

# AZIONI SISMICHE SECONDO LA RECENTE NORMATIVA ITALIANA E GLI EUROCODICI

## SEISMIC ACTIONS ACCORDING TO THE RECENT ITALIAN AND EUROPEAN CODES

DIEGO LO PRESTI(\*), ELENA MENSI(\*\*) & ORONZO PALLARA(\*\*)

(\*) Università degli Studi di Pisa - Dipartimento di Ingegneria Civile - Via Diotisalvi, 2 - 56126 Pisa (Italy)

(\*\*) Politecnico di Torino - DISTR - Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 Torino (Italy)

### RIASSUNTO

Questo articolo confronta lo spettro di risposta elastico, prescritto dall'EC8 (2003) parte 1, con quelli ricavati attraverso analisi lineari equivalenti 1D effettuate in un certo numero di siti ben caratterizzati in Toscana (Italia). La caratterizzazione del suolo è stata effettuata nell'ambito di un programma sovvenzionato dalla Regione Toscana e mirato alla valutazione degli effetti locali di sito e alla riduzione del rischio sismico. Gli spettri di riferimento sono stati selezionati secondo il tipo di suolo e la magnitudo attesa. Viene valutata l'influenza della variabilità del tipo di suolo e del tipo di input sullo spettro di risposta. Il tipo di suolo viene identificato sia attraverso il profilo di velocità delle onde di taglio ( $V_{s30}$ ) sia attraverso il risultato di prove penetrometriche ( $N_{spt}$ ). Si discutono anche le indicazioni più rilevanti della Normativa Italiana (OPCM-3274/2003, Norme Tecniche per le Costruzioni 2005), che rappresentano un'applicazione modificata degli Eurocodici in Italia.

### INTRODUZIONE

La parte 1 dell'EC8 (2003), prescrive 2 serie (Tipo 1 e 2) di spettri di risposta elastici in funzione della magnitudo attesa del terremoto di progetto. Ogni serie consta di 5 diversi spettri che dipendono dal tipo di suolo. Più precisamente:

- la forma dello spettro di risposta elastico è la stessa per lo Stato Limite Ultimo (ULS) e per lo Stato Limite di Danno (DLS);
- l'azione sismica orizzontale è definita da 2 componenti orizzontali indipendenti;
- lo spettro di risposta elastico orizzontale è definito dalle equazioni da (1) a (4).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S [1 + (T/T_B) (\eta 2.5 - 1)] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 (T_C/T) \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 (T_C T_D / T^2) \quad (4)$$

dove:  $S_e(T)$  = ordinata dello spettro elastico;  $T$  = periodo di un sistema SDOF;  $a_g = \gamma_1 k a_{gR}$  è l'accelerazione al suolo di progetto per suolo di tipo A, stabilita dalle autorità nazionali, per un periodo di ritorno di riferimento  $T_{NCR}$  (valore suggerito per ULS 475 anni) o per un valore di riferimento della probabilità di eccedenza in 50 anni  $P_{NCR}$  (valore suggerito per ULS 10 %) o per un dato periodo di vita

### ABSTRACT

This paper compares the elastic response spectra, prescribed by EC8 (2003) part 1, to those inferred by means of 1D equivalent - linear analyses in a number of well characterized sites in Tuscany (Italy). Soil characterization has been done in the framework of a program supported by the Regional Government of Tuscany and devoted to the assessment of local site effects and to the reduction of seismic risk. Reference spectra have been selected according to the type of soil and expected Magnitude. Influence of the variability of soil properties and input motion on the response spectra is considered. Identification of the type of soil has been accomplished by means of both shear wave velocity profile ( $V_{s30}$ ) and penetration test results ( $N_{spt}$ ). The relevant prescriptions of recently established Italian codes (OPCM-3274/2003, Norme Tecniche per le Costruzioni 2005), which represent a partial implementation of EC8 in Italy, are also discussed.

### INTRODUCTION

EC8 (2003) part 1, prescribes two sets (Type 1 and 2) of elastic response spectra, depending on the expected Magnitude of the design earthquake. Each set consists of five different spectra which depend on the type of soil. More precisely:

- the shape of the elastic response spectrum is taken the same for both the Ultimate Limit State (ULS) and the Damage Limit State (DLS);
- the horizontal seismic action is described by two orthogonal independent components;
- the horizontal elastic response spectrum is defined by eqs. (1) to (4).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S [1 + (T/T_B) (\eta 2.5 - 1)] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 (T_C/T) \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 (T_C T_D / T^2) \quad (4)$$

where:  $S_e(T)$  = elastic spectrum ordinate;  $T$  = period of a SDOF system;  $a_g = \gamma_1 k a_{gR}$  is the design ground acceleration for type A soil, established by National Authorities, for a given reference return period  $T_{NCR}$  (suggested value for ULS 475 years) or reference probability of exceedance  $P_{NCR}$  in 50 years (suggested value for ULS 10 %) or a given life time of the construction  $T_L$ ;  $\gamma_1$  = importance factor

della costruzione  $T_L$ ;  $\gamma_I$  = fattore di importanza per considerare diversi periodi di ritorno;  $k$  = fattore di modifica per considerare speciali situazioni regionali;  $\eta$  = fattore di correzione dello smorzamento ( $\eta=1$  quando lo smorzamento strutturale  $\xi=5\%$ );  $T_B$ ,  $T_C$  = limiti per accelerazioni costanti;  $T_D$  limite oltre il quale lo spostamento della risposta elastica è costante;  $S$  = parametro del suolo.

Gli Annessi nazionali dovrebbero definire valori appropriati di  $k$  (si suggerisce di assumere  $k = 1$ ) e, attraverso le mappe di zonazione,  $a_{gR}$ . L'EC8 suggerisce semplici relazioni tra un generico periodo di ritorno ( $T_R$ ), una generica probabilità di eccedenza ( $P_L$ ), ed un generico tempo di vita della costruzione ( $T_L$ ). Relazioni altrettanto semplici vengono stabilite per il fattore di importanza ( $\gamma_I$ ):

$$T_R = - [T_L / \ln (1-P_L)] \quad (5)$$

$$\gamma_I = (P_{NCR}/P_L)^{1/3} = (T_L/T_{LR})^{1/3} \quad (6)$$

dove:  $P_{NCR}$  e  $T_{LR}$  sono in questo caso rispettivamente i valori di riferimento della probabilità di eccedenza e del tempo di vita della costruzione.

Il parametro  $S$ , e i periodi  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  dipendono dal tipo di suolo. Le tabelle 1 e 2 riassumono i valori prescritti dei citati parametri rispettivamente per gli spettri elastici Tipo 1 e Tipo 2. Lo spettro elastico Tipo 2 dovrebbe essere usato nel caso in cui il terremoto che maggiormente contribuisce al rischio sismico (in un contesto di approccio probabilistico) abbia magnitudo delle onde di superficie  $M_s \leq 5.5$ .

Soil type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B	1.2	0.15	0.50	2.0
C	1.15	0.20	0.60	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0
E	1.4	0.15	0.50	2.0

Tab. 1 - Parametri per Spettro Elastico Orizzontale tipo 1  
- Parameters for type 1 Horizontal Elastic Spectrum

Le normative italiane (OPCM – 3274 2003, Norme Tecniche per le Costruzioni 2005) definiscono gli spettri elastici utilizzando le equazioni da (1) a (4), ma per gli ULS e DLS sono prescritti spettri diversi (Norme Tecniche per le Costruzioni 2005). I parametri da utilizzare per gli ULS e DLS sono riportati in Tabella 3a e 3b. Tuttavia, la prescrizione di diversi spettri in funzione del tipo di analisi allo Stato Limite sembra abbastanza discutibile.

D'altra parte gli spettri prescritti dalle normative italiane sono indipendenti dalla magnitudo attesa.

I tipi di suolo sono definiti nello stesso modo dall' EC8, dall'OPCM – 3274 e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Tale definizione si basa sul profilo stratigrafico, sulla media delle velocità delle onde di taglio dei primi 30 m ( $V_{s30}$ ), sul numero di colpi/(30 cm) di SPT ( $N_{spt}$ ), e sul valore di resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ ).

to account for different return period;  $k$  = modification factor to account for special regional situations;  $\eta$  = damping correction factor ( $\eta=1$  when the structural damping  $\xi=5\%$ );  $T_B$ ,  $T_C$  = limits for constant acceleration;  $T_D$  limit beyond which the elastic response displacement is constant;  $S$  = soil parameter.

National annexes should define appropriate values of  $k$  (it is suggested to assume  $k = 1$ ) and, through zonation maps,  $a_{gR}$ . Simple relationships are suggested between a given return period ( $T_R$ ), a given probability of exceedance ( $P_L$ ) and a given life time of the construction ( $T_L$ ). Simple relationships are also suggested for the importance factor ( $\gamma_I$ ):

$$T_R = - [T_L / \ln (1-P_L)] \quad (5)$$

$$\gamma_I = (P_{NCR}/P_L)^{1/3} = (T_L/T_{LR})^{1/3} \quad (6)$$

where:  $P_{NCR}$  and  $T_{LR}$  are respectively reference probability of exceedance and life time of the construction.

Parameter  $S$ , and periods  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  depend on the type of soil. Tables 1 and 2 summarize respectively for Type 1 & 2 elastic spectra the values prescribed for the above parameters. Type 2 elastic spectrum should be used in the case that the earthquake which mostly contribute to the seismic hazard (in the framework of a probabilistic approach) has Magnitude of surface wave  $M_s \leq 5.5$ .

Soil type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Tab. 2 - Parametri per Spettro Elastico Orizzontale tipo 2  
- Parameters for type 2 Horizontal Elastic Spectrum

Italian codes (OPCM – 3274 2003, Norme Tecniche per le Costruzioni 2005) define elastic spectra using equations (1) to (4), but different spectra are prescribed for ULS and DLS (Norme Tecniche per le Costruzioni 2005). The parameters that should be used for the ULS and DLS are reported in Table 3a and 3b. Anyway, the prescription of different spectra depending on the type of Limit State analysis appears rather questionable.

On the other hand, spectra, prescribed by the Italian codes, do not depend on the expected Magnitude.

