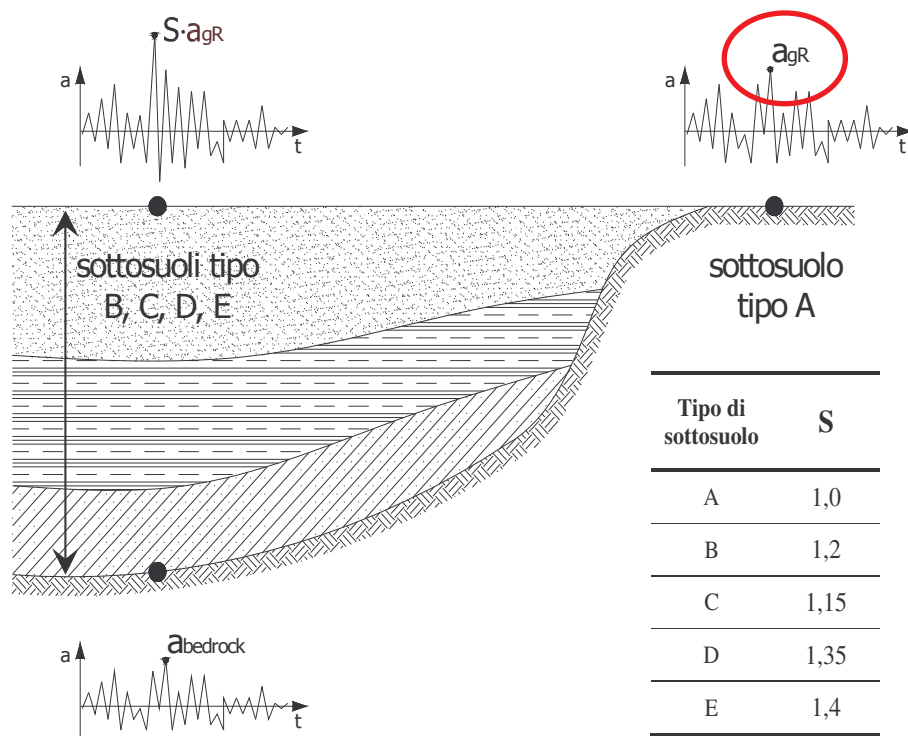
Il territorio nazionale viene suddiviso in 4 zone sismiche in funzione del parametro (*All. 1*):

**a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo A
per un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni**

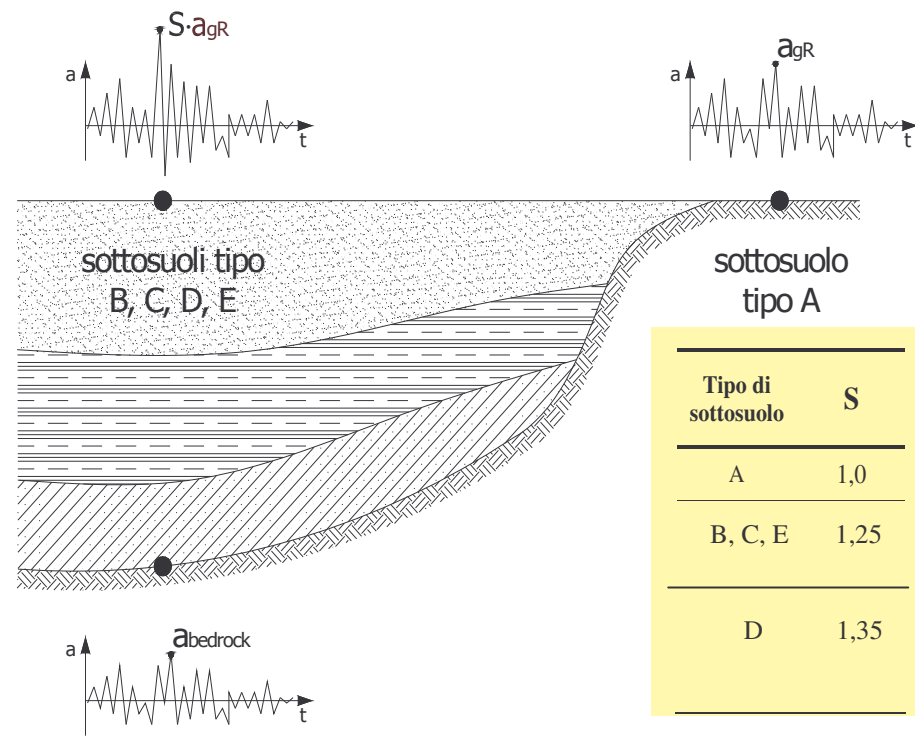
Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

ACCELERAZIONI AL BEDROCK ED IN SUPERFICIE

EC8-1



OPCM 3274

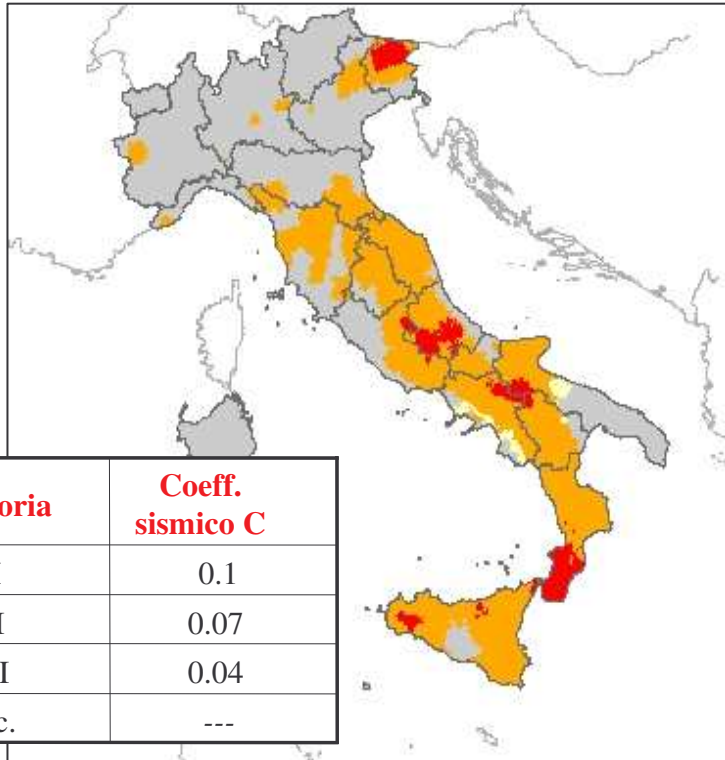


(Simonelli, 2004)

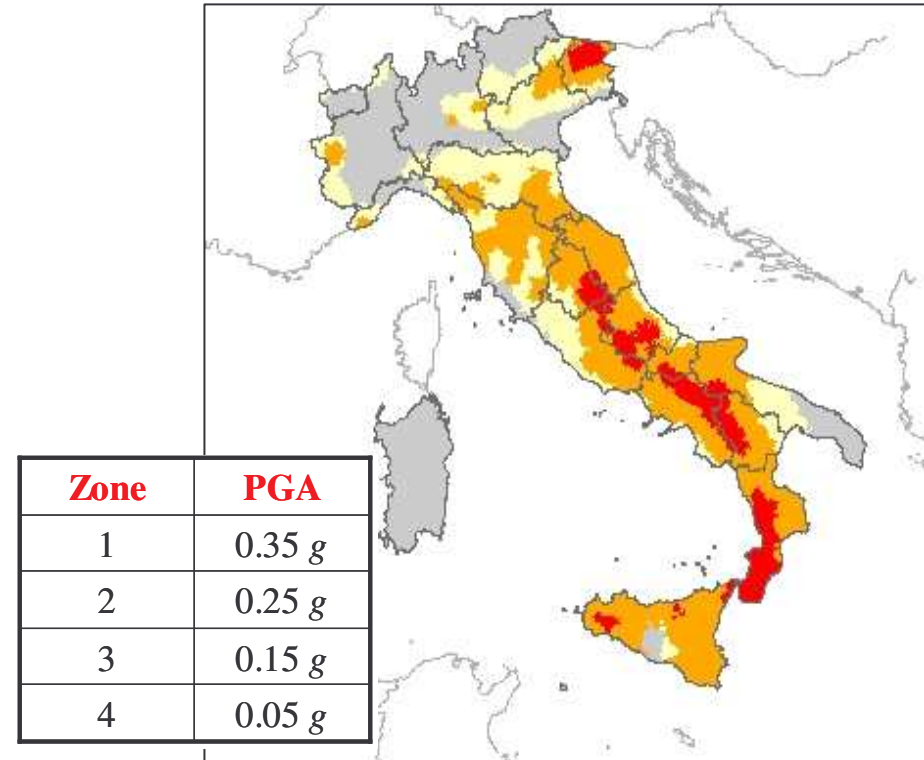
CLASSI DI SOTTOSUOLO

Italia – Zonazione ed Azioni Sismiche

prima del Marzo 2003 (DM 1996)



Dopo il Marzo 2003 (OPCM 3274)



- Tutta l'Italia è classificata sismica
- Tre differenti accelerazioni al suolo per ciascuna Zona (per un totale di 12 values)

Ground types	S
A	1
B, C and E	1.25
D	1.35

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_B (s)	T_C (s)	T_D (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

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

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

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

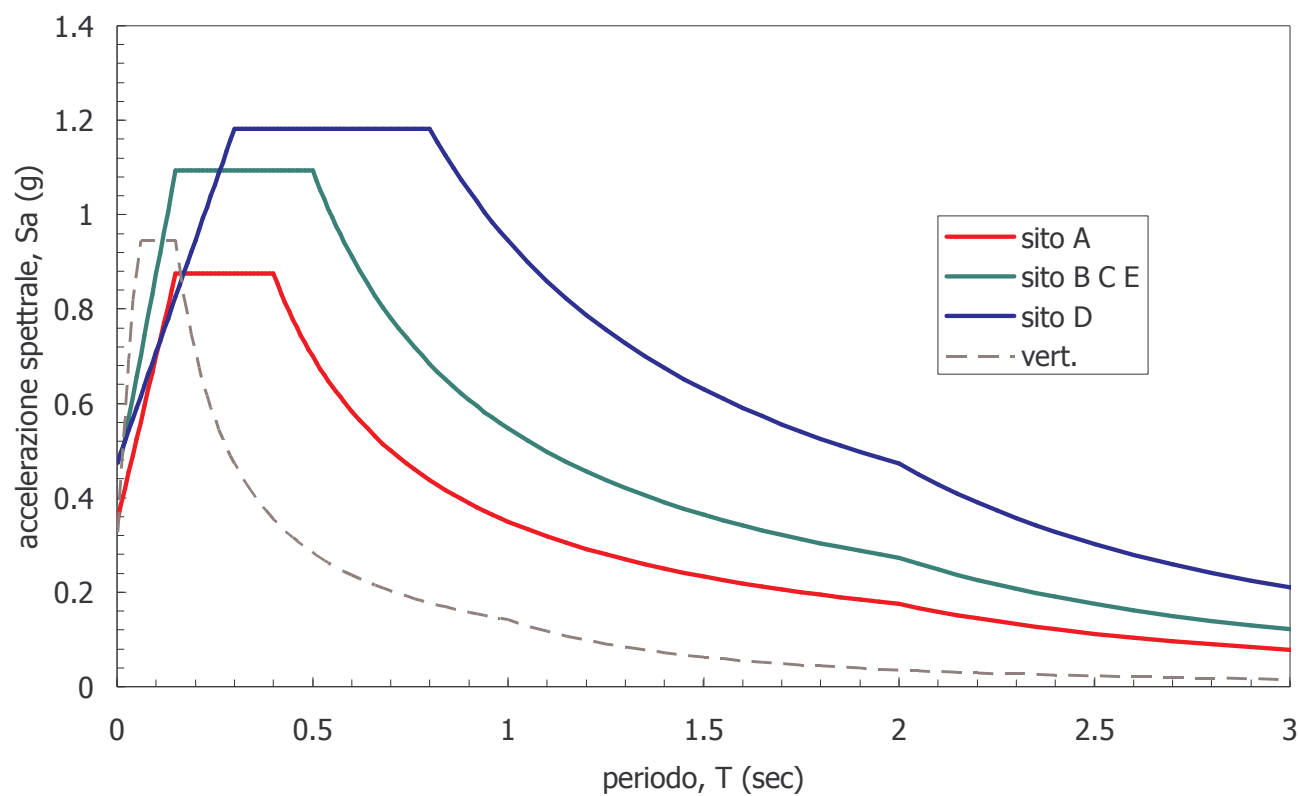
$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \cdot 0,9$$

Tipo di sottosuolo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A,B,C,D,E	1,0	0,05	0,15	1,0

Lo spettro verticale non si modifica se riferito al bedrock o ad un sito deformabile