Soil types are defined in the same way by EC8, OPCM – 3274 and Norme Tecniche per le Costruzioni. Such a definition is based on stratigraphic profile, average shear wave velocity of the first 30 m ( $V_{s30}$ ), number of blow/(30 cm) from SPT ( $N_{spt}$ ), and undrained shear strength ( $C_u$ ).

Soil Type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B, C, E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0

Tab. 3a - Parametri per lo Spettro Elastico Orizzontale ULS (OPCM 3274, 2003; Norme Tecniche per le costruzioni, 2005)  
 - *Parameters for ULS Horizontal Elastic Spectrum (OPCM 3274, 2003; Norme Tecniche per le costruzioni, 2005)*

La Tabella 4 riassume i criteri prescritti per identificare il tipo di suolo in termini di  $V_{s30}$  e di  $N_{spt}$ . Le normative citate considerano anche terreni molto sciolti o soffici (S1 and S2) che non sono discussi in questo articolo.

Per quanto riguarda la zonazione sismica, le normative italiane prescrivono l'accelerazione di riferimento di Tabella 5.

Si sta valutando l'eventuale introduzione di sotto zone con valori intermedi di  $a_{gR}$ .

I valori di PGA riportati in Tabella 5 si riferiscono ad un periodo di ritorno di 475 anni (cioè ad un valore del 90% di probabilità di non eccedenza in 50 anni). L'OPCM 3274 (2003) considera un periodo di ritorno di 72 anni (50% di probabilità di non eccedenza in 50 anni) per lo stato limite di danno. Allo stesso tempo, l'OPCM 3274 (2003) considera un fattore di importanza  $\gamma_I$  che assume valore di 1.0 (edifici ordinari), 1.2 (edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, ad esempio scuole e teatri), 1.4 (edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile, ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (2005) considerano 2 diversi tipi di costruzioni (divise secondo classi di importanza).

Classe 1: vita utile 50 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 500 anni (probabilità di non superamento del 90%). Riguarda le costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Classe 2: vita utile 100 anni, periodo di ritorno da considerare per

Soil Type	$V_{s30}$ (m/s)	$N_{spt}$ (blow/30 cm)
A	>800	---
B	360-800	>50
C	180-360	15-50
D	<180	<15
E	(*)	---

Tab. 4 - Categorie di suolo  
 - *Ground conditions*

(\*) Il tipo di suolo E è formato da 5-20 m di suolo tipo C o D giacenti su suolo tipo A. Questa definizione è una logica e libera interpretazione degli scriventi di quanto riportato nelle norme citate. Gli scriventi reputano formalmente ambigua la definizione delle norme citate perché non è possibile calcolare  $V_{s30}$  per strati non più spessi di 20 m

(\*) Soil type E consists of 5 to 20 m of soil like C or D underlain by soil type A. The above reported definition is the authors' interpretation of what reported on the cited codes. In fact EC8 and OPCM 3274 define type E soil in an ambiguous way, referring to  $V_{s30}$  values for layers not exceeding 20 m thickness

Soil Type	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B, C, E	1.5	0.05	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2

Tab. 3b - Parametri per lo Spettro Elastico Orizzontale DLS (Norme Tecniche per le costruzioni, 2005)  
 - *Parameters for DLS Horizontal Elastic Spectrum (Norme Tecniche per le costruzioni, 2005)*

Table 4 summarizes the criteria, prescribed to identify the soil type, in terms of  $V_{s30}$  and  $N_{spt}$ . The above mentioned codes also consider very loose or soft soils (S1 and S2) which are not discussed in this paper.

As for the seismic zonation, the Italian codes prescribe the reference acceleration of Table 5. Possible introduction of sub – zone with intermediate values of  $a_{gR}$  is under discussion.

The PGA values reported in Table 5 refer to a return period of 475 years (i.e. a 90% of probability of non –exceedance in 50 years). OPCM 3274 (2003) considers a return period of 72 years (50 % of probability of non –exceedance in 50 years) for the DLS. At the mean time, OPCM 3274 (2003) considers an importance factor  $\gamma_I$  which assumes values of 1.0 (ordinary constructions), 1.2 (buildings like schools or theaters where an earthquake – induced collapse could cause dramatic consequences), 1.4 (buildings whose functionality during an earthquake is vital for civil protection roles, like hospitals and fire stations).

Norme Tecniche per le Costruzioni (2005) consider two different type of constructions (divided by class of importance).

Class 1: life time of 50 years, return period of 500 years (probability of non exceedance 90%). This class includes buildings for domestic and residential activities. The eventual collapse of such a building does not involve an environmental risk. The building is not used for essential public and social activities. In case of industries, the activities are not dangerous. In case of infrastructures like railways and motorways, their temporary interruption is acceptable without dramatic consequences.

Zone	PGA	$a_{gR}$
4	<0.05	0.05
3	0.05-0.15	0.15
2	0.15-0.25	0.25
1	>0.25	0.35

Tab. 5 - Accelerazioni di riferimento al suolo per individuare le zone sismiche (normative italiane)  
 - *Ground acceleration for seismic zone (italian codes)*

PGA = Accelerazione di picco al suolo da studi probabilistici,  $a_{gR}$ = accelerazione di riferimento prescritta per suolo ideale tipo A per ULS

PGA = Peak ground acceleration from probabilistic hazard studies.  $a_{gR}$ = prescribed acceleration on type A soil for the ULS

i fenomeni naturali coinvolti 1000 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti o sociali essenziali.

### VALIDAZIONE DI DIVERSI CRITERI PER STABILIRE IL TIPO DI SUOLO

#### Database disponibile

Il database disponibile consiste in sondaggi eseguiti in 62 siti ubicati in 34 diversi comuni della Toscana. Per ogni sito, i dati sono i seguenti:

- profili stratigrafici da fori di sondaggio, con misure SPT;
- profili di velocità di onde di taglio ( $V_S$ ) da prove Down-Hole (DH) eseguite nei fori;
- profili di velocità di onde di taglio ( $V_S$ ) da prove di sismica a rifrazione eseguite generando onde di taglio di compressione e polarizzate orizzontalmente (SH);
- prove di colonna risonante (RCT), prove di taglio torsionale ciclico (CLTST), prove triassiali cicliche (CLTX) eseguite su campioni indisturbati (non eseguibili su ogni foro di sondaggio e per tutti i tipi di suolo);
- prove penetrometriche dinamiche (DP), eseguite usando un cono di diametro 51 mm con un angolo di 60° al vertice (il peso e l'altezza di caduta del maglio sono gli stessi che per gli SPT, considerando il n. colpi ogni 20 cm di penetrazione). Questo tipo di prova è stato eseguito in pochi siti.

Le prove citate sono state eseguite per verificare la sicurezza sismica degli edifici pubblici esistenti (scuole, ecc.) alla luce delle nuove normative Italiane.

#### Geologia locale

La geologia locale comprende principalmente le formazioni elencate in Tabella 6.

Formazioni geologiche	Spessore (m)	$V_s$ (m/s)
Depositi detritici Olocenici (DT)	< 15	100–350
Depositi alluvionali Olocenici (ALL-CT)	< 15	250–500
Alluvioni terrazzate Pleistoceniche (CT/MG-AT)	< 15	300–600
Depositi fluvio-lacustri Plio-Pleistocenici (ARG-CG)	< 15	500–800
Macigno Oligocenico (MG)	- - -	700–1730
Argille - Calcari Paleocenici-Eocenici (AC)	- - -	700–1400

Tab. 6 - Formazioni geologiche

Class 2: life time of 100 years, return period of 1000 years (probability of non exceedance 90%). This class includes buildings where people may congregate. The building is used for essential public and social activities. In case of industries, the activities are dangerous for the environment. In case of infrastructures like railways and motorways, their interruption is not acceptable.

### VALIDATION OF DIFFERENT CRITERIA TO IDENTIFY SOIL TYPE

#### Available database

The available database consists of investigations performed in 62 sites located in 34 different towns of Tuscany. For each site, data consists of the following:

- stratigraphic profile from boreholes, with SPT measurements;
- shear wave velocity ( $V_S$ ) profile from Down-Hole (DH) tests performed in the boreholes;
- shear wave velocity ( $V_S$ ) profile from seismic refraction tests performed generating both compression (P) and horizontally polarized shear waves (SH);
- resonant column tests (RCT), cyclic loading torsional shear tests (CLTST), cyclic loading triaxial tests (CLTX) performed on undisturbed samples (not available for all boreholes and any type of soil);
- dynamic penetration tests (DP), performed by using a cone 51 mm in diameter and with an apex angle of 60° (hammer weight and falling height are the same as for the SPT, blowcounts every 20 cm penetration). This type of tests has been performed in few sites.

The above mentioned investigations have been performed to verify the seismic safety of existing public constructions (schools, etc.) in the light of the new Italian codes.

#### Local geology

Local geology mainly consists of the formations listed in Table 6.

Geological formations	Thickness (m)	$V_s$ (m/s)
Holocene debris deposits (DT)	< 15	100–350
Holocene alluvial deposits (ALL-CT)	< 15	250–500
Pleistocene alluvial terrace (CT/MG-AT)	< 15	300–600
Plio-Pleistocene fluvial-lacustrine deposits (ARG-CG)	< 15	500–800
Oligocene sandstone (MG)	- - -	700–1730
Paleo-Eocene Claystone – Limestone (AC)	- - -	700–1400

Tab. 6 - Geological formations

*Identificazione del tipo di suolo attraverso prove SPT (DP), DH ed SH*

I tipi di suolo sono stati identificati attraverso i valori di  $N_{spt}$  e  $V_{s30}$  in 18 siti. Solo per tre casi sono stati ottenuti risultati diversi tra loro. I risultati di SPT classificano i suoli nella categoria immediatamente sotto o sopra quella definita sulla base del  $V_{s30}$ .

**CONFRONTO TRA SPETTRI DI RISPOSTA CALCOLATI E PESCRI**

Gli spettri di risposta elastici ( $\xi = 5\%$ ) sono stati calcolati in 19 diversi siti attraverso analisi lineari equivalenti eseguite con il codice EERA (BARDET *et alii*, 2000). Le analisi sono state ripetute per tenere in considerazione la variabilità delle velocità delle onde di taglio degli strati.

Con il termine variabilità ci si riferisce a quella osservata in un dato sito confrontando profilo stratigrafico, dati provenienti da DH e da SH.

Le prove di laboratorio (Prove di colonna risonante – RCT, Prove di taglio torsionale ciclico – CLTST, Prove triassiali cicliche – CLTX) sono state utilizzate per determinare la variazione di rigidità  $G$  ed il rapporto di smorzamento ( $D$ ) in funzione della deformazione di taglio ( $\gamma$ ). Per ogni determinata formazione geologica sono state considerate le variazioni della rigidità e del rapporto di smorzamento ripetendo i calcoli con gli involucri superiori ed inferiori delle curve  $G/\gamma$  e  $D/\gamma$ . A causa del numero limitato di prove di laboratorio in confronto all'estensione dell'area investigata, si è considerata l'intera variabilità di ogni formazione geologica.

Gli accelerogrammi da applicare all'affioramento roccioso sono stati ottenuti attraverso la procedura seguente (MENSI *et alii*, 2004; LAI *et alii*, 2005):

- definizione della PGA in ogni sito attraverso analisi probabilistica standard della pericolosità;
- de-aggregazione dell'analisi di pericolosità ( $T_R = 475$  anni) per ottenere la coppia magnitudo-distanza che contribuisce maggiormente a determinare la pericolosità. Sono state ottenute le seguenti coppie:  $M=5.3$   $d=10.2$  km (MENSI *et alii*, 2004),  $M=5.4$   $d=13$  km (LAI *et alii*, 2005);
- selezione di accelerogrammi naturali sismo compatibili a meno di una certa tolleranza con le coppie M-d. La maggiore tolleranza è stata adottata da LAI *et alii* (2005) al fine di garantire la compatibilità con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa italiana. Nello specifico è stata adottata da LAI *et alii* (2005) una tolleranza di  $\Delta M=0.2-0.5$  e  $\Delta d=9-17$  km e  $5-20$  km.

Sulla base della procedura sopra descritta sono stati utilizzati tre accelerogrammi selezionati da MENSI *et alii*, 2004 (A1, A2, A3) e altri tre selezionati da LAI *et alii*, 2005 (A6.1, A6.2, A6.3).

In alternativa è stato utilizzato un accelerogramma artificiale ottenuto dallo spettro di risposta elastico probabilistico su roccia (FERRINI *et alii*, 2000) utilizzando la procedura proposta da SABETTA & PUGLIESE (1996).

*Identification of soil type from SPT (DP), DH and SH tests*

Ground conditions have been identified by means of  $N_{spt}$  and  $V_{s30}$  at 18 sites. Only in three cases different indications have been obtained. More specifically, in such cases, SPT results classify the soils in the category immediately above or below that selected on the basis of  $V_{s30}$ .

**COMPUTED VS. PRESCRIBED RESPONSE SPECTRA**

Elastic response spectra ( $\xi = 5\%$ ) have been computed at 19 different sites by means of 1D equivalent – linear analyses run by means of EERA (BARDET *et alii*, 2000). Analyses have been repeated to account for local variability of shear wave velocity of strata.

The local variability refers to that observed at a given site by comparing stratigraphic profile, DH and SH data.

Laboratory tests (Resonant Column Test – RCT, Cyclic Loading Torsional Shear Test – CLTST, Cyclic Loading Triaxial Test – CLTX) were used to determine the variation of stiffness ( $G$ ) and damping ratio ( $D$ ) with shear strain ( $\gamma$ ). For a given geologic formation the variability of stiffness and damping ratio has been considered by repeating the computations with the upper and lower envelopes of the  $G/\gamma$  and  $D/\gamma$  curves. Because of the limited number of laboratory tests, in an comparison to the extension of the investigated area, the whole variability of a given geologic formation has been considered.

Input motion (accelerograms at the rock outcrop) has been obtained by means of the following procedure (MENSI *et alii*, 2004, LAI *et alii*, 2005):

- definition of PGA at each site by means of standard probabilistic hazard analysis;
- de-aggregation of the hazard analysis ( $T_R = 475$  years) to obtain the Magnitude-distance couple which mostly contribute to determine the hazard. The following couples have been obtained:  $M=5.3$   $d=10.2$  km (MENSI *et alii*, 2004),  $M=5.4$   $d=13$  km (LAI *et alii*, 2005);
- selection of free-field natural accelerograms seismically compatible with the M-d couples, given a certain tolerance. The largest tolerance was adopted by LAI *et alii* (2005) in order to guarantee the compatibility with the elastic response spectra prescribed by the Italian code. More specifically a tolerance of  $\Delta M=0.2-0.5$  and  $\Delta d=9-17$  km and  $5-20$  km was adopted by LAI *et alii* (2005).

On the basis of the above described procedure, three accelerograms selected by MENSI *et alii*, 2004 (A1, A2, A3) and another three selected by LAI *et alii*, 2005 (A6.1, A6.2, A6.3) have been used.

As an alternative, an artificial accelerogram, obtained from the probabilistic elastic spectrum on rock (FERRINI *et alii*, 2000) according to the procedure suggested by SABETTA & PUGLIESE (1996) was used.

Le figure da 1a a 1f e da 2a a 2f riassumono rispettivamente le curve  $G/Go-\gamma$  e  $D-\gamma$  utilizzate per diverse formazioni geologiche. Le figure da 3a a 3g mostrano gli accelerogrammi utilizzati.

E' utile ricordare che in caso di depositi alluvionali (ALL) i dati tracciati si riferiscono sia a campioni di ghiaia indisturbati prelevati con il metodo del congelamento in situ (LO PRESTI *et alii*, 2005) sia a campioni sabbiosi limosi recuperati con metodi tradizionali.

Le analisi riassunte in Tabella 7 sono state eseguite per ognuno dei sette accelerogrammi scelti.

Numero combinazioni	$V_S$ (substrato)	$V_S$ (strati superficiali)	involuppi $G-\gamma$ $D-\gamma$
1	max	min	max
2	max	min	min
3	min	min	max
4	min	min	min
5	max	max	max
6	max	max	min

Tab. 7 - Analisi eseguite

Per valutare i risultati delle analisi sono stati confrontati il valore di PGA, lo spettro di risposta elastico ed un parametro sintetico di amplificazione.

Il parametro di amplificazione è così definito:

$$F_a = \frac{\int_{0.1}^{0.5} PSA_{(deposito)} / \int_{0.1}^{0.5} PSA_{(outcrop)} \quad (9)$$

dove: PSA = accelerazione spettrale calcolata alla sommità del deposito o all'affioramento, integrata tra 0.1 e 0.5 s (corrispondenti ai periodi più ricorrenti delle costruzioni esistenti nell'area di studio). Questa definizione di un parametro di amplificazione sintetico è simile a quella proposta da PERGALANI *et alii* (1999).

Le Figure dalla 4a alla 4c mostrano i valori di PGA ottenuti attraverso analisi lineari equivalenti in tre siti, classificati rispettivamente come suolo tipo A, B e C.

La Figura 4a si riferisce a suolo tipo A. In questo caso non viene osservata alcuna amplificazione e gli effetti di diverse condizioni del suolo e di diversi accelerogrammi sembrano trascurabili. In Figura vengono anche riportati il livello di  $a_{gR}$  (OPCM), prescritto dalla normativa italiana per quell'area, secondo i criteri mostrati in Tabella 5, e i valori di PGA ottenuti dallo studio di pericolosità. Risulta evidente la sovrastima introdotta dai criteri elencati in Tabella 5 come evidenziato anche in PRESTININZI *et alii*, 2005.

Per l'area in esame, le Figure 4b e 4c si riferiscono rispettivamente a suolo tipo B e C. In queste figure si vede l'effetto sulla PGA sia degli accelerogrammi in ingresso sia delle condizioni di suolo. Risulta che la variabilità della PGA a causa della differenza di tipo di

Figures 1a to 1f and 2a to 2f summarize respectively the  $G/Go-\gamma$  and  $D-\gamma$  curves used for the different geologic formations. Figures 3a to 3g show the input accelerograms.

It is worthwhile to remark that in the case of alluvial deposit (ALL) the plotted data refer to both undisturbed gravel samples, retrieved by means of in situ freezing method (LO PRESTI *et alii*, 2005) and undisturbed silty sand samples retrieved by means of conventional methods.

For each of the seven selected accelerograms the analyses summarized in Table 7 have been done.

Case number	$V_S$ (bedrock)	$V_S$ (surface layers)	envelopes $G-\gamma$ $D-\gamma$
1	max	min	max
2	max	min	min
3	min	min	max
4	min	min	min
5	max	max	max
6	max	max	min

Tab. 7 - Performed analyses

To evaluate analysis results, PGA, normalized elastic response spectra and a synthetic amplification parameter have been considered.

The amplification parameter is defined in the following way:

$$F_a = \frac{\int_{0.1}^{0.5} PSA_{(deposit)} / \int_{0.1}^{0.5} PSA_{(outcrop)} \quad (9)$$

where: PSA = spectral acceleration computed at the top of the deposit or at outcrop, integrated between 0.1 and 0.5 s (corresponding to the most recurrent periods of the constructions existing in the study area).

The above definition of a synthetic amplification parameter is similar to that proposed by PERGALANI *et alii* (1999).

Figures 4a to 4c show the PGA obtained at the top of soil deposits, by means of linear equivalent analyses at three sites, classified respectively as Type A, B and C soils.

Figure 4a refers to type A soil. For this case no amplification exists and effects of different ground conditions and input accelerograms seems negligible. The level of  $a_{gR}$  (OPCM), prescribed by the Italian code for that area, according to the criteria shown in Table 5, and the PGA obtained from hazard study, are also reported in the Figure. The degree of over estimation introduced by the criteria listed in Table 5 is evident, also in agreement with PRESTININZI *et alii*, 2005.