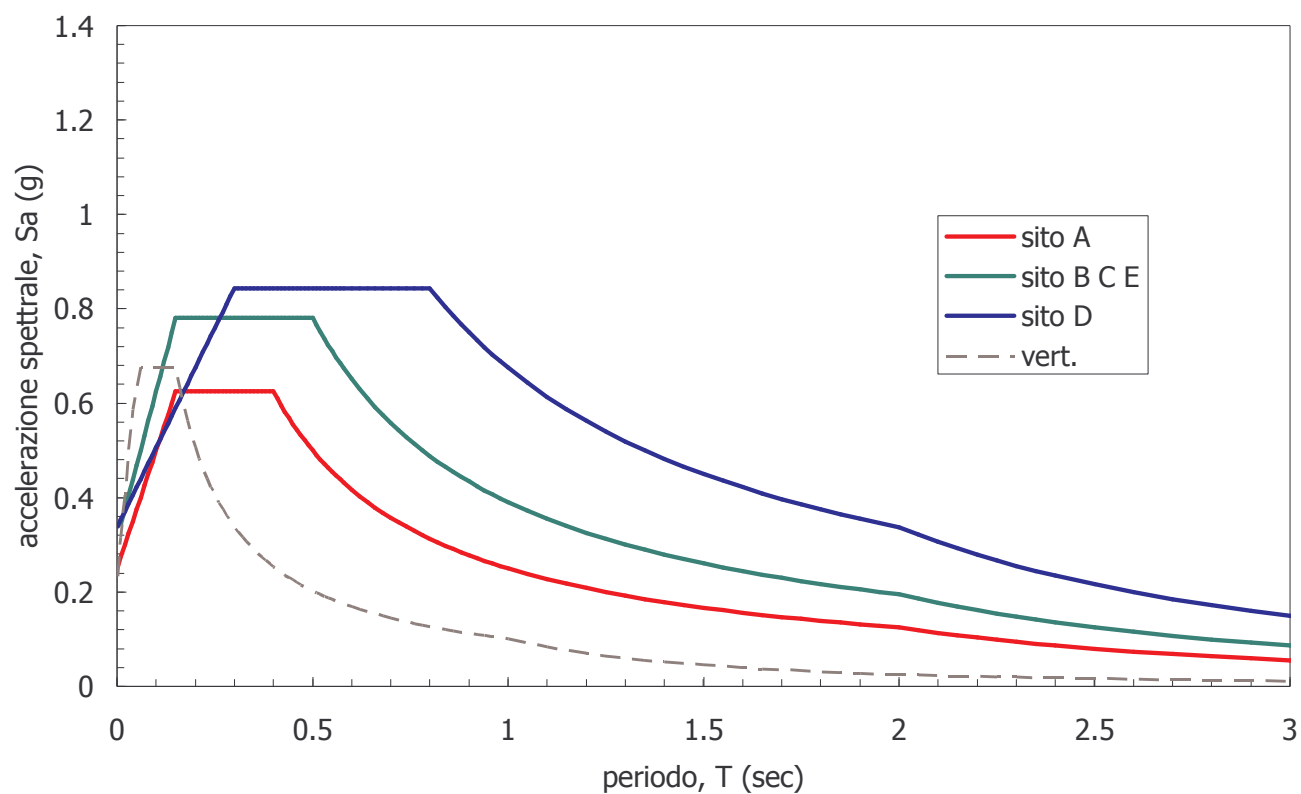
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Zona 1



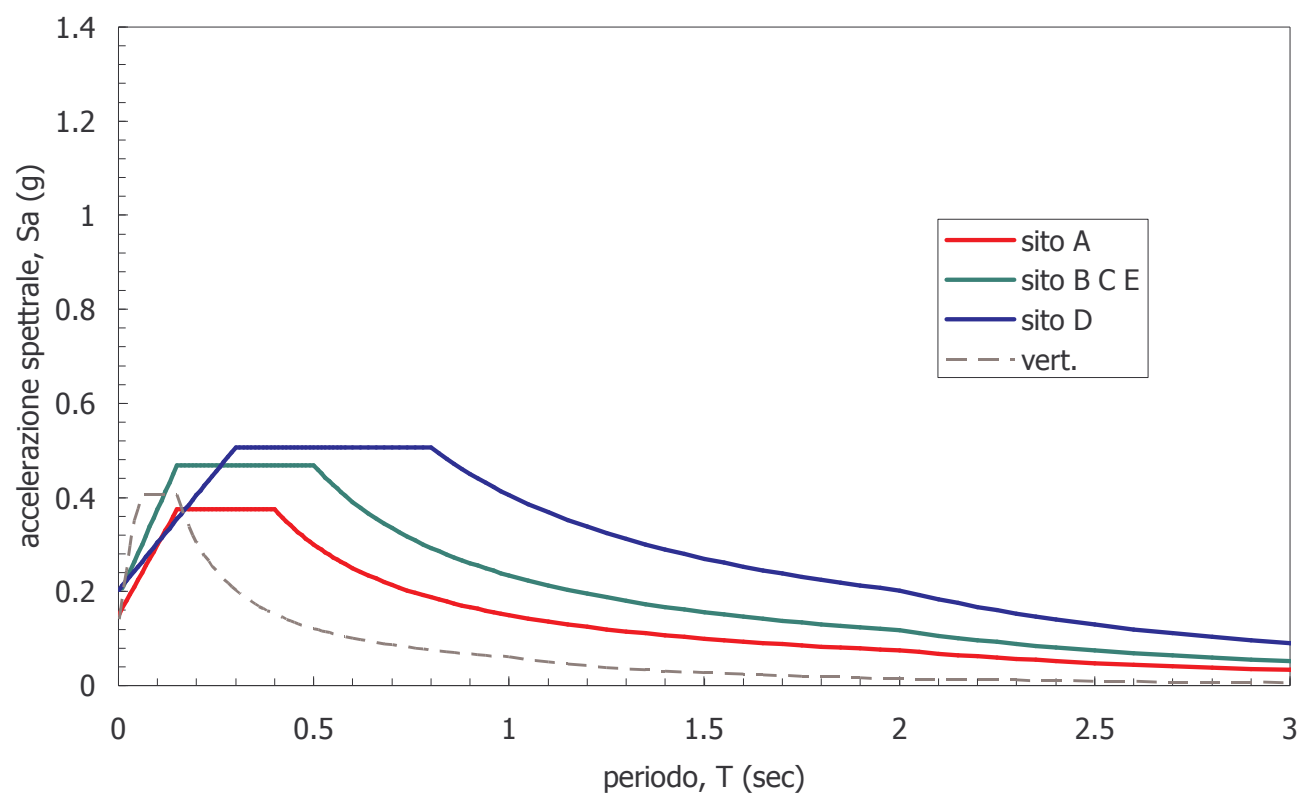
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Zona 2



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

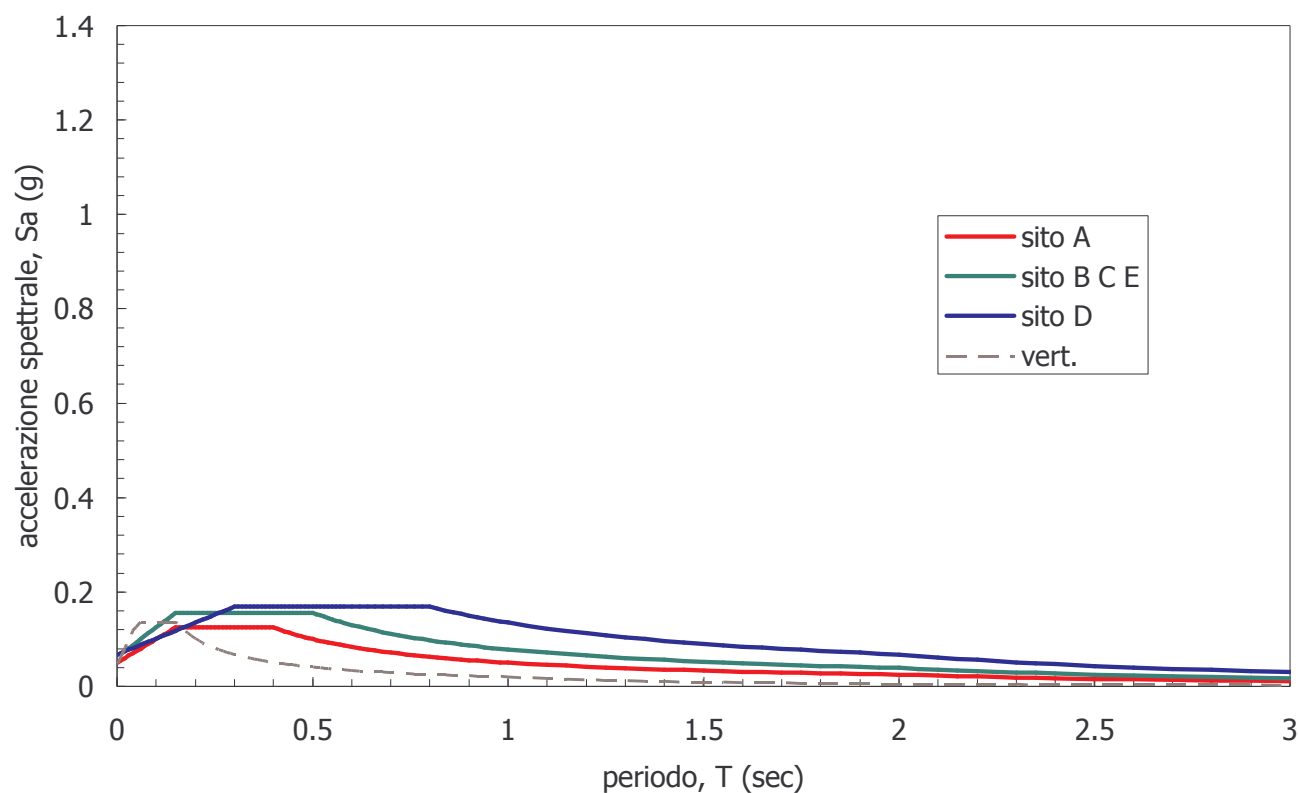
Zona 3



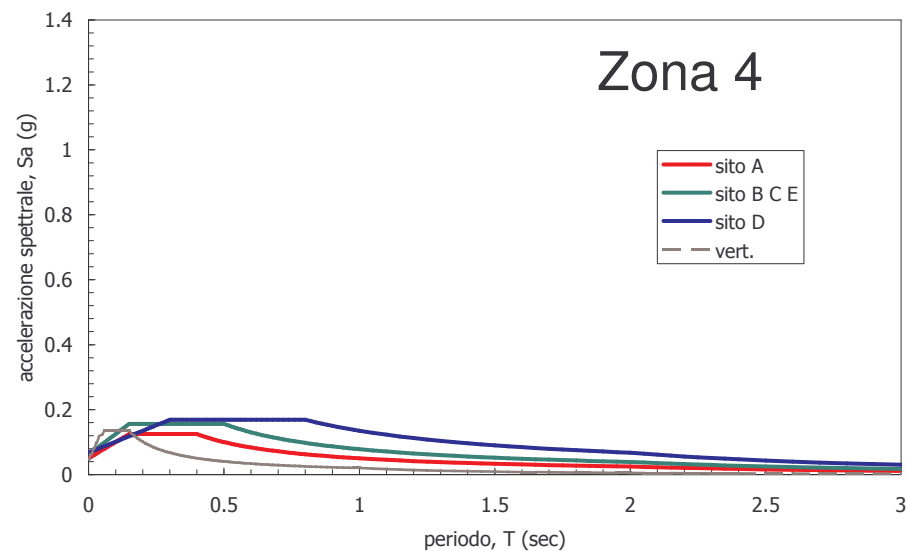
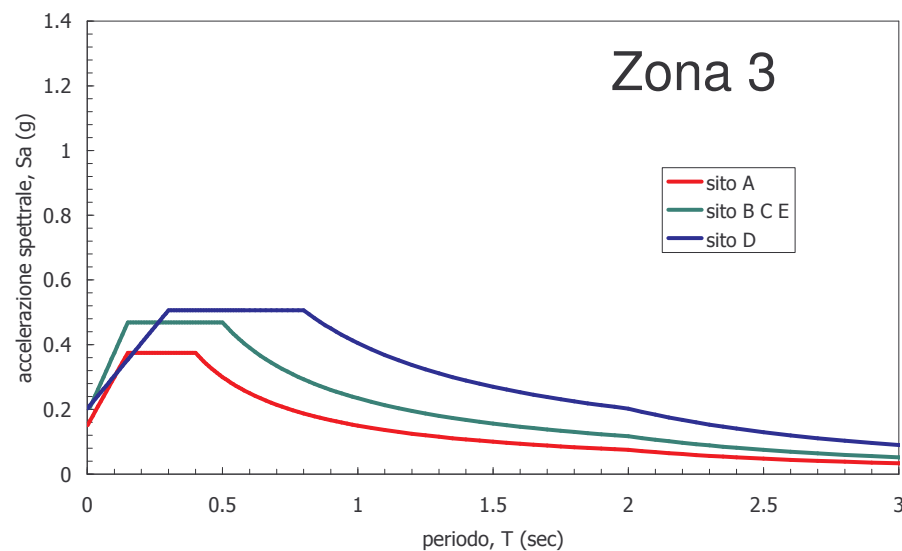
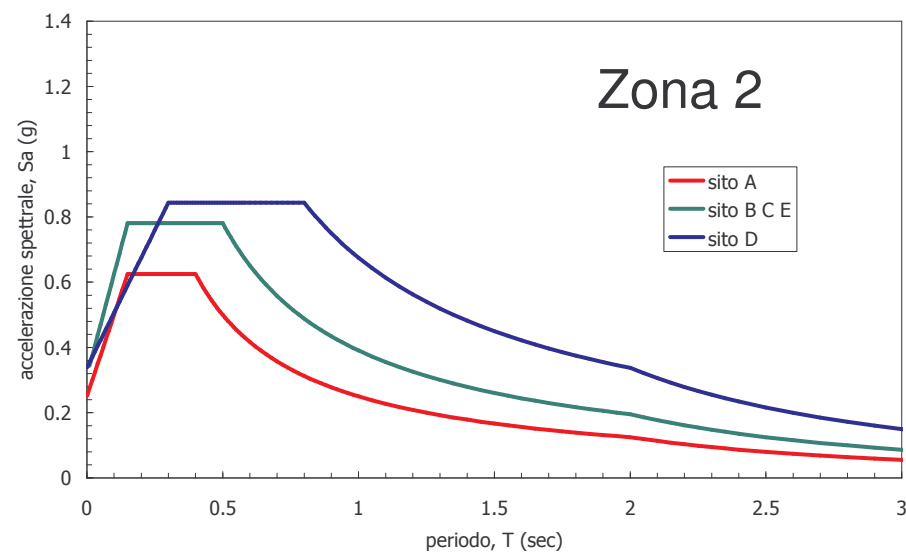
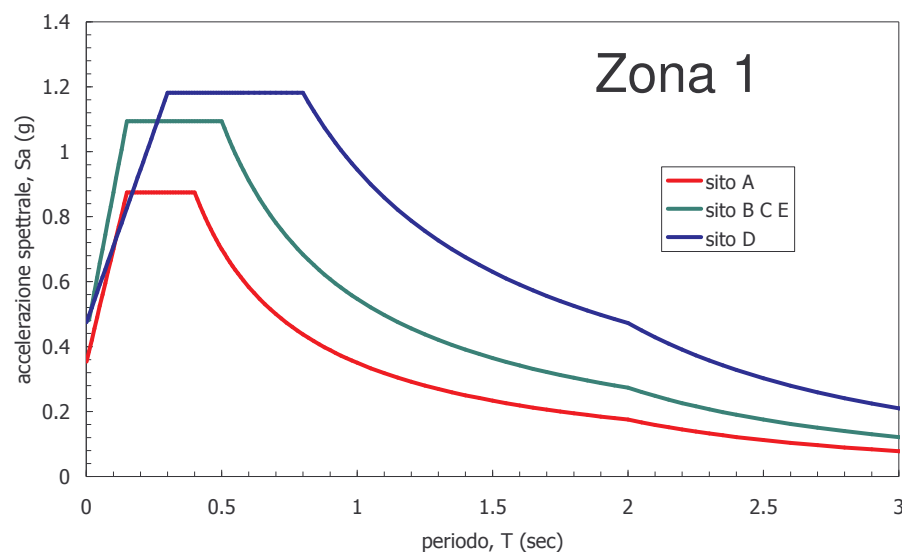
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Zona 4

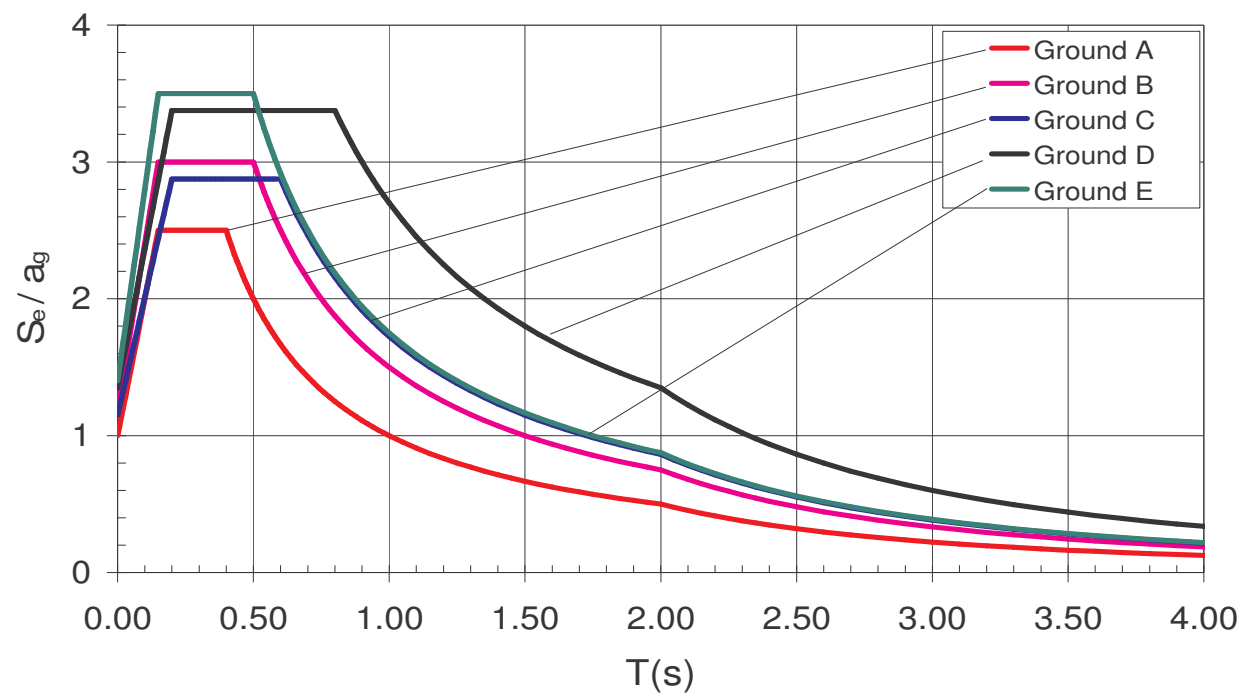
Al variare delle zone gli spettri
si modificano solo nelle
ampiezze non nei periodi



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%).

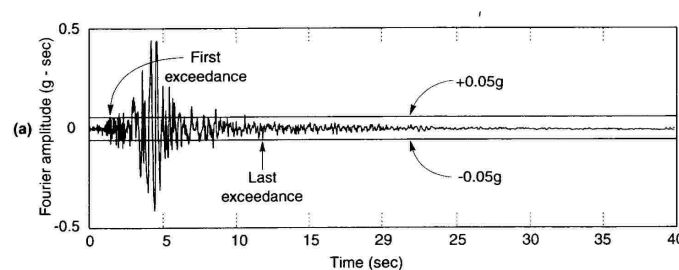
ALLEGATO 2 - EDIFICI

3.2.7 Impiego di accelerogrammi (in sintesi)

Entrambi gli stati limite di collasso e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di **accelerogrammi artificiali o simulati o naturali**. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.

La **durata degli accelerogrammi** dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.



Il **numero di accelerogrammi** o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3.

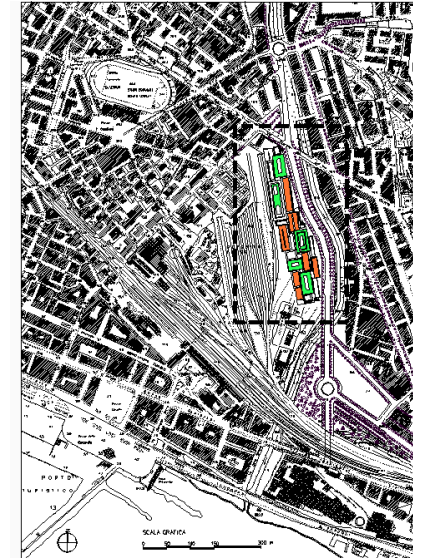
ALLEGATO 2 - EDIFICI

3.2.7 *Impiego di accelerogrammi (più in dettaglio)*

La **coerenza con lo spettro elastico** è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno **scarto in difetto superiore al 10%**, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

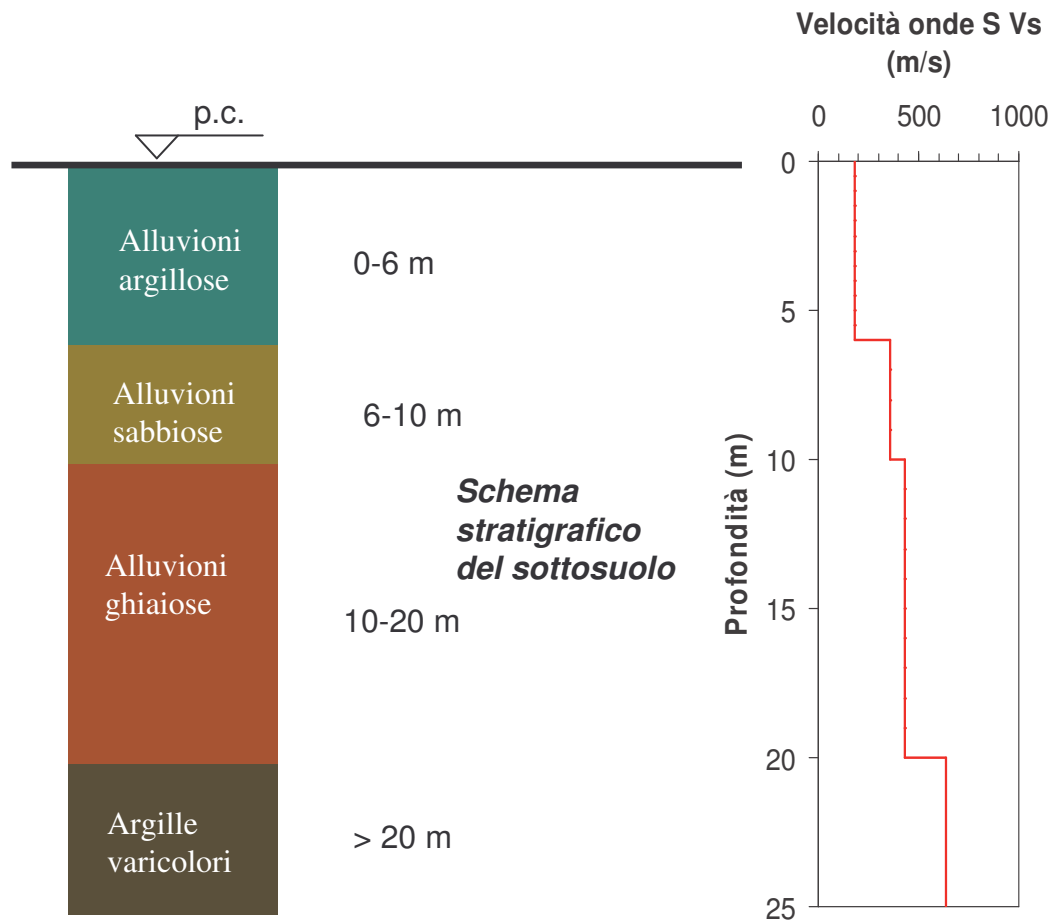
L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, **è ammesso**, a condizione che siano adeguatamente **giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito** e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

Case history: Cittadella Giudiziaria di Salerno



Prima dell'OPCM 3274

- Coeff. di fondazione ε \longleftrightarrow uso delle v_s e di input accelerometrico
- Analisi dinamiche 1D e 2D per la valutazione dell'amplificazione locale



Dall'applicazione della Normativa Italiana, si desumerebbe $\varepsilon = 1,3$

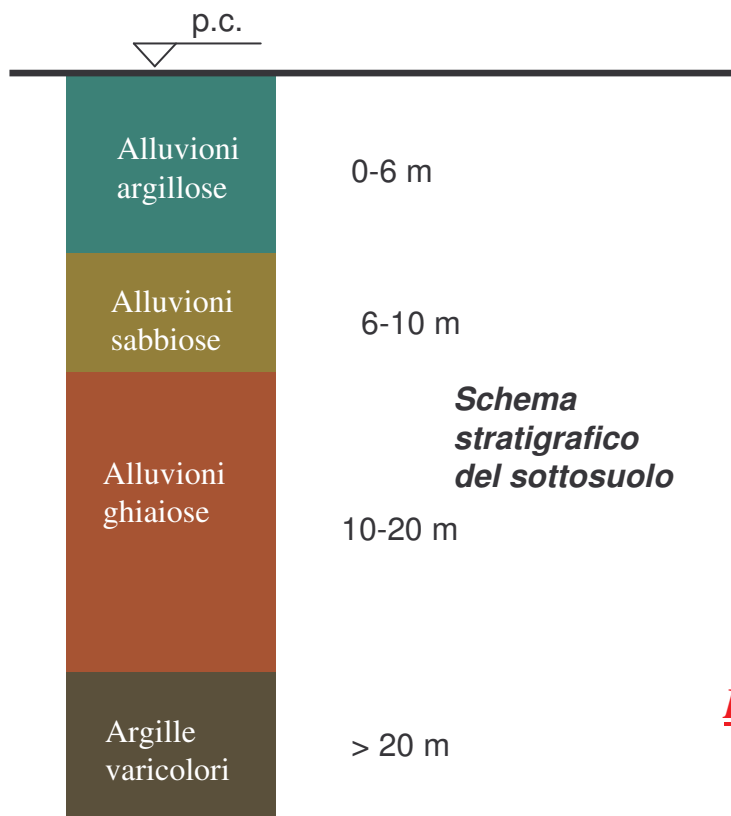
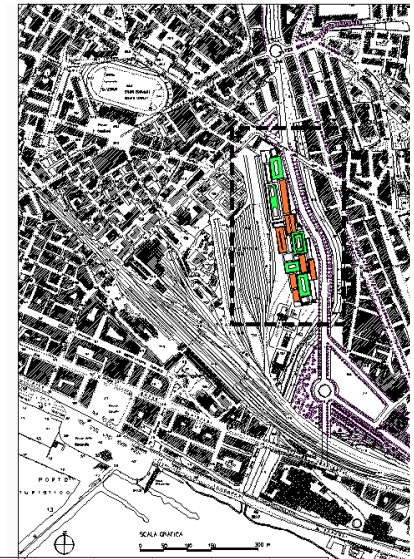
Analisi dinamica