As regards the considered area, Figures 4b and 4c refer to type B and C soil respectively. In these Figures the effect of both input accelerograms and ground conditions on PGA is seen. It appears that

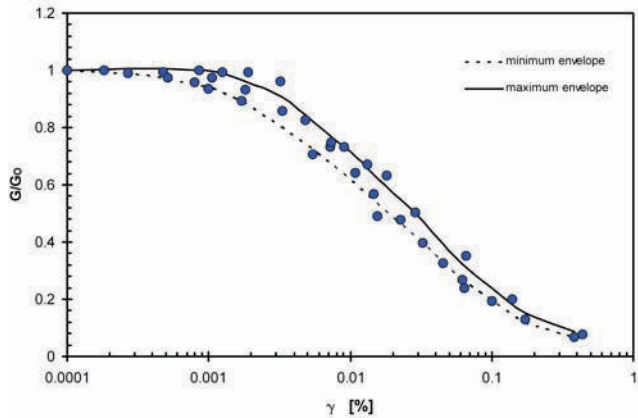


Fig. 1a - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per depositi detritici olocenici (DT)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Holocene Debris deposits (DT)*

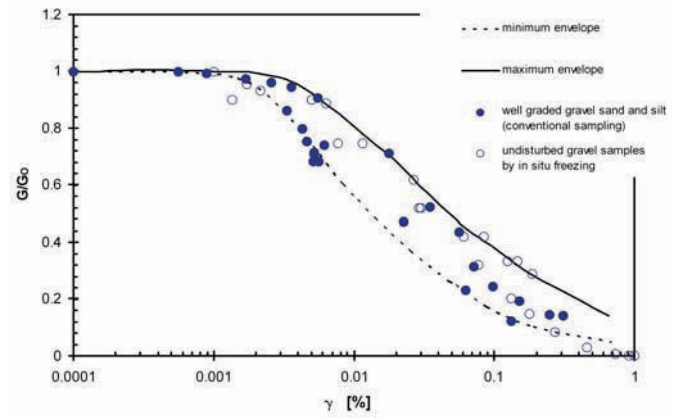


Fig. 1b - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per depositi alluvionali olocenici (ALL-CT)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Holocene Alluvial deposits (ALL-CT)*

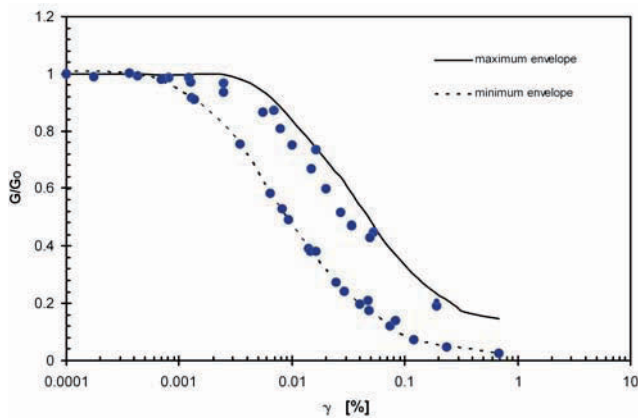


Fig. 1c - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per alluvioni pleistoceniche terrazzate (CT/MG-AT)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Pleistocene Alluvial terraces (CT/MG-AT)*

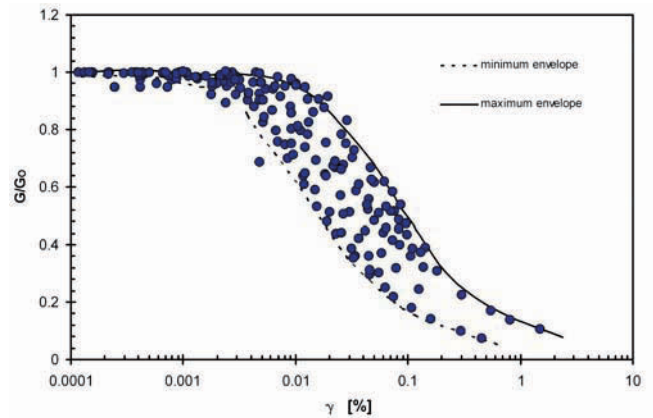


Fig. 1d - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per formazioni fluvio-lacustri plio-pleistoceniche (ARG-CG)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Fluvial Lacustrine formations from Plio-Pleistocene (ARG-CG)*

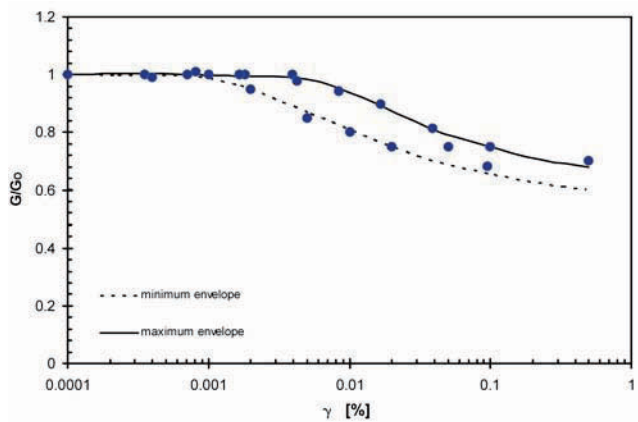


Fig. 1e - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per Macigno oligocenico (MG)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Oligocene Sandstone (MG)*

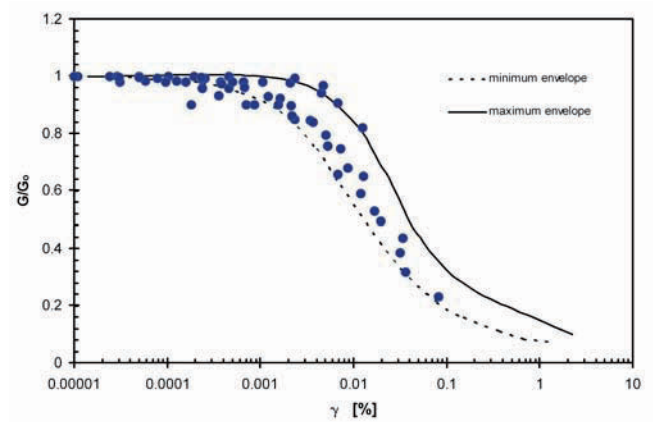


Fig. 1f - Modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione per argille e calcari paleocenici-eocenici (AC)  
 - *Normalized stiffness vs. shear strain for Paleocene-Eocene argille-calcarei (claystone-limestone) (AC)*

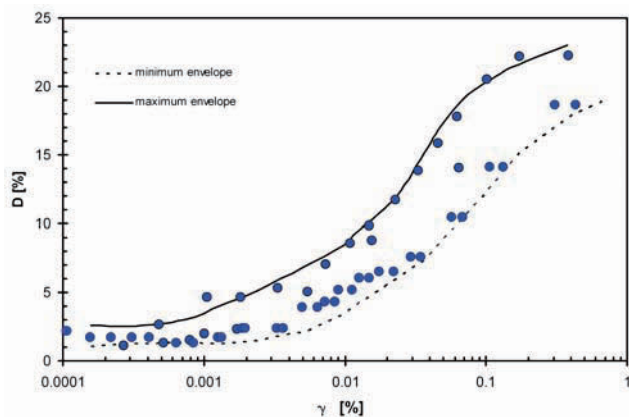


Fig. 2a - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per depositi detritici olocenici (DT)  
- *Damping vs. shear strain for Holocene Debris deposits (DT)*

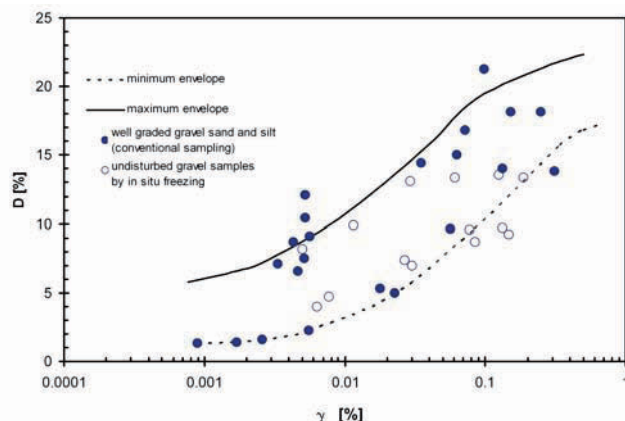


Fig. 2b - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per depositi alluvionali olocenici (ALL-CT)  
- *Damping vs. shear strain for Holocene Alluvial deposits (ALL-CT)*

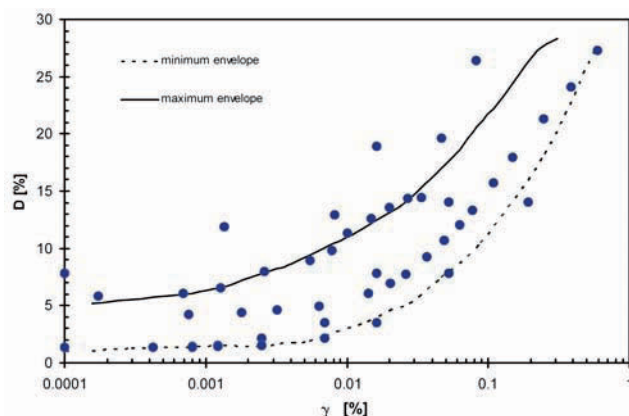


Fig. 2c - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per alluvioni pleistoceniche terrazze (CT/MG-AT)  
- *Damping vs. shear strain for Pleistocene Alluvial terrace (CT/MG-AT)*

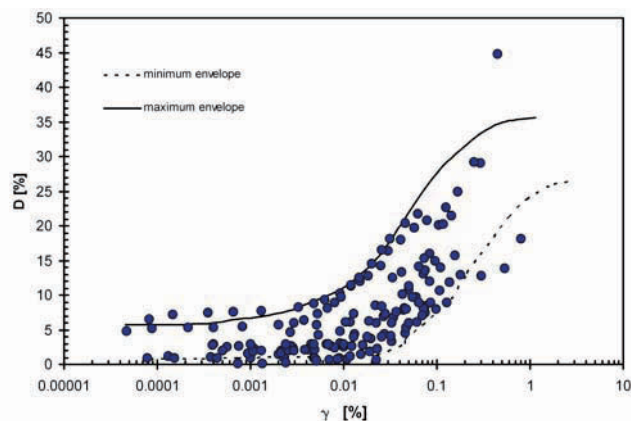


Fig. 2d - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per formazioni fluvio-lacustri plio-pleistoceniche (ARG-CG)  
- *Damping vs. shear strain for Fluvial Lacustrine formations from Plio-Pleistocene (ARG-CG)*