$\varepsilon = 1$

Case history: Cittadella Giudiziaria di Salerno

Prima dell'OPCM 3274

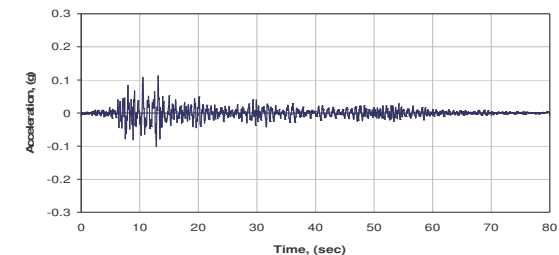
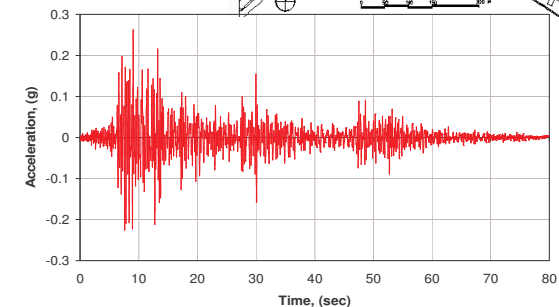
- Coeff. di fondazione ε \longleftrightarrow uso delle v_s e di input accelerometrico
- Analisi dinamiche 1D e 2D per la valutazione dell'amplificazione locale



Schema stratigrafico del sottosuolo

Piano campagna

Piano di posa



Importanza dell'analisi di Risposta Sismica Locale multi-livello

(Simonelli e Santucci de Magistris, 2004)

1. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

CONCLUSIONI (1)

*La nuova Normativa introduce senza dubbio **elementi innovativi**
e più adeguati al livello delle conoscenze scientifiche
per la valutazione della **pericolosità sismica**,
sia dal punto di vista **geofisico** (a_g) sia da quello **geotecnico** (**effetto locale**)*

*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*

N.B. - Attenzione alla caratterizzazione dei terreni
(determinazione sperimentale di v_s , significato di N_{SPT} e c_u)

1. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

CONCLUSIONI (2)

*Attesa che la **classificazione dei siti debba essere di tipo quantitativo**, potrebbe valer la pena portare in conto:*

*1.Eventuali amplificazione del moto dovute a **geometrie bi- o tri-dimensionali***

*2.Gli effetti di **non linearita' dei terreni***

*In tal caso però, la comunità tecnico-scientifica dovrebbe rendere disponibili **metodologie semplici** di calcolo che includano anche tali fenomeni*

*L'Ordinanza, comunque, non vieta al progettista la **possibilità di adoperare metodi più sofisticati** di analisi delle azioni sismiche, oltre a prevedere un aggiornamento periodico delle carte di accelerazione massima al bedrock*

Pausa domande

prima della

Stabilità del sito ?

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.1 Localizzazione del sito di costruzione

Dovrà essere accertato che il sito di costruzione e i terreni di fondazione in esso presenti siano esenti da pericoli di

instabilità dei pendii

liquefazione

eccessivo addensamento in caso di terremoto

nonché di **rottura di faglia in superficie** (*n.d.r. prossimità di faglie attive, EC8*)

Surface faulting

Kobe Earthquake (1995) - Hokudan Fault



Surface faulting

Kobe Earthquake (1995) - Hokudan Fault



Surface faulting

Kobe Earthquake (1995) - Hokudan Fault



Surface faulting

Kobe Earthquake (1995) - Hokudan Fault



Surface faulting



Izmit Earthquake $M = 7.4$ (1999) – “Sandwich” failure of r.c. buildings

Surface fault

Taiwan Earthquake (1999)



ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.1 Localizzazione del sito di costruzione

Dovrà essere accertato che il sito di costruzione e i terreni di fondazione in esso presenti siano esenti da pericoli di

instabilità dei pendii

liquefazione

eccessivo addensamento in caso di terremoto

nonché di **rottura di faglia in superficie** (*n.d.r. prossimità di faglie attive, EC8*)

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione

Ai fini delle presenti norme, il termine "**liquefazione**" denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'**aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo** durante lo scuotimento sismico, tale da generare **deformazioni permanenti** significative o persino l'**annullamento degli sforzi efficaci** nel terreno.



Soil Liquefaction

Niigata Earthquake (1964) - bearing capacity failure



Soil Liquefaction



Colima Earthquake, Mexico (2003)

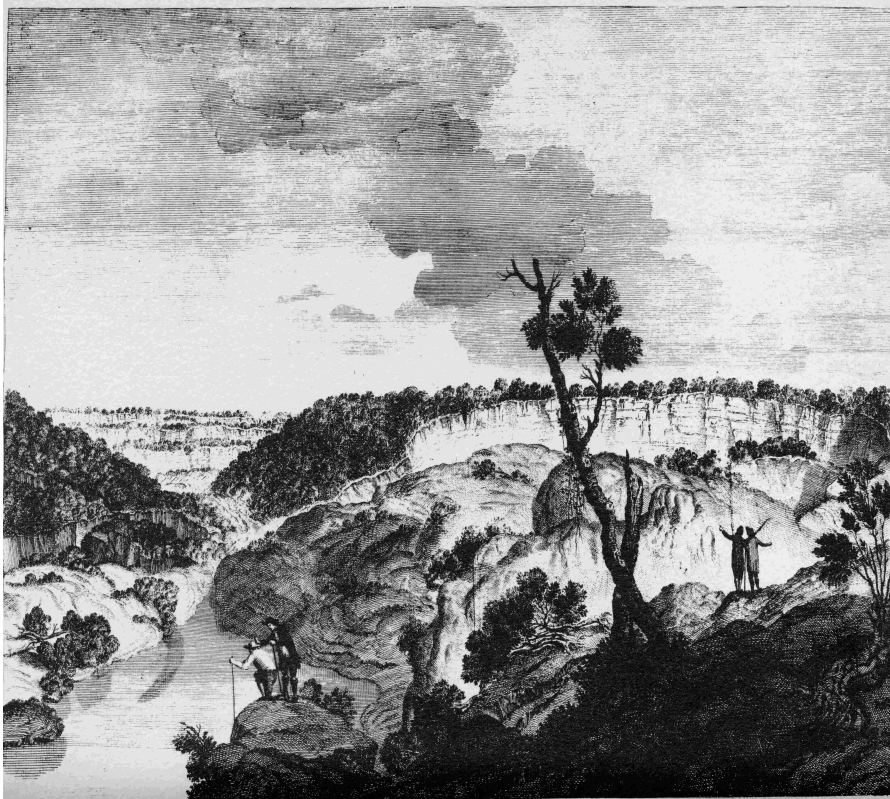


Manzanillo Port - Lateral spreading phenomena

Soil Liquefaction

Terremoto della Calabria del 1783

($I_{max} = XI$ MCS ; $M_s = 7,3$)



Landslides and Liquefaction phenomena in sand deposits

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione

Ai fini delle presenti norme, il termine "**liquefazione**" denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'**aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo** durante lo scuotimento sismico, tale da generare **deformazioni permanenti** significative o persino l'**annullamento degli sforzi efficaci** nel terreno.

Deve essere verificata la **suscettibilità alla liquefazione** quando la **falda freatica** si trova in **prossimità della superficie** ed il terreno di fondazione comprende **strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda**, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Nel caso di **edifici con fondazioni superficiali**, la **verifica** della suscettibilità a liquefazione può essere **omessa se il terreno sabbioso saturo si trova a profondità superiore a 15 m dal piano campagna**.

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione (*continua*)

Si può inoltre **trascurare il pericolo di liquefazione** quando **$S a_g < 0,15 g$** e, al contempo, la sabbia in esame soddisfi almeno una delle condizioni seguenti:

- contenuto in argilla superiore al 20% con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_1(60) > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_1(60) > 25$

dove $N_1(60)$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{SPT} misurato nella prova Standard Penetration Test, normalizzato ad uno sforzo efficace di confinamento di 100 kPa e ad un fattore di rendimento energetico 0,6 nell'esecuzione della prova .

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione *(continua)*

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la **suscettibilità a liquefazione** deve essere verificata come minimo mediante i **metodi** generalmente accettati dell'ingegneria geotecnica, **basati su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio** che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione *(continua)*

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato **suscettibile** a liquefazione allorché lo **sforzo di taglio** generato dal terremoto a una data **profondità supera l'80% dello sforzo critico** che ha provocato liquefazione durante terremoti passati alla medesima profondità; il livello di sforzo di taglio pari all'80% implica un **fattore di sicurezza pari a 1,25**.

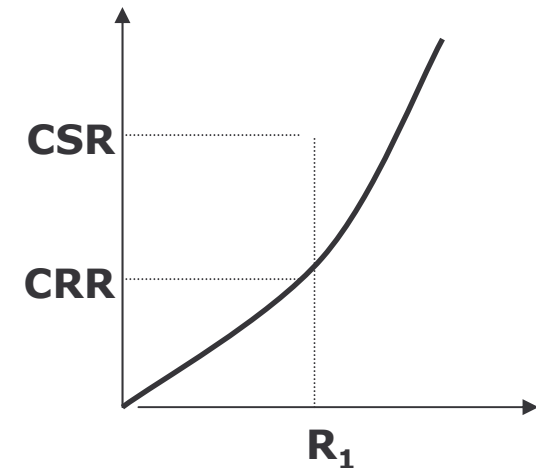
Procedure semplificate
basate sul comportamento osservato durante eventi sismici

(1) valutazione dell'azione sismica
(rapporto tensionale ciclico, CSR)

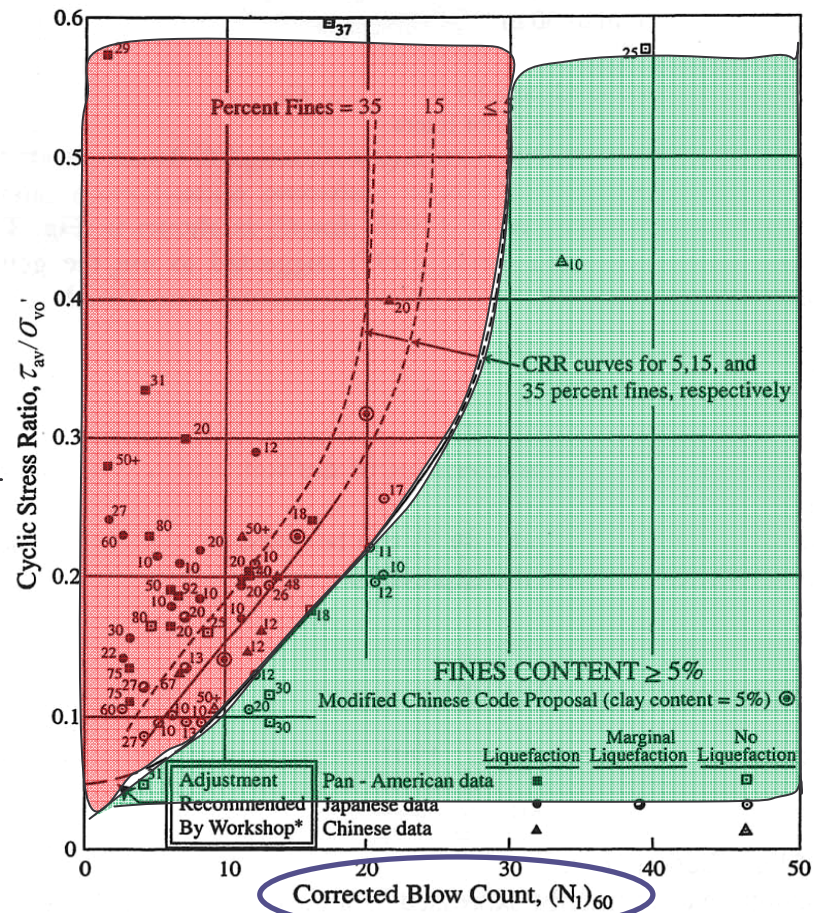
$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

(2) correzione & normalizzazione delle
misure in-situ (resistenza normalizzata, R_1)

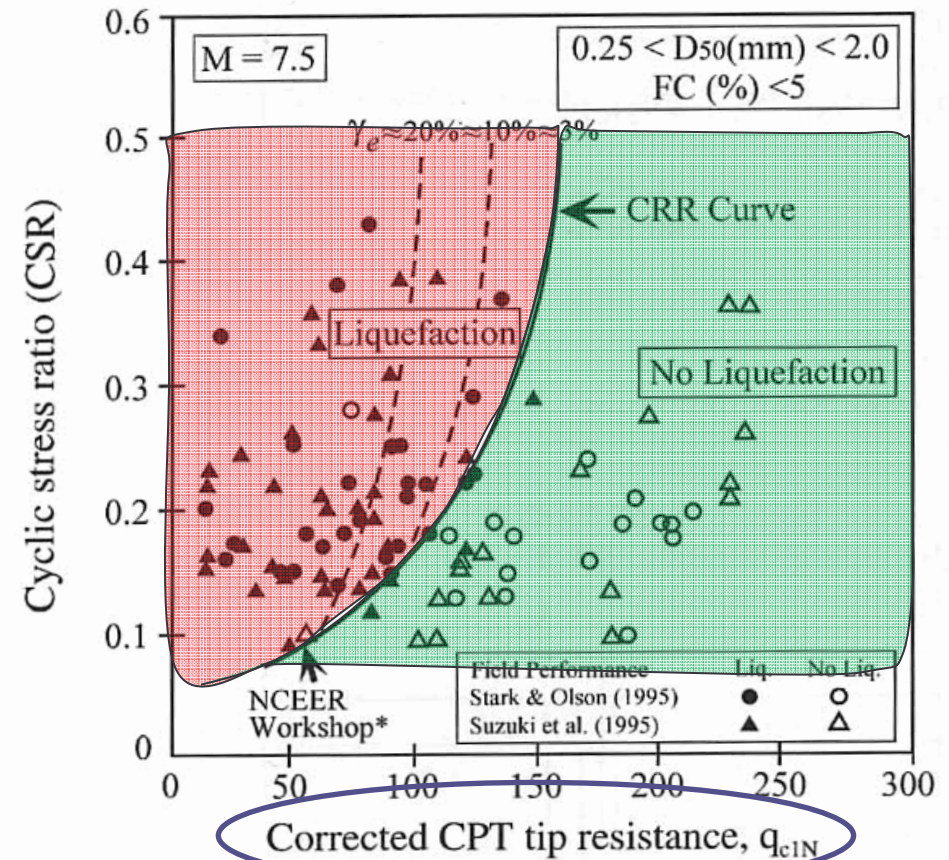
(3) uso degli abachi di liquefazione
rapporto di resistenza ciclica, $CRR = f(R_1)$



$CSR > CRR \Rightarrow$ il terreno è considerato liquefacibile



* Youd and Idriss (1997)



* Youd and Idriss (1997)

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.3 Terreni suscettibili di liquefazione *(continua)*

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile a liquefazione allorché lo **sforzo di taglio generato dal terremoto a una data profondità supera l'80% dello sforzo critico** che ha provocato liquefazione durante terremoti passati alla medesima profondità; il livello di sforzo di taglio pari all'80% implica un **fattore di sicurezza pari a 1,25**.