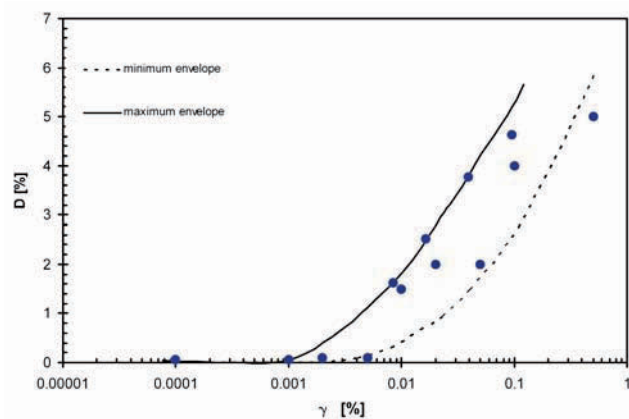


Fig. 2e - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per Macigno oligocenico (MG)  
- *Damping vs. shear strain for Oligocene Sandstone (MG)*

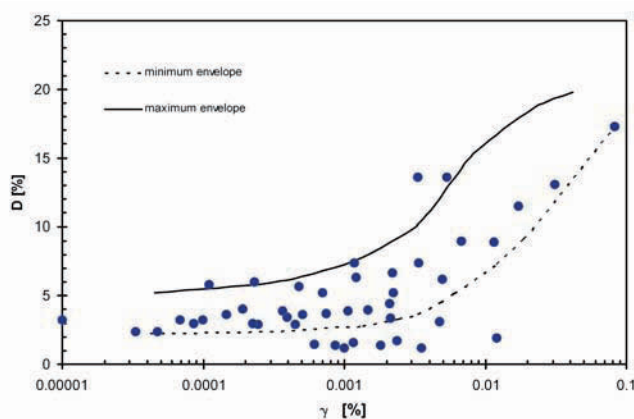


Fig. 2f - Smorzamento in funzione della deformazione a taglio per argille-calcaree paleocenico-eocenici (AC)  
- *Damping vs. shear strain for Paleocene-Eocene argille-calcaree (claystone-limestone) (AC)*



SEISMIC ACTIONS ACCORDING TO THE RECENT ITALIAN AND EUROPEAN CODES

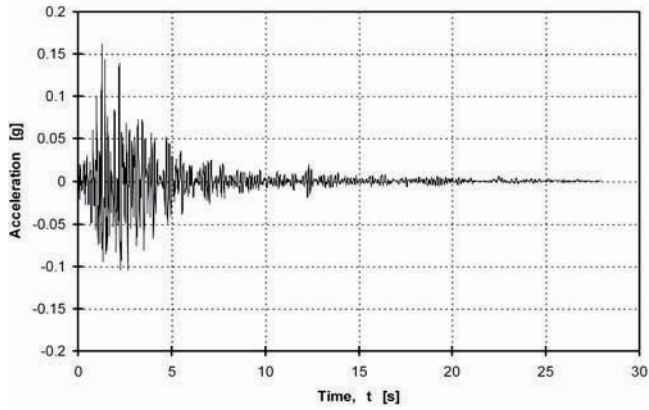


Fig. 3a - Accelerogramma A1 (Lazio - Italy, 1984 - MENSÌ *et alii*, 2004)  
- *Accelerogram A1 (Lazio - Italy, 1984 - MENSÌ *et alii*, 2004)*

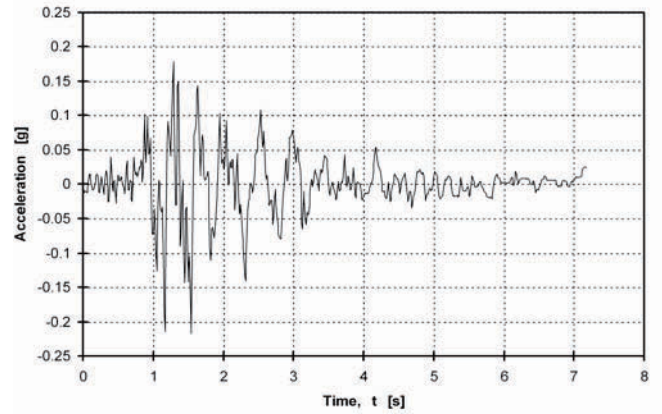


Fig. 3b - Accelerogramma A2 (Arnaia - Greece, 1985 - MENSÌ *et alii*, 2004)  
- *Accelerogram A2 (Arnaia - Greece, 1985 - MENSÌ *et alii*, 2004)*

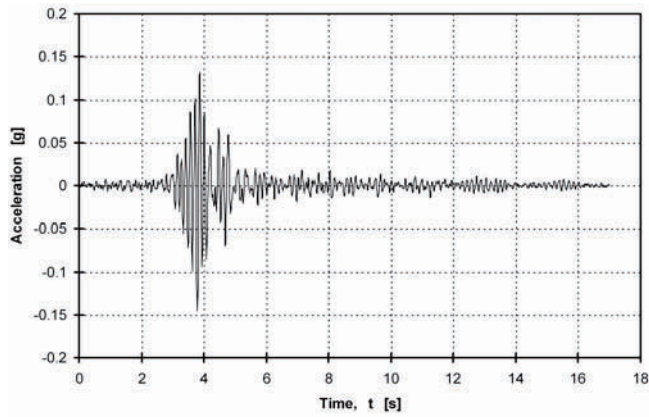


Fig. 3c - Accelerogramma A3 (Dursunbey - Turkey, 1979 - MENSÌ *et alii*, 2004)  
- *Accelerogram A3 (Dursunbey - Turkey, 1979 - MENSÌ *et alii*, 2004)*

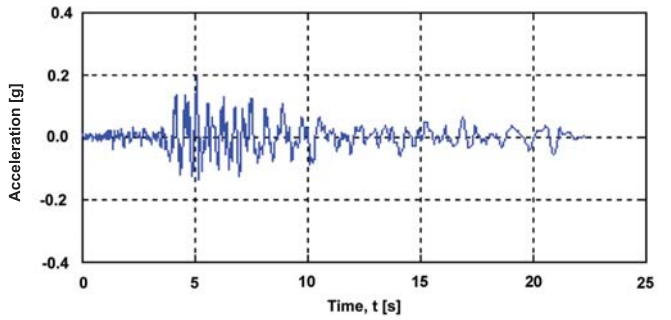


Fig. 3e - Accelerogramma A6.2 (Athene - Greece, 1999 - LAI *et alii*, 2005)  
- *Accelerogram A6.2 (Athene - Greece, 1999 - LAI *et alii*, 2005)*

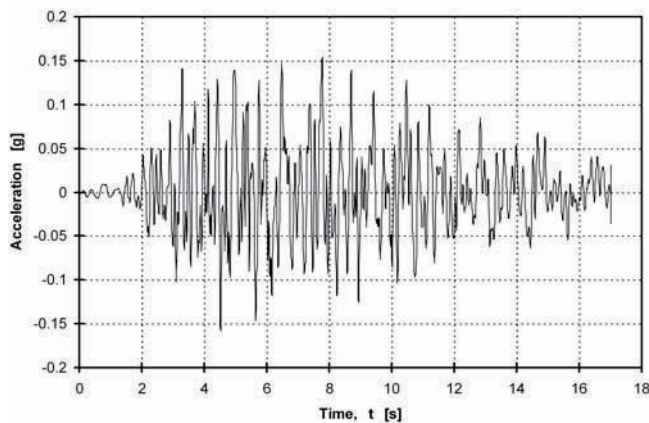


Fig. 3d - Accelerogramma A6.1 (Umbria/Marche - Italy, 1997 - LAI *et alii*, 2005)  
- *Accelerogram A6.1 (Umbria/Marche - Italy, 1997 - LAI *et alii*, 2005)*

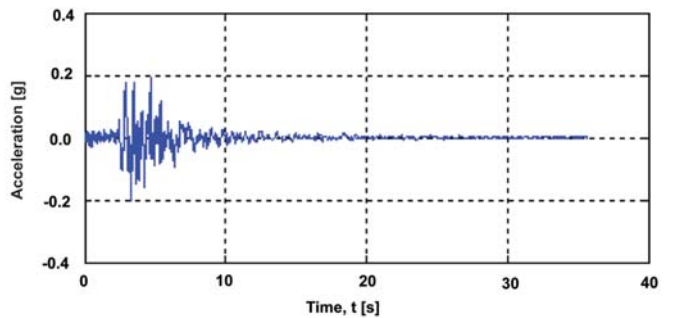


Fig. 3f - Accelerogramma A6.3 (North Algeria, 1980 - LAI *et alii*, 2005)  
- *Accelerogram A6.3 (North Algeria, 1980 - LAI *et alii*, 2005)*

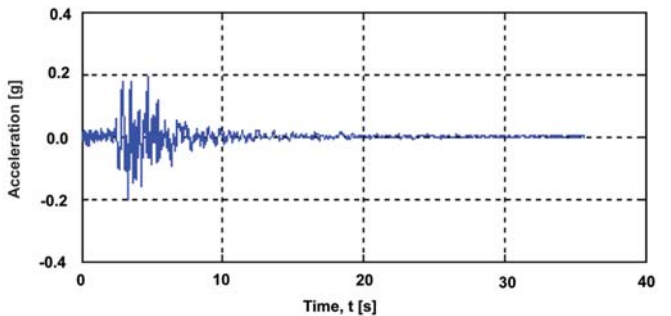


Fig. 3g - Accelerogramma artificiale A7 (FERRINI *et alii*, 2000)  
- *Artificial accelerogram A7 (FERRINI *et alii*, 2000)*

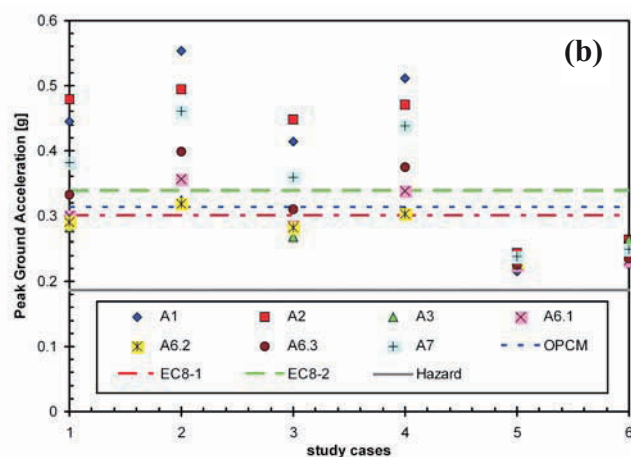
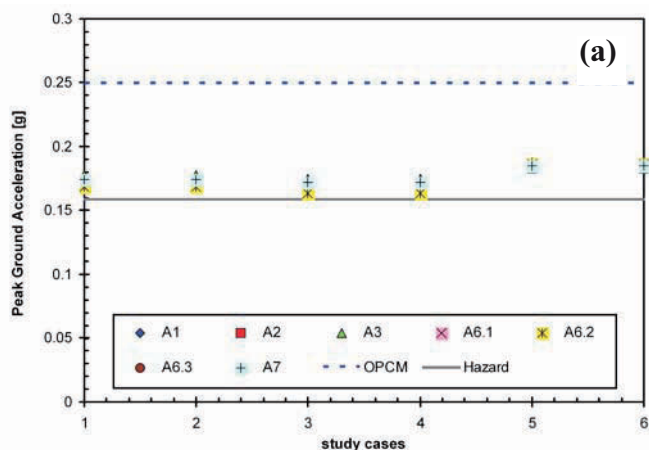
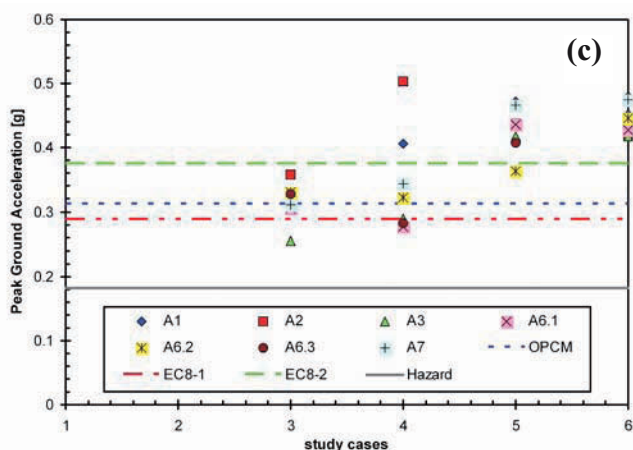


Fig 4a - Confronto tra PGA calcolate e prescritte (suolo tipo A)  
- *Computed vs. prescribed PGA (type A soil)*

Fig 4b - Confronto tra PGA calcolate e prescritte (suolo tipo B)  
- *Computed vs. prescribed PGA (type B soil)*

Fig 4c - Confronto tra PGA calcolate e prescritte (suolo tipo C)  
- *Computed vs. prescribed PGA (type C soil)*



suolo è confrontabile con quella dovuta alle differenze nel tipo di moto. Le accelerazioni prescritte dalla normativa italiana sono state rappresentate nelle Figure 4b e 4c. Esse sono state ottenute moltiplicando  $a_{gR}$ , prescritto dalla Normativa Italiana per il fattore di suolo  $S$  prescritto per i suoli tipo B e tipo C dall'OPCM 3274 (2003) e quelli prescritti dall'EC8 per gli stessi tipi di suoli nel caso di spettri di tipo 1 (EC8-1) e tipo 2 (EC8-2). E' evidente che in molti casi le accelerazioni prescritte sono minori di quelle ottenute da analisi di risposta sismica lineare equivalente nonostante la sovrastima dei valori di PGA introdotti dalla Tabella 5 (OPCM).

La Tabella 8 riassume i valori di PGA medi, ottenuti da calcoli per tre siti, e le accelerazioni prescritte dall'OPCM e dall'EC8.

E' evidente che per il suolo tipo B il caso EC8-2 fornisce valori dell'accelerazione maggiori di quelli calcolati, mentre per i suoli tipo C il valore prescritto è leggermente minore del valore medio calcolato. Non considerando i suoli tipo A, in generale per gli altri casi le norme (OPCM, EC8-1) prescrivono accelerazioni minori di quelle calcolate.

In Tabella 9 è riportato un confronto generale tra accelerazioni calcolate e prescritte. Più in dettaglio, la Tabella 9 indica, per i 19 siti investigati la percentuale di casi dove si verifica la condizione

the variability of PGA because of differences in ground conditions is comparable to that due to differences in input motion.

Design accelerations have been plotted in Figures 4b and 4c. The accelerations have been obtained multiplying  $a_{gR}$ , prescribed by the Italian Code, by the soil factor  $S$  prescribed for type B and C soils by OPCM 3274 (2003) and those prescribed by EC8 for the same type of soils in the case of type 1 (EC8-1) and 2 (EC8-2) spectra. It is evident that in many cases the prescribed design accelerations are lower than that obtained from linear – equivalent seismic response analyses, nonetheless the over estimation of PGA values introduced by Table 5 (OPCM).

Table 8 summarizes the average PGA, obtained from calculations for the three sites, and the accelerations prescribed by OPCM and EC8.

It is clear that for type B soil the case EC8-2 gives values of the acceleration greater than that computed, while for type C soil the prescribed value is slightly lower than the mean computed value. By not considering soil type A, for the other cases the regulations (OPCM, EC8-1) prescribe accelerations lower than those computed.

A general comparison between computed and prescribed design accelerations is reported in Table 9. More specifically, Table 9 indi-

$F_a \text{ PGA} \geq S a_{gR}$  + una certa tolleranza espressa in g e compresa tra 0.025 e 0.075 (dove:  $F_a$  è il parametro di amplificazione, calcolato con l'eq. 9; PGA = accelerazione di picco su roccia ottenuta con l'analisi di pericolosità; S = fattore di suolo prescritto dall'OPCM e dall'EC8;  $a_{gR}$  = accelerazione di riferimento su roccia come prescritto dall'OPCM, vedasi Tabella 5).

Soil Type	PGA (*)	OPCM	EC8-1	EC8-2
A	0.176	0.250	0.250(-)	0.250(-)
B	0.330	0.312	0.300	0.338
C	0.385	0.312	0.288	0.375

(\*) Media; (-) valore da Tabella 5  
(\*) Average; (-) value from Table 5

Tab. 8 - PGA calcolate e accelerazioni prescritte  
- *Computed PGA and prescribed accelerations*

I dati in Tabella 9 confermano che nel caso dell'EC8-2 i valori del parametro del suolo S, insieme alle prescrizioni della Normativa Italiana per le accelerazioni di progetto su roccia (Tabella 5), forniscono valori di accelerazioni di progetto maggiori di quelli prescritti, con poche eccezioni.

Nelle figure 5a-b-c e 6a-b-c è mostrato un confronto tra gli spettri di risposta calcolati e prescritti. Le ordinate spettrali calcolate sono state divise per il valore di PGA su roccia, ricavato dalle analisi di pericolosità, mentre quelle prescritte sono state divise per il valore pertinente di  $a_{gR}$  ricavato dalla Tabella 5.

Le Figure mostrano chiaramente che sia il moto in input che le condizioni di suolo influenzano gli spettri di risposta. Più in dettaglio:

- gli accelerogrammi naturali, (A1, A2, A3) selezionati per rappresentare i terremoti di magnitudo  $M=5.4$  e  $d=13$  km, hanno portato ad accelerazioni spettrali alte (PSA) in un intervallo di alte frequenze ( $T=0.1-0.2s$ ) mentre le PSA sono minori di quelle prescritte dall'EC8 e dall'OPCM 3274 per  $T>0.2$  s;
- la seconda serie di accelerogrammi naturali (A6.1, A6.2, A6.3), selezionata considerando un campo di Magnitudo e distanze ( $\Delta M=0.2-0.5$ ;  $\Delta d=9-17$  km - 5-20 km), ha fornito lo stesso risultato, ma i picchi di PSA nella zona di alte frequenze sono meno pronunciati e, a periodi maggiori ( $T>0.2s$ ) c'è un miglior accordo tra spettri prescritti e calcolati;
- l'accelerogramma artificiale conduce, nell'insieme, ad un miglior accordo tra spettri calcolati e prescritti;
- le PSA calcolate possono essere maggiori di quelle prescritte per le condizioni più sfavorevoli del suolo;
- le Figure 5a-b-c e 6a-b-c sono rappresentative dei siti dove la media della PGA calcolata è maggiore di quella prescritta (circa il 40 % dei casi analizzati con riferimento all'OPCM 3274).

Le Figure 7a-b, 8a-b e 9a-b mostrano la media degli spettri di risposta ottenuti in sei differenti verticali classificati come suoli tipo A

cate, for the 19 investigated sites the percentage of cases where the following condition is observed  $F_a \text{ PGA} \geq S a_{gR}$  + a given tolerance in (g) ranging from 0.025 to 0.15 (where:  $F_a$  is the synthetic amplification parameter, computed according to eq. 9; PGA = Peak Ground Acceleration on rock obtained from hazard analysis; S is the soil factor prescribed by OPCM and EC8;  $a_{gR}$  = reference acceleration on rock as prescribed by OPCM, see Table 5).

Condition	OPCM (%)	EC8-1 (%)	EC8-2 (%)
$F_a * \text{PGA} \geq S a_{gR} + 0.025$ g	25.9	29.6	18.5
$F_a * \text{PGA} \geq S a_{gR} + 0.050$ g	7.4	11.1	11.1
$F_a * \text{PGA} \geq S a_{gR} + 0.075$ g	7.4	7.4	7.4

Tab. 9 - Confronto tra accelerazioni calcolate e prescritte  
- *Prescribed vs. computed ground accelerations*

Data in Table 9 confirm that only for the case EC8-2 the values of the soil parameter S, together with the prescriptions of the Italian code for the design acceleration on rock (Table 5) give design acceleration values greater than those prescribed, with very few exceptions.

A comparison between the computed response spectra and the prescribed ones is shown in Figures 5a-b-c and 6a-b-c. The computed spectra have been normalized with respect to the PGA on rock, while the prescribed ones have been divided by  $a_{gR}$  of Table 5.