Se il terreno risulta suscettibile a liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili a liquefazione tramite fondazioni profonde.

REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

CONCLUSIONI (2)

*Per quanto concerne la **liquefazione***

La trattazione è stringata ma chiara

Fa riferimento a metodi semplici, ma ben documentati in letteratura

L'applicazione non dovrebbe creare difficoltà

*E' da dire che, soprattutto nell'Italia meridionale,
non esiste una casistica ricca di fenomeni di liquefazione*

Domande ?

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.1 Localizzazione del sito di costruzione

Dovrà essere accertato che il sito di costruzione e i terreni di fondazione in esso presenti siano esenti da pericoli di

instabilità dei pendii

liquefazione

eccessivo addensamento in caso di terremoto

nonché di **rottura di faglia in superficie** (*n.d.r. prossimità di faglie attive, EC8*)

instabilità dei pendii

Terremoto di
Anchorage, 1964
Magnitudo = 8.6

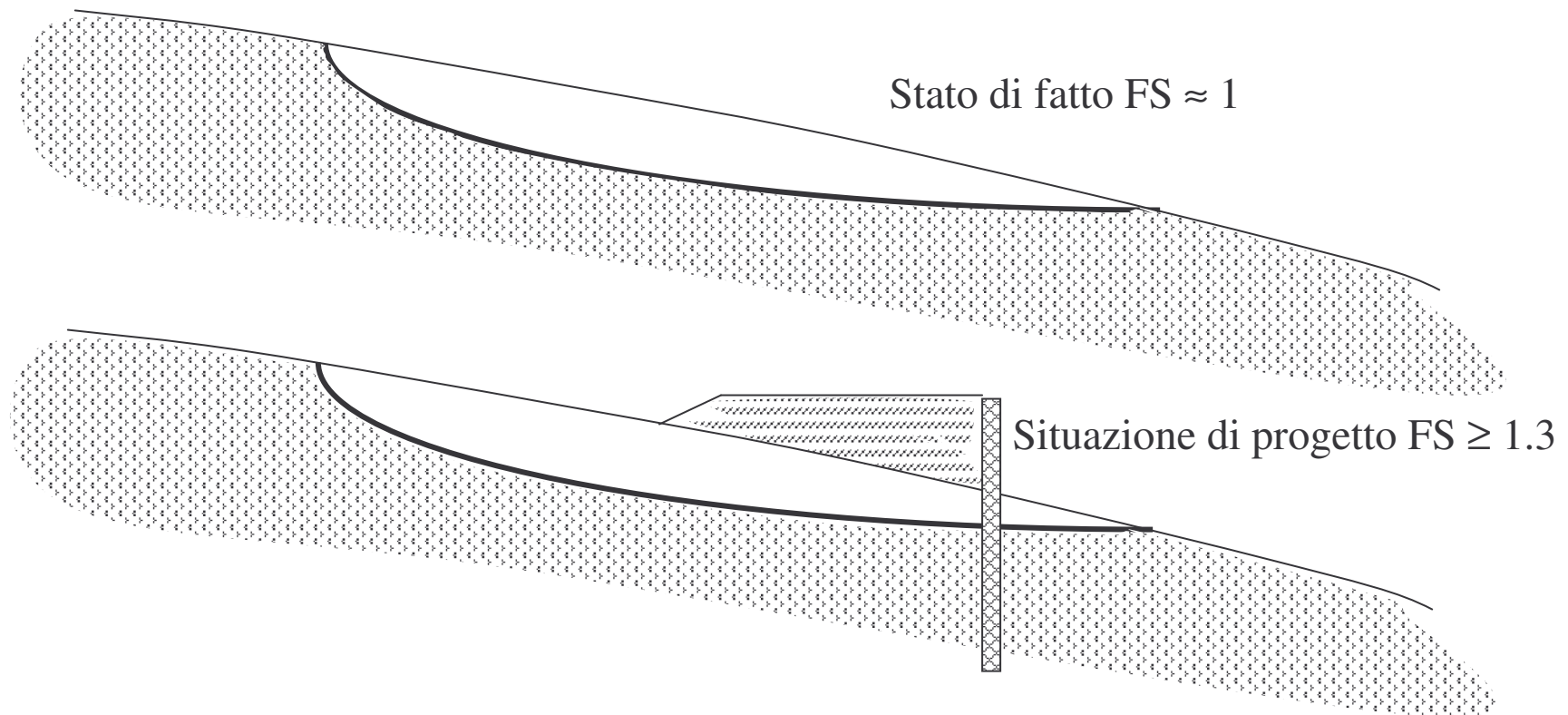
In molti terremoti le
frane sono state la
principale causa di
danni.



Premessa ... “statica”

Prassi consolidata per l'analisi di stabilità dei pendii

Quando viene progettato un manufatto fondato su un pendio deve essere garantita la *stabilità del pendio nella situazione di progetto*, qualsiasi sia la condizione di sicurezza nello stato di fatto.



Premessa ... “statica”

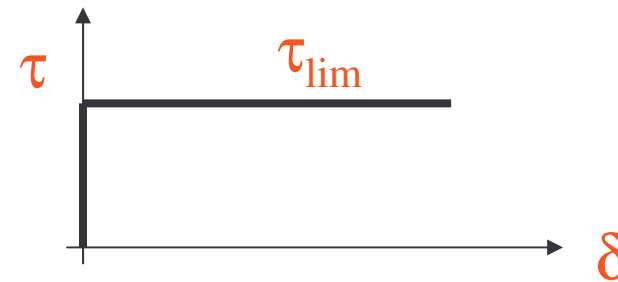
Analisi di stabilità

- *Per valutare il margine di sicurezza di un pendio si ricorre all’**analisi di stabilità** .*
- *Nell’analisi di stabilità dei pendii il metodo comunemente utilizzato è quello dell’ **equilibrio limite**.*
- *Nell’ambito dei metodi dell’equilibrio limite il meccanismo di rottura e la posizione della superficie di scorrimento vengono fissati a priori.*

Premessa ... “statica”

Le ipotesi a base dei metodi dell'equilibrio limite

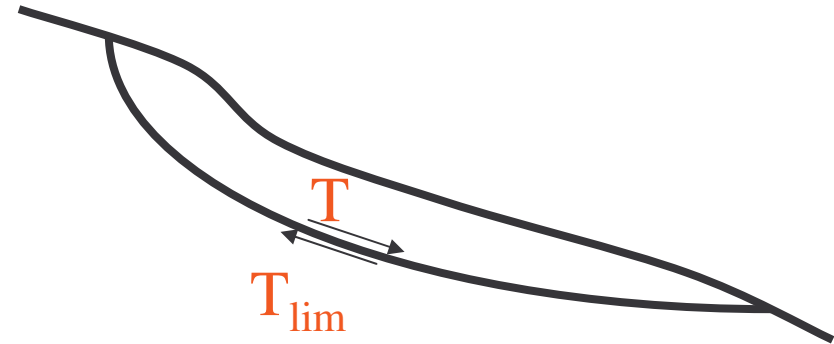
Il terreno è considerato **rigido-plastico**, ovvero non presenta deformazioni prima della rottura.



La rottura avviene per raggiungimento della resistenza a taglio lungo una superficie di scorrimento che delimita il volume instabile

$$T = T_{lim}$$

Le forze in gioco sono: il peso proprio del terreno instabile, eventuali sovraccarichi, il sisma, le azioni esercitate dal terreno stabile su quello instabile

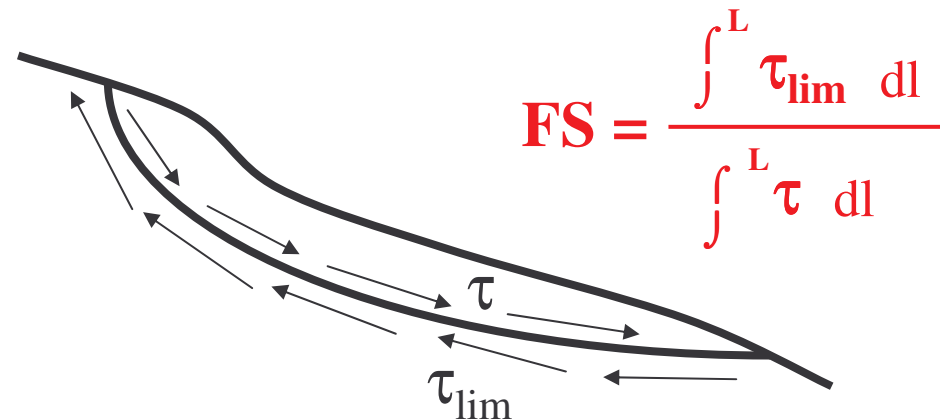


Premessa ... “statica”

Condizioni di esercizio

In condizioni di esercizio il pendio deve essere sufficientemente distante dalle condizioni di equilibrio limite.

Il **coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite** è il rapporto fra la risultante delle resistenze e quella delle sollecitazioni, oppure è il rapporto fra i momenti delle suddette quantità.



The diagram illustrates a slope failure mechanism. It shows a curved failure surface within a soil mass. Arrows indicate the direction of movement: some arrows point downwards along the failure surface, while others point upwards, representing the forces acting on the soil mass. The failure surface is labeled with τ (shear stress) and τ_{lim} (limit shear stress). To the right of the diagram, the safety factor (FS) is defined by the following equation:

$$FS = \frac{\int^L \tau_{lim} dl}{\int^L \tau dl}$$

I coefficienti di sicurezza sono fissati dal D.M. LL.PP. 11 marzo 1988
(poi i coefficienti parziali di sicurezza !)

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.2 Stabilità dei pendii

Il **metodo pseudo-statico** consiste nel verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle **forze di inerzia dovute all'azione sismica**:

$$F_H = \pm 0.5 S (a_g / g) W$$

$$F_V = \pm 0.5 F_H \quad (1)$$

oggi: $F_H = \pm C W$

$$F_V = 0$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.2 Stabilità dei pendii

Per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii con

inclinazione $> 15^\circ$ & dislivello superiore a circa 30 m

dovrà essere incrementata l'azione sismica di progetto $S a_g$ nell'espressione (1) moltiplicandola per un **coefficiente di amplificazione topografica S_T** .

In assenza di studi specifici si raccomandano per S_T i valori seguenti:

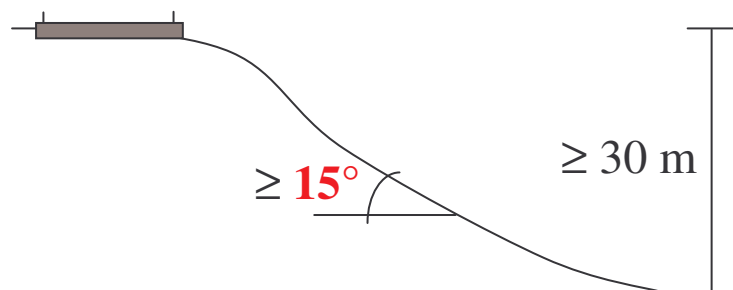
$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$,

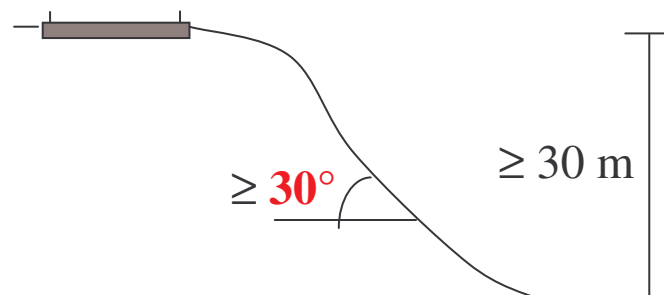
$S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore

Schema sull' amplificazione topografica (S_T)

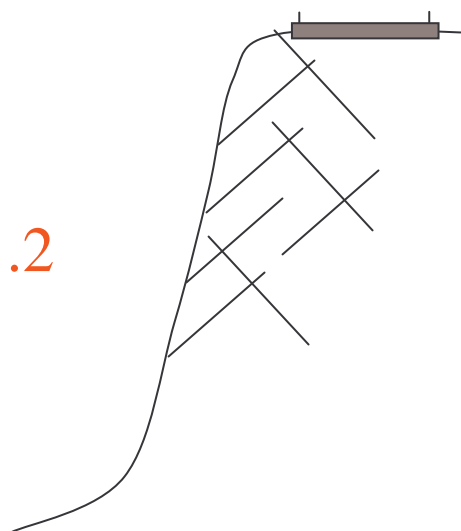
$$S_T = 1.2$$



$$S_T = 1.4$$

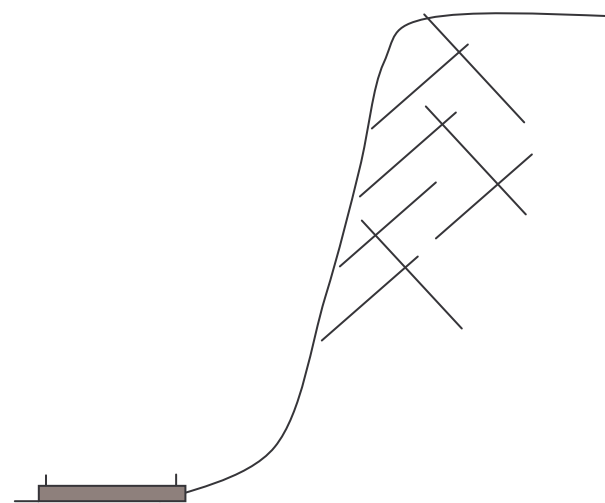


$$S_T = 1.2$$



pendii in roccia

*qualche
osservazione*



Posizione edificio

ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.2 Stabilità dei pendii

Per i **parametri di resistenza a taglio del terreno** si possono in generale usare i valori applicabili **in condizioni statiche non drenate**.

Per i **terreni coesivi** il parametro appropriato è la **coesione non drenata c_u** , eventualmente modificata per tenere conto dell'elevata velocità di applicazione del carico e degli effetti di degradazione ciclica sotto sollecitazione sismica, ove tale modifica sia necessaria e suffragata da dati sperimentali adeguati.

Per i **terreni non coesivi**, il parametro di resistenza appropriato è **la resistenza a taglio ciclica non drenata**, che dovrebbe tenere conto dell'eventuale incremento di pressione interstiziale.

Azioni sismiche globali sui pendii

Riassumendo, l'azione sismica, elemento di maggior novità rispetto alle preesistenti normative, viene determinata dalla combinazione di :

zonazione sismica:

accelerazione di picco in superficie su sottosuolo rigido

a_g

effetto "locale":

classi di sottosuolo di diversa rigidezza, in funzione delle proprietà dei terreni

S

amplificazione topografica:

dipende dalla morfologia del pendio

S_T

$$F_H = \pm 0.5 \cdot S \cdot S_T \cdot (a_g/g) \cdot W$$

$$F_V = \pm 0.5 \cdot F_H$$

Confronto fra le azioni

$$F_H = \pm 0.5 S S_T (a_g / g) W$$

$$F_V = \pm 0.5 F_H \quad (2003)$$

$$F_H = \pm C W$$

$$F_V = 0 \quad (1996)$$

1996

2003

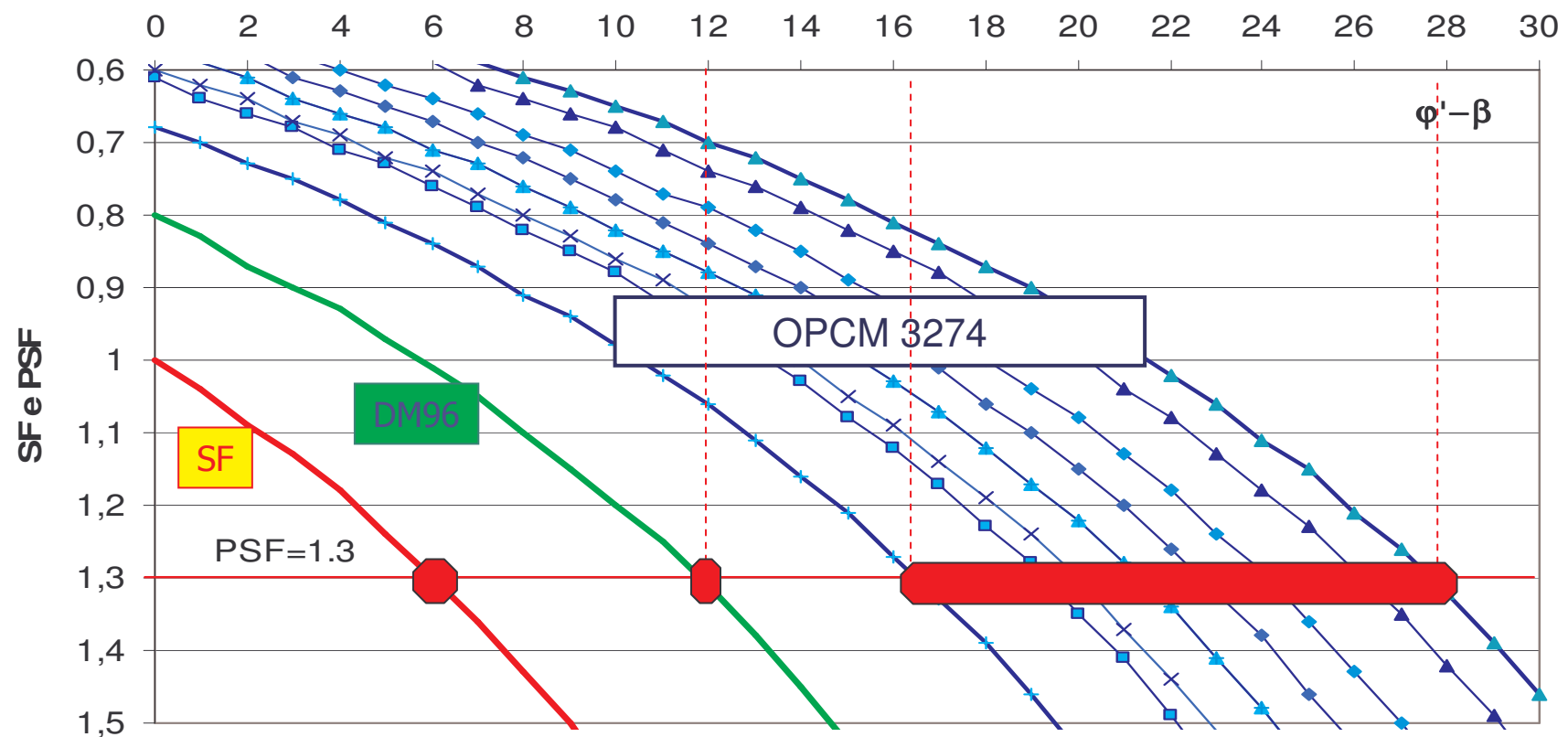
I cat.		0.1		0.175-0.33	Zona 1
II cat.	<i>C</i>	0.07	<i>F_H / W</i>	0.125-0.236	Zona 2
III cat		0.04		0.075-0.142	Zona 3

I cat.		0		0.087-0.165	Zona 1
II cat.		0	<i>F_V / W</i>	0.062-0.118	Zona 2
III cat		0		0.037-0.071	Zona 3

Confronto D.M. 1996 – OPCM 3274

Zona 1, $\varphi' = 30^\circ$

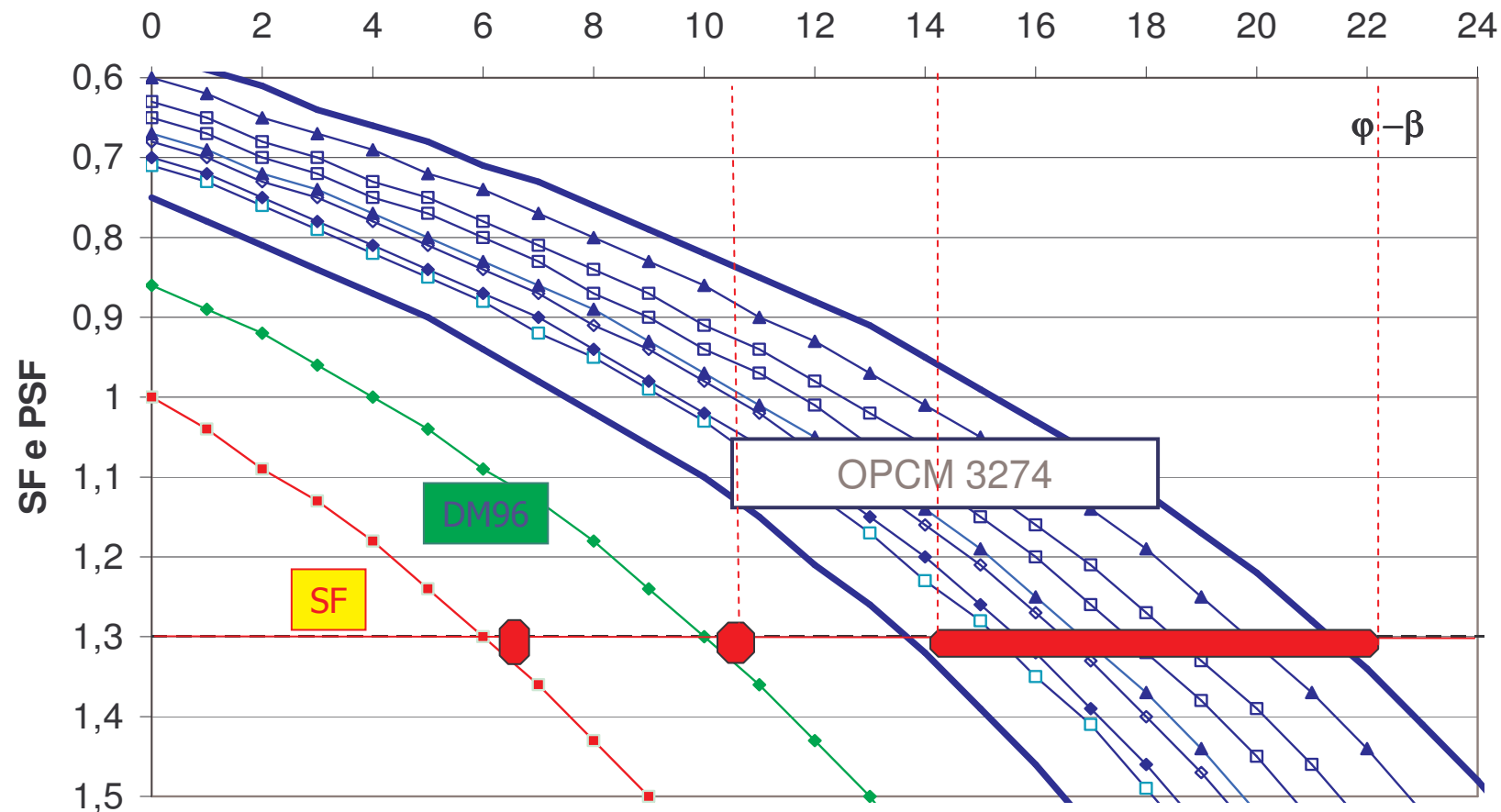
Analisi Pseudostatica I categoria DM96 e zona 1 OPCM 3274



Confronto D.M. 1996 – OPCM 3274

Zona 2, $\varphi' = 30^\circ$

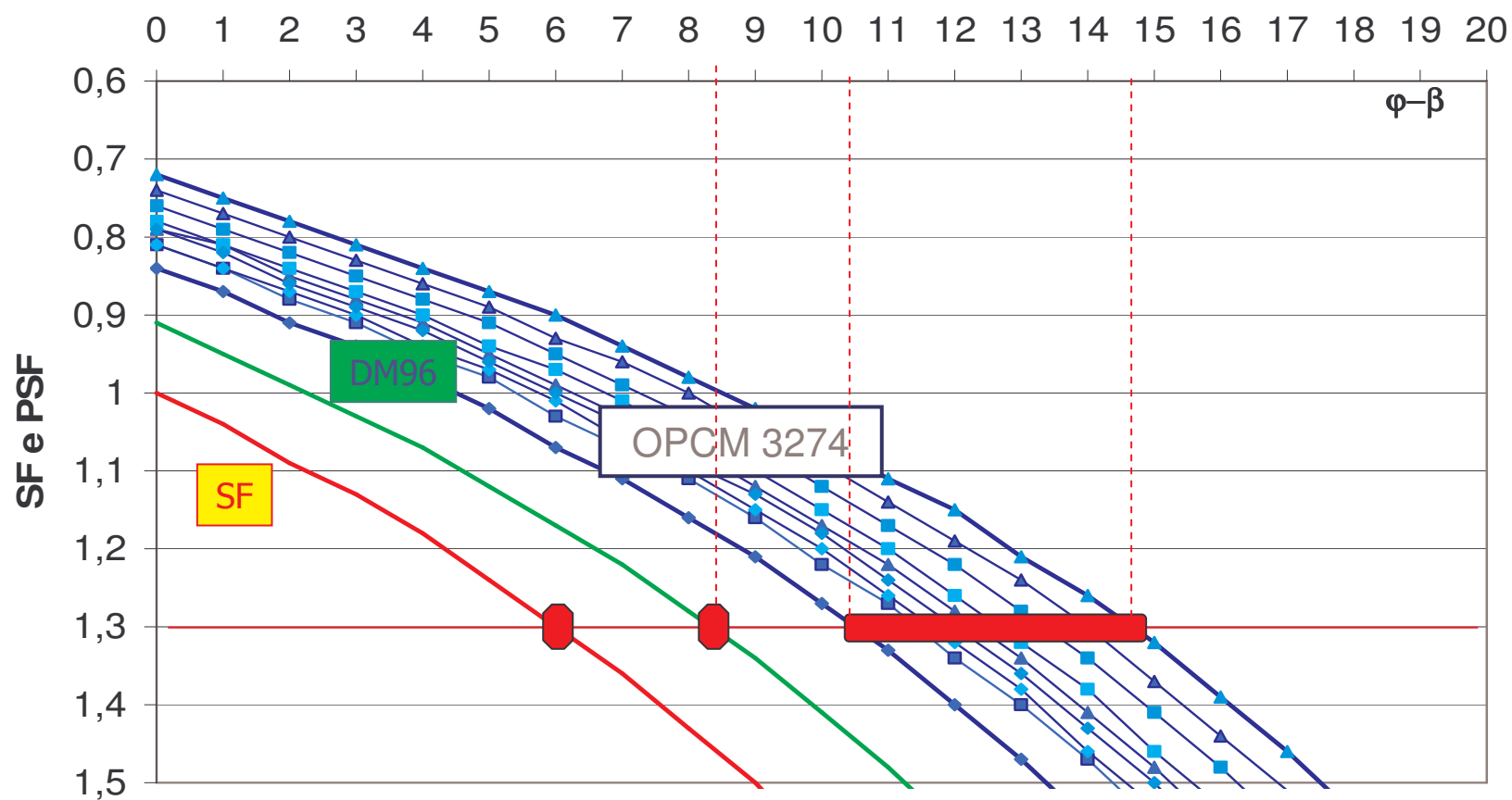
Analisi Pseudostatica II cat DM96 e zona 2 OPCM