Figures clearly show that both input motion and ground conditions influence the response spectra. More specifically:

- natural accelerograms, (A1, A2, A3) selected to represent earthquakes with  $M=5.4$  and  $d=13$  km, lead to high spectral accelerations (PSA) in the high frequency range ( $T=0.1-0.2s$ ) while PSA are much smaller than that prescribed by EC8 and OPCM 3274 at  $T>0.2$  s;
- the second set of natural accelerograms (A6.1, A6.2, A6.3), selected considering a range of Magnitude and distances ( $\Delta M=0.2-0.5$ ;  $\Delta d=9-17$  km - 5-20 km), give the same picture, but the PSA spikes in the high frequency range are less pronounced and, at larger periods ( $T>0.2s$ ) there is a better agreement between prescribed and computed spectra;
- the artificial accelerogram leads, on the whole, to a better agreement between computed and prescribed spectra;
- computed PSA may be greater than prescribed PSA for the most unfavorable ground conditions;
- Figures 5a-b-c and 6a-b-c are representative of sites where the average computed PGA at the top of soil deposit is greater than the prescribed one (about 40 % of the analyzed cases).

Figures 7a-b to 9a-b show the average response spectra obtained for type A, B and C soils. It is possible to see that the prescribed spectra (EC8-2) are often more appropriate. Anyway, the spectra prescribed by OPCM 3274 (2003) in conjunction with the macrozona-

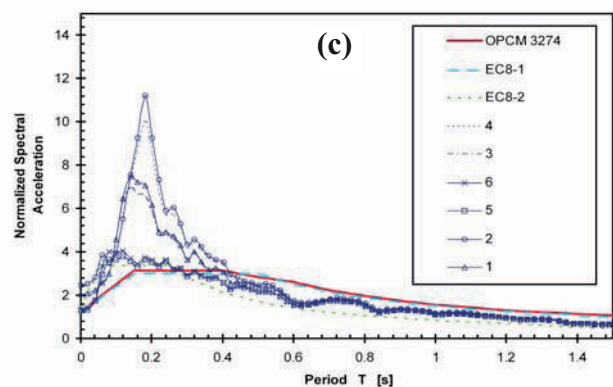
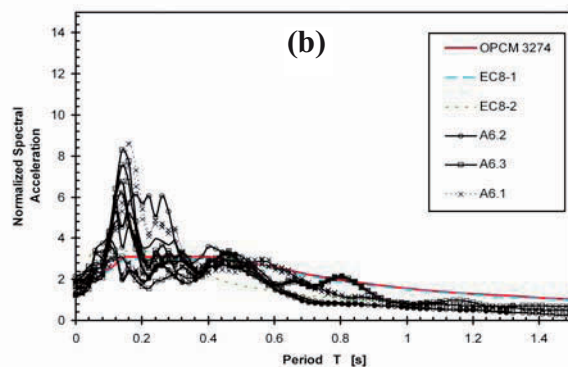
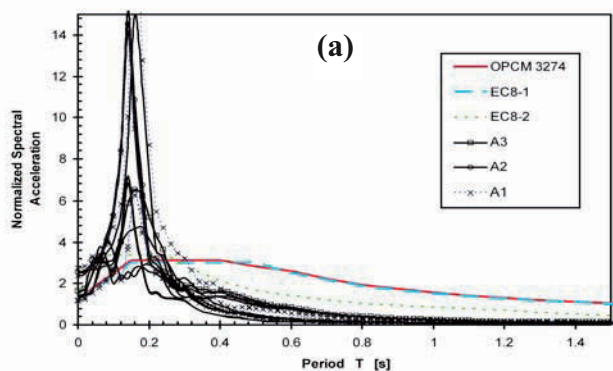


Fig. 5a - Spettri di risposta elastici - suolo tipo B - accelerogrammi A1-A2-A3:  $M = 5.3$   $d = 10.2$  km  
 - Elastic Response Spectra - Type B soil - accelerograms A1-A2-A3:  $M = 5.3$   $d = 10.2$  km

Fig. 5b - Spettri di risposta elastici - suolo tipo B - accelerogrammi A6.1-A6.2-A6.3:  $M = 0.2-0.5$   $d = 9-17; 5-20$  km  
 - Elastic Response Spectra - Type B soil - Accelerograms A6.1-A6.2-A6.3:  $M = 0.2-0.5$   $d = 9-17; 5-20$  km

Fig. 5c - Spettri di risposta elastici - suolo tipo B (accelerogramma artificiale)  
 - Elastic Response Spectra - Type B soil (artificial accelerogram)

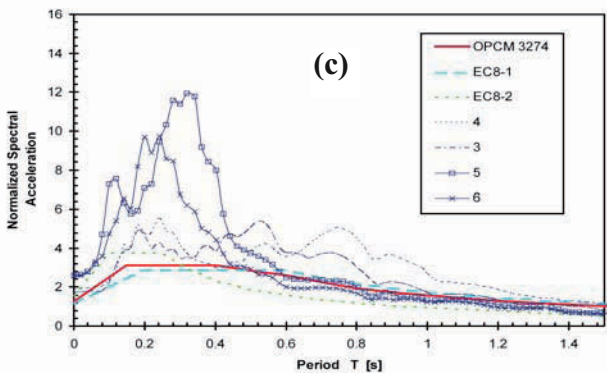
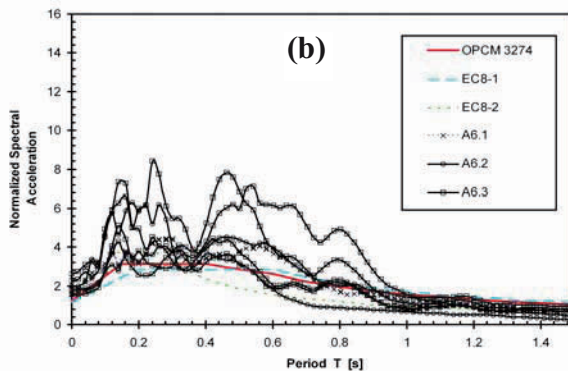
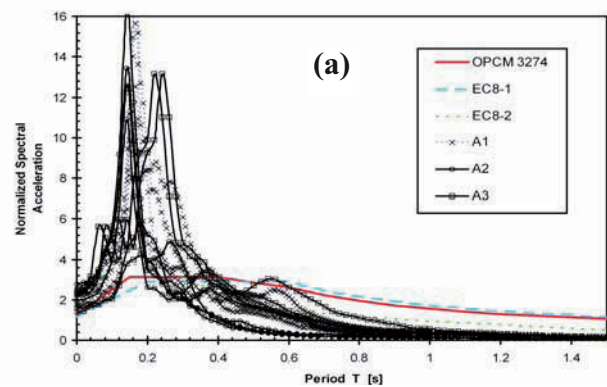


Fig. 6a - Spettri di risposta elastici - suolo tipo C - accelerogrammi A1-A2-A3:  $M = 5.3$   $d = 10.2$  km  
 - Elastic Response Spectra - Type C soil - Accelerograms A1-A2-A3:  $M = 5.3$   $d = 10.2$  km

Fig. 6b - Spettri di risposta elastici - suolo tipo C - accelerogrammi A6.1-A6.2-A6.3:  $DM = 0.2-0.5$   $Dd = 9-17; 5-20$  km  
 - Elastic Response Spectra - Type C soil - Accelerograms A6.1-A6.2-A6.3:  $DM = 0.2-0.5$   $Dd = 9-17; 5-20$  km

Fig. 6c - Spettro di risposta elastici - suolo tipo C - Accelerogramma artificiale  
 - Elastic Response Spectra - Type C soil - Artificial Accelerogram

SEISMIC ACTIONS ACCORDING TO THE RECENT ITALIAN AND EUROPEAN CODES

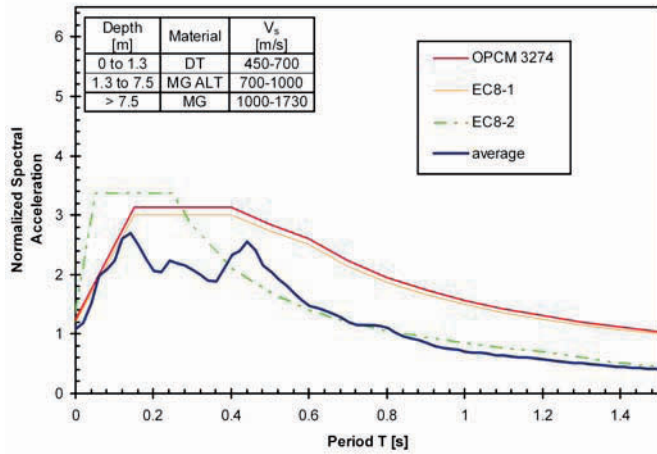


Fig. 7a - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo A)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type A soil)

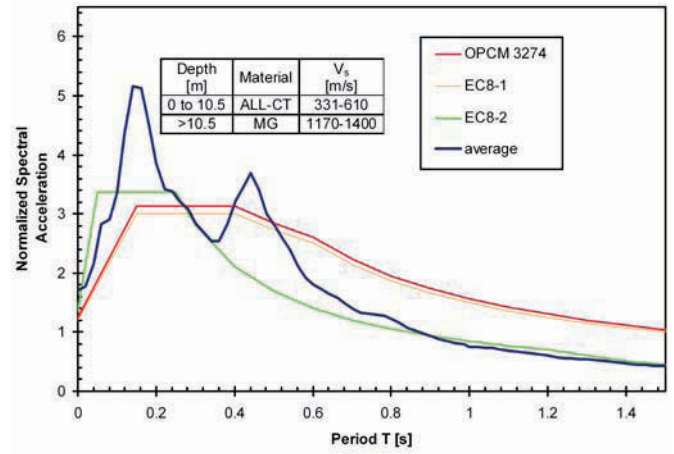


Fig. 7b - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo A)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type A soil)