Confronto D.M. 1996 – OPCM 3274

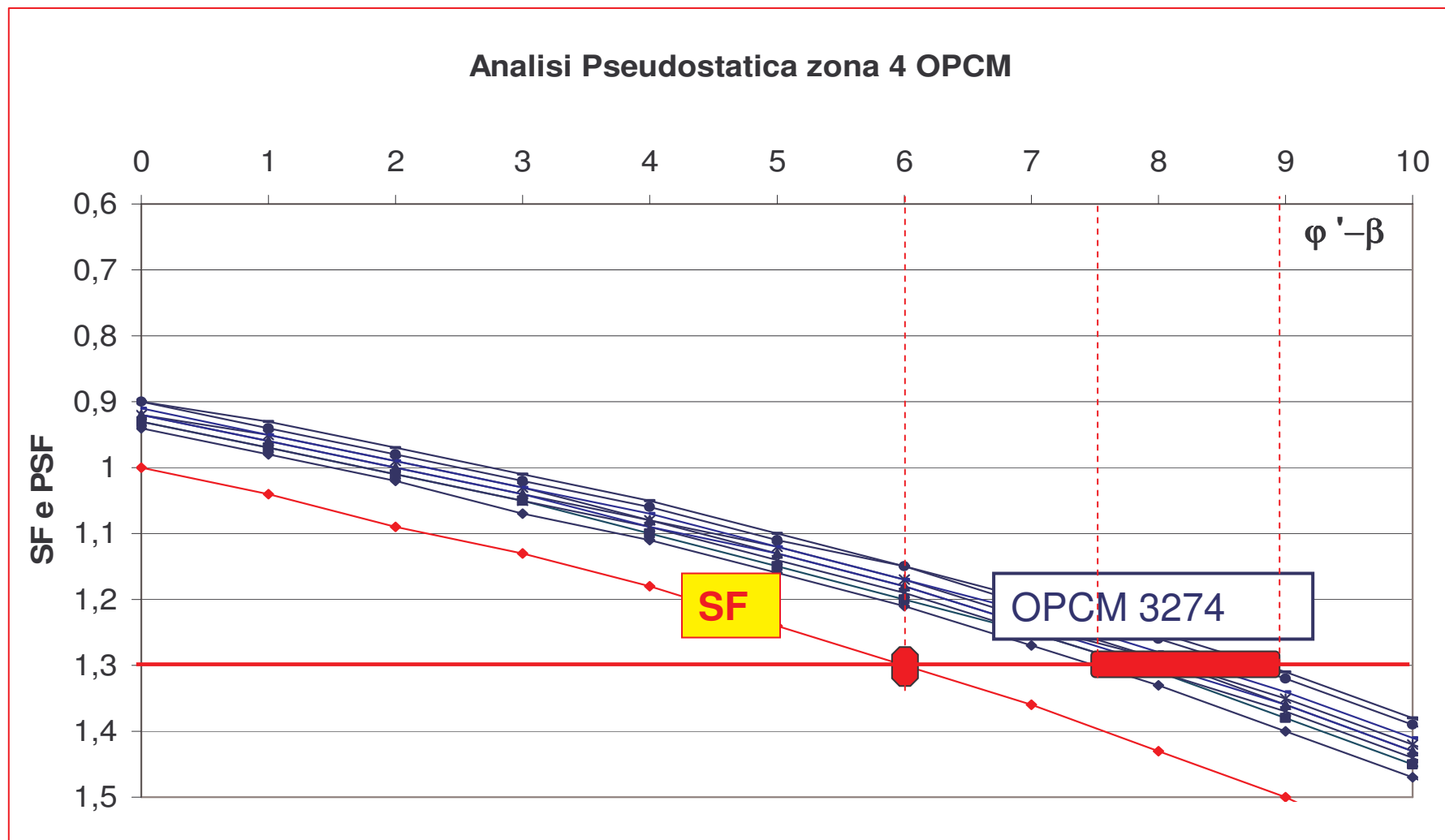
Zona 3, $\varphi' = 30^\circ$

Analisi Pseudostatica III categoria DM 96 e zona 3 OPCM 3274



Confronto D.M. 1996 – OPCM 3274

Zona 4, $\varphi' = 30^\circ$



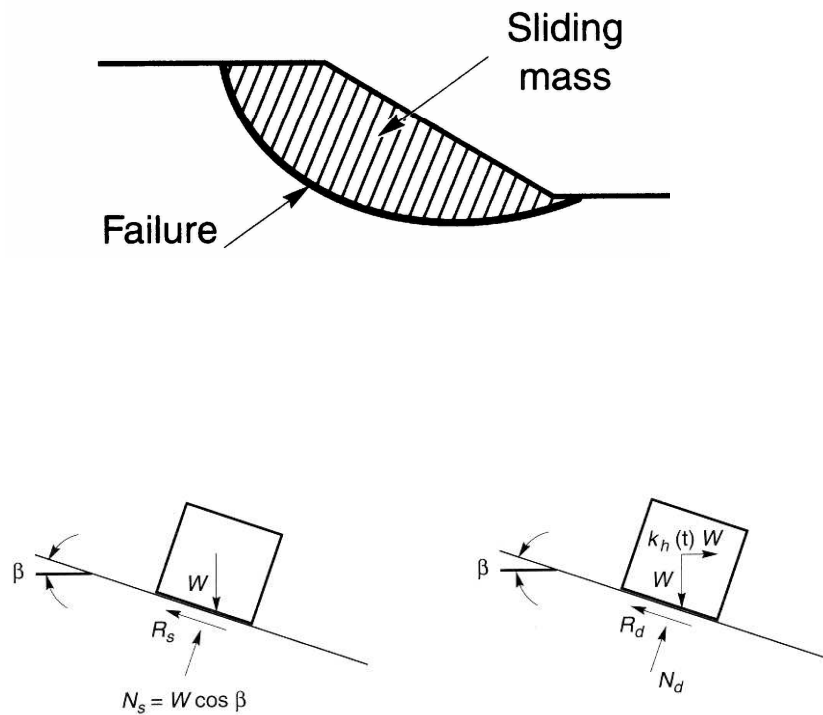
ALLEGATO 4

2 REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

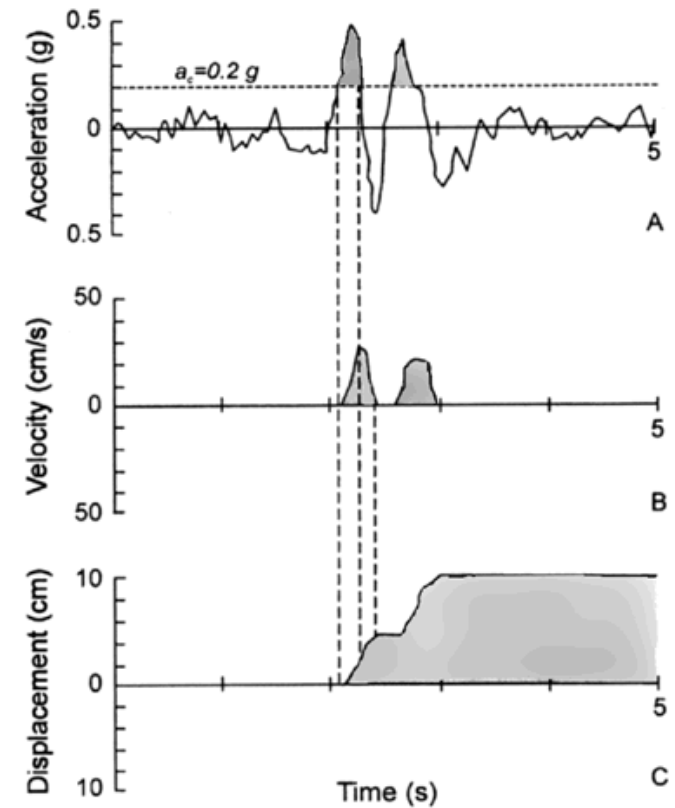
2.2 Stabilità dei pendii

Nei casi in cui i metodi pseudo-statici non sono applicabili, la verifica di stabilità dovrà essere effettuata in campo dinamico, utilizzando un' eccitazione sismica compatibile con quanto definito al punto 3.2 delle *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, con un **modello del terreno** i cui legami costitutivi rappresentino in modo adeguato i fenomeni di aumento delle pressioni interstiziali ed il degrado delle caratteristiche di rigidità e di resistenza sotto azioni cicliche.

(n.d.r. per es. modelli alla Newmark)



Modello di Newmark



*con tale approccio, più razionale, utilizzando un input sismico reale
si "neutralizza" l'effetto delle accelerazioni di picco elevate*

Modello di Newmark

prodotti della casa:

Displacement analysis in earth slope design under seismic conditions

VI Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering - Bath, Giugno 1993
(CMP, Southampton & Elsevier, London 1993)

Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design

(in collab. con E. Fortunato) - 11 World Conference on Earthquake Engineering -
Acapulco, Giugno 1996 (Pergamon, Oxford 1996)

Effects of seismic motion characteristics on earth slope behaviour

(in collab. con C. Viggiani) - First International Conference on Earthquake Geotechnical
Engineering, IS-Tokyo, - Tokyo, Novembre 1995 (Balkema, Rotterdam 1995)

Effects of vertical seismic accelerations on slope displacements

(in collab. con P. Di Stefano) - IV International Conference on Recent Advances in
Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics – San Diego, California, USA,
Marzo 2001

Pendii sotto azioni sismiche: verifica e progetto secondo le nuove normative

(in collab. con F. Moccia) – Incontro commemorativo e scientifico in ricordo del prof.
Arturo Pellegrino – Napoli, 26 Settembre 2005

Input sismico : trattamento dati accelerometrici Italiani

ACCELEROGRAMMI ITALIANI

(componenti orizzontali e verticali)

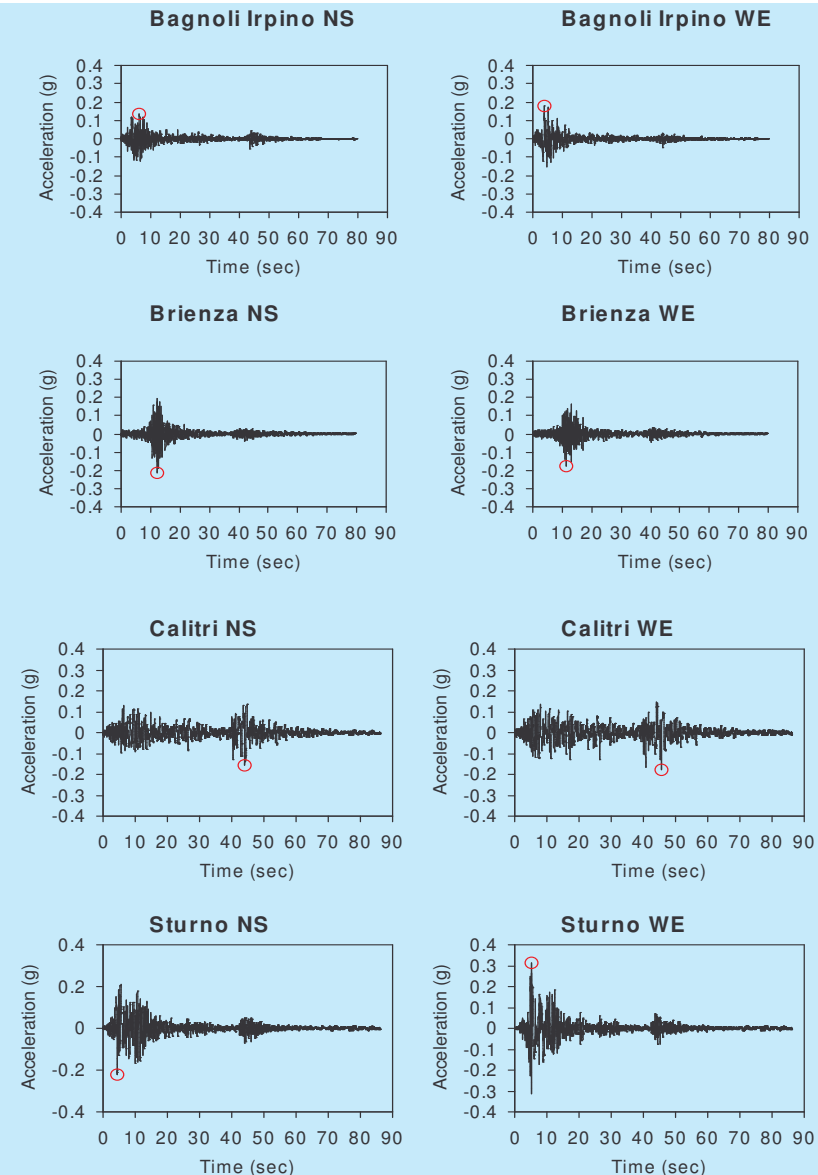
IRPINIA 1980

Bagnoli Irpino
Brienza
Calitri
Sturno

Scalati ai differenti
valori di $a_g * S * S_T$

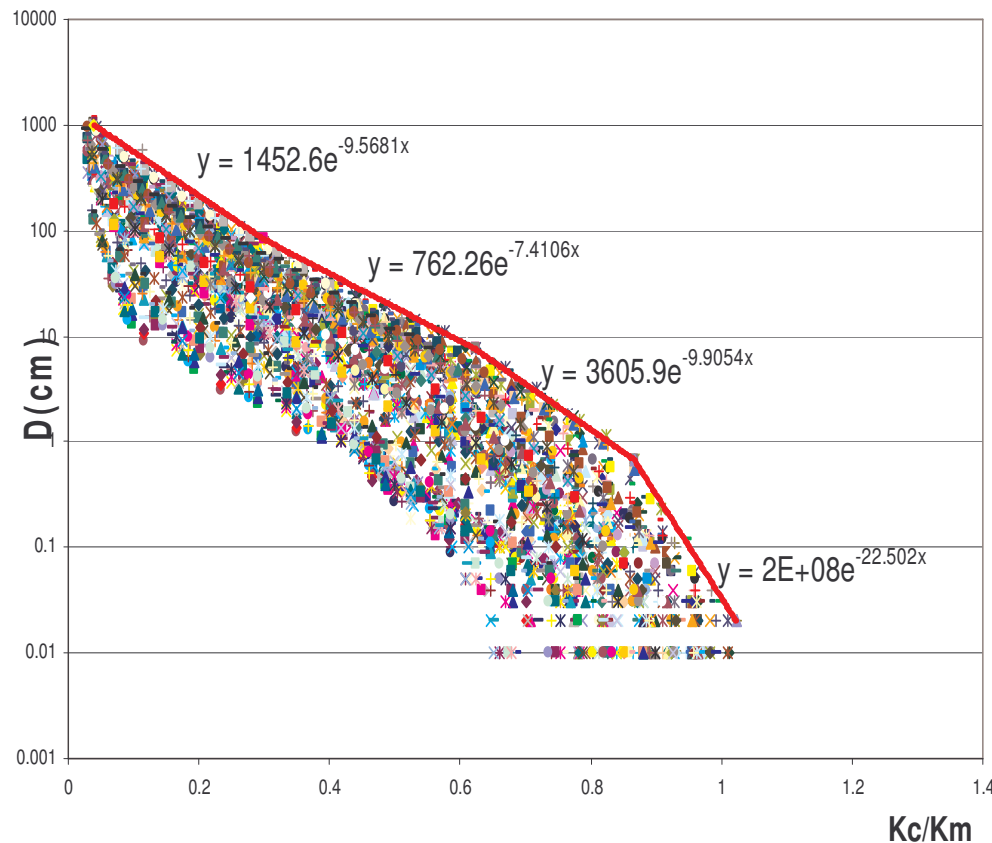
IRPINIA	Comp.	Δt (sec)	T (sec)	a_{max} (g)
Bagnoli Irpino	NS	0.0146	79.152	0.134
23/11/1980 - 18 34' 52"	WE		79.153	0.18
Brienza	NS	0.0146	78.832	0.213
23/11/1980 - 18 34' 52"	WE		78.832	0.176
Calitri	NS	0.0122	86.132	0.154
23/11/1980 - 18 34' 52"	WE		86.132	0.18
Sturno	NS	0.0122	70.748	0.223
23/11/1980 - 18 34' 52"	WE		70.748	0.316

Tabella - Principali caratteristiche degli accelerogrammi considerati



Correlazione di *upper bound*:
legge di spostamento della regione Irpinia

Strumento di Verifica



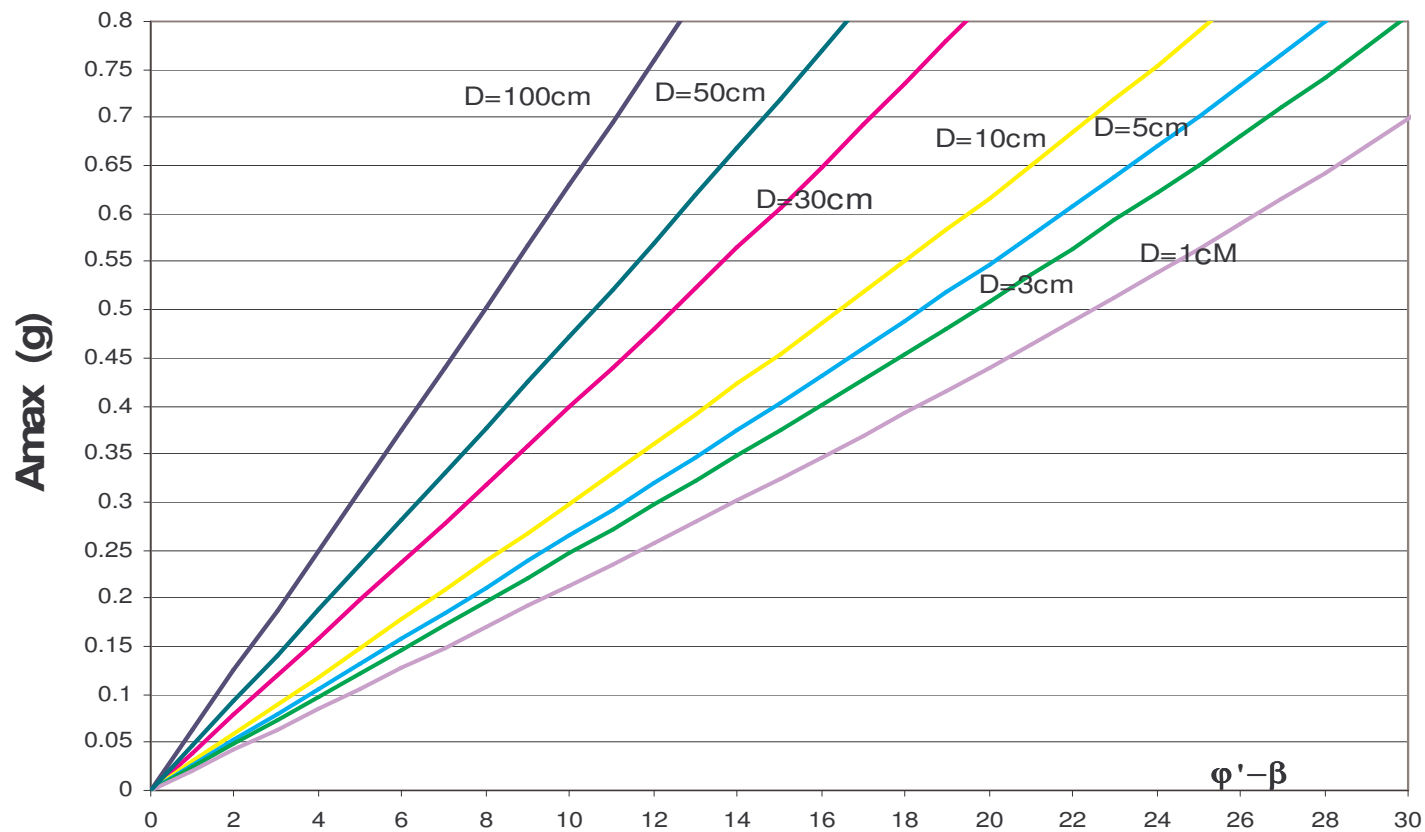
Pendio indefinito, incoerente, asciutto

- Noti i valori di φ' e β è quindi noto $k_c = \tan(\varphi' - \beta)$
- Noto K_m (accelerazione max attesa al sito)
- Leggo il valore dello **SPOSTAMENTO ATTESO**

Correlazione di *upper bound*:
legge di spostamento della regione Irpinia

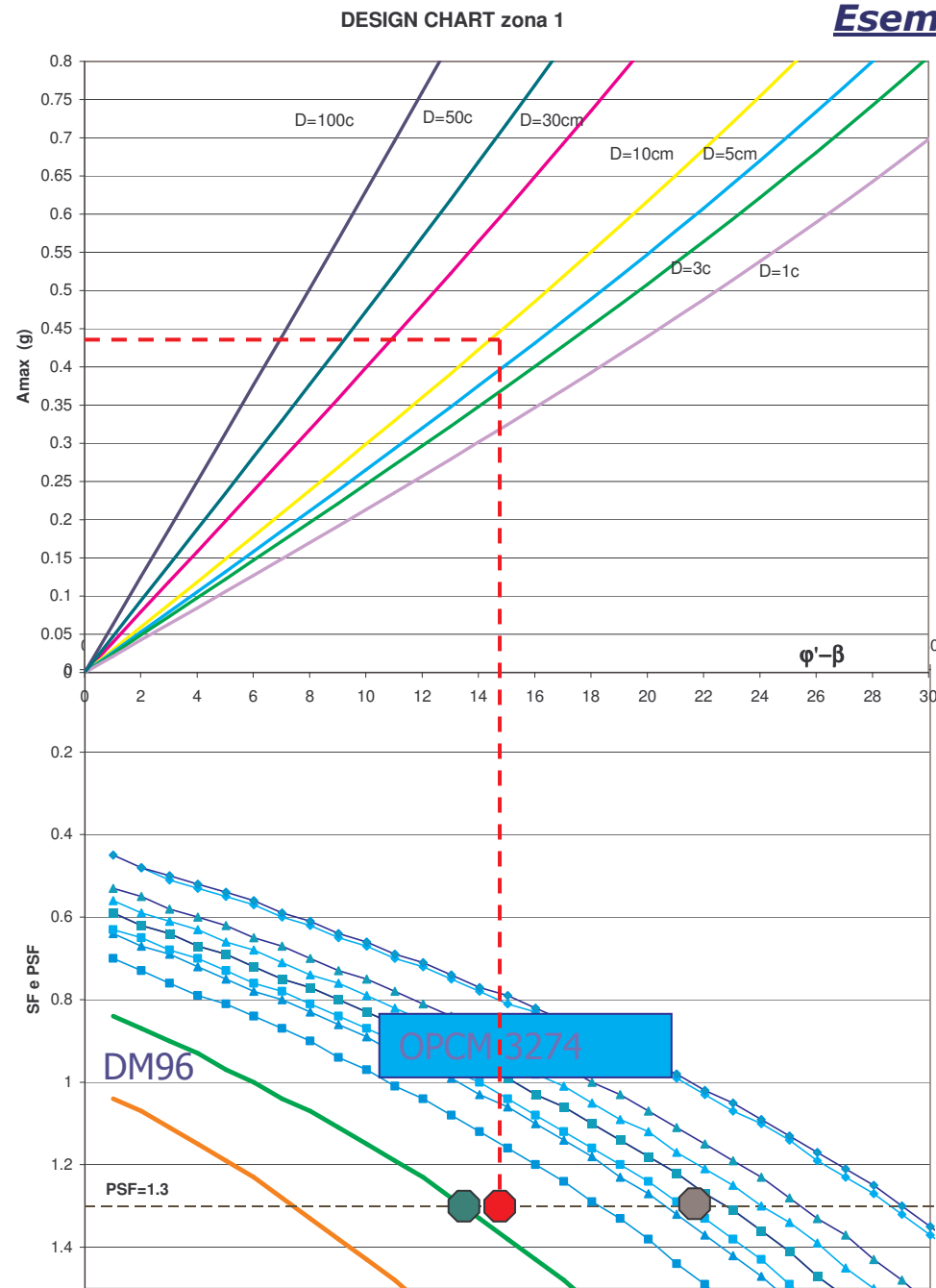
Strumento di Progetto

CARTA DI PROGETTO (DESIGN CHART) per Zona 1



Correlazione di upper bound:
legge di spostamento della regione Irpinia

Strumento di Progetto



Esempio di applicazione del Metodo degli spostamenti

Esempio:

$S = 1.25$, $S_T = 1$

$A_{max} = 0.437$ g

REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

CONCLUSIONI (1)

Per quanto concerne i **pendii**

L'approccio pseudostatico è trattato in modo chiaro

Esso fornisce risultati gravosi, considerati i valori di accelerazione

da cui scaturiscono le forze d'inerzia pseudostatiche

*Senza dubbio più interessanti gli approcci **innovativi***

(ad es. valutazione di spostamenti permanenti)

che però sono solamente accennati

e non sono, ad oggi, ben consolidati nella pratica tecnica comune

REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

CONCLUSIONI (2)

- A livello normativo, evidentemente, non è conveniente "cancellare" di colpo un patrimonio culturale consolidato della comunità tecnica,
per cui sarebbe auspicabile "conservare" il classico approccio pseudo-statico
- Le normative in evoluzione dovrebbero "confezionare" metodi pseudo-statici con una valutazione "oculata" dei coefficienti sismici,
da tarare, ad esempio, sulla base di analisi più avanzate (vedi, metodo degli spostamenti)

(*n.d.r.* e ciò stato fatto nel nuovo All. 4 dell'AGI)

Domande ?

Arrivederci a domani