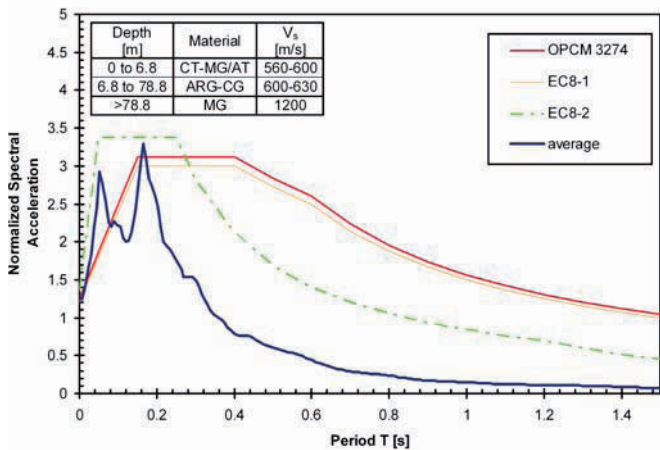


Fig. 8a - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo B)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type B soil)

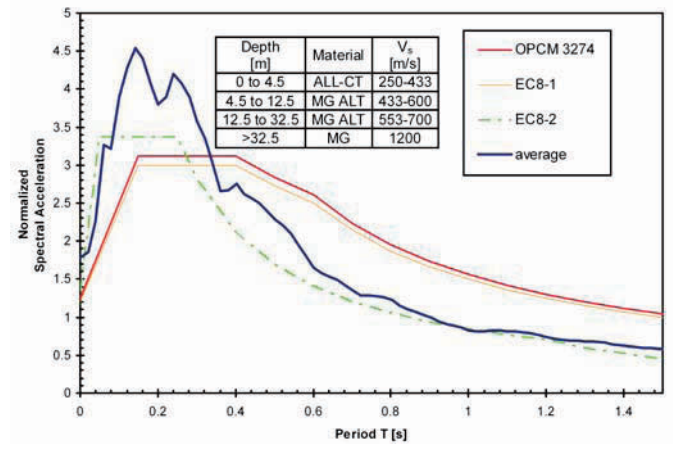


Fig. 8b - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo B)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type B soil)

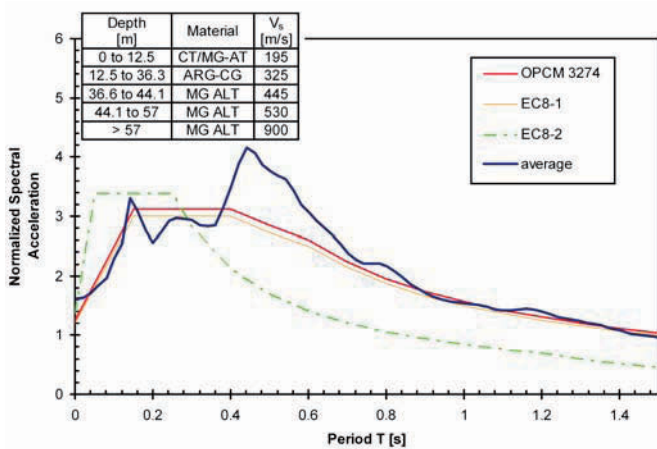


Fig. 9a - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo C)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type C soil)

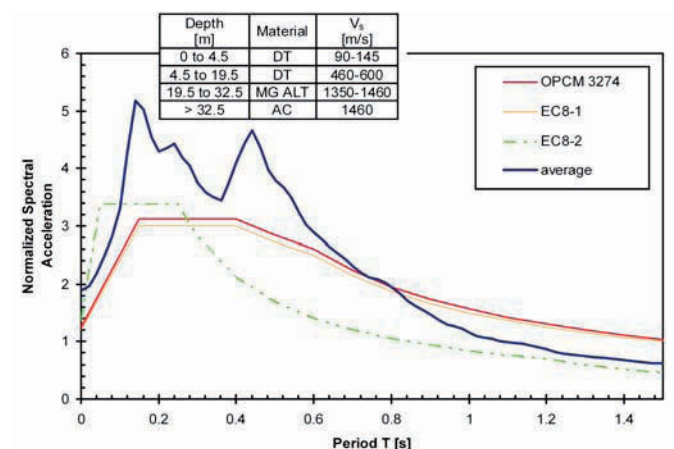


Fig. 9b - Media degli spettri di risposta elastici calcolati (suolo tipo C)  
- Computed average Elastic Response Spectra (Type C soil)

(Figure 7a-b), tipo B (Figure 8a-b) e tipo C (Figure 9a-b). Il profilo di velocità di ogni sito considerato (spessori e valori massimo e minimo della  $V_s$ ) è indicato a fianco di ogni figura. E' stato anche riportato il valore di  $V_{s30}$  utilizzato per la classificazione del sito. Per ogni tipo di suolo è stato considerato un caso in cui (Figure 7b, 8b, 9b) ed un caso in cui (Figure 7a, 8a e 9a). E' possibile osservare che la forma degli spettri prescritti (EC8-2) è più appropriata per suolo tipo A e B. Invece nel caso di suolo tipo C appare più appropriata la forma prescritta dall'OPCM 3274 o EC8-1. Si fa notare che le ordinate spettrali degli spettri prescritti sono moltiplicate per i relativi fattori di suolo S.

## CONCLUSIONI

Le principali conclusioni che si possono trarre dai risultati mostrati sono:

- i criteri di macrozonazione introdotti dall'OPCM 3274 e riportati in Tabella 5 sono in generale sovrastimati per il caso in esame. E' possibile ottenere, da analisi numeriche di tipo lineare equivalente, amplificazioni anche su suoli classificati come tipo A. E' quindi possibile osservare per alcuni suoli, classificati come tipo A, valori di accelerazione al suolo ottenuti da analisi di pericolosità + amplificazione superiori a quelli prescritti dall'OPCM 3274 (Tabella 9), il che renderebbe gli effetti delle cautele della norma casuali e quindi penalizzanti in alcuni casi ed a sfavore di sicurezza in altri.

Analoghe considerazioni possono essere fatte a riguardo di suoli tipo B e C. In questi casi i valori prescritti dall'OPCM 3274 sono stati moltiplicati per i fattori di amplificazione S. In suoli tipo B e C i casi di superamento dei valori prescritti risultano più frequente. Le prescrizioni relative a EC8-2 appaiono le più cautelative e appropriate per i casi esaminati.

Per quel che riguarda la forma dello spettro le prescrizioni relative ad EC8-2 appaiono appropriate per suoli tipo A e B, mentre risultano poco cautelative per suoli tipo C, dove gli spettri EC8-1 e OPCM 3274 appaiono più appropriati. Bisogna ricordare che la magnitudo che maggiormente contribuisce alla pericolosità dei siti esaminati è appena sotto il valore 5.5.

In conclusione appare ragionevole proporre l'adozione di valori di accelerazione al suolo su terreno duro o di riferimento così come ottenuti da analisi di pericolosità. In questa ipotesi è però necessario procedere in modo specifico alla valutazione di possibili effetti di amplificazione locale.

## RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare l'Arch. Ferrini, dirigente del Servizio Sismico della Regione Toscana, per aver reso disponibili i dati utilizzati in questo articolo.

tion criteria of Table 5 lead to a conservative assumption of seismic actions.

## CONCLUSIONS

The main conclusions that can be drawn from the previously shown results are the following:

- the macrozonation criteria introduced after the OPCM 3274 and listed in Table 5 generally lead to an over estimation of seismic action. It is possible to obtain, through linear equivalent numerical analyses, amplifications also in case of A type soils. It is then possible to observe for some soils, classified as A type, soil acceleration values obtained according to hazard analysis + amplification layer than those given by OPCM 3274 (Tab. 9). This outcome would imply random conservative effects due to the rules (law) and hence overconservative in some cases and underconservative in others.

Similar considerations can be down as regards band C type soils. In these cases the assumed values according to OPCM 3274 have been multiplied by the S amplification factors. In case of B and C soil types the exceedance of prescribed values is more frequent. The rules related to EC8 appears more conservative and appropriate for the examined case studies.

As regards the spectrum shape, the EC8-2 assumptions appear more appropriate for A and B soil types, whereas are not conservative for C type soils when EC8-1 and OPCM 3274 appear to be more appropriate. It should be remembered that the Magnitude which mainly contribute to the hazard of the considered sites is just below 5.5.

In conclusion, it is reasonable to assume ground acceleration values for stiff soil or bedrock as obtained through hazard analyses.

In such hypotheses is necessary to specifically assess possible site amplification effects.

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank dr. Ferrini, head of the Seismic Survey of Regione Toscana, for making available the data used in this paper.

## OPERE CITATE / REFERENCES

- BARDET J.P., ICHII K. & LIN C.H. (2000) - EERA - *A Computer Program for Equivalent-Linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*. Department of Civil Engineering, University of Southern California, <http://geoinfo.usc.edu/gees>.
- EUROCODE 8 (2003) - *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Part 1-1: General Rules for the Representation of Seismic Actions.* Part 5: *Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*.
- FERRINI M. (coord.), FOTI S., LO PRESTI D., LUZI L., PERGALANI F., PETRINI V., POCHINI A., PUCCINELLI A., SIGNANINI P. & SOCCO V. (2000) - *La riduzione del rischio sismico nella pianificazione del territorio: le indagini geologico tecniche e geofisiche per la valutazione degli effetti locali*, CISM, Lucca 3-6 Maggio 2000.
- LAI C., STROBBIA C. & DALL'ARA (2005) - *Elaborazione di raccomandazioni e di linee guida per la definizione dell'input sismico e delle modellazioni da adottare nei territori della Regione Toscana nell'ambito dei progetti VEL – Parte 1. Eucentre Pavia Report*.
- LO PRESTI D., LAI C. & FOTI S. (2004) - *Geophysical and Geotechnical Investigations for ground response analyses*, in Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation, Kluwer Academic Publisher, Ancald Ed.: 101-138.
- LO PRESTI D., PALLARA O., FROIO F., RINOLFI A. & JAMIOLKOWSKI M. (2005) - *Stress-Strain-Strength Behaviour of Undisturbed and Reconstituted Gravely Soil Samples*. Submitted to RIG for possible publication, September 2005
- MENSI E., LAI C., SPALLAROSSA D., PALLARA O. & LO PRESTI D. (2004) - *Risposta sismica in alcune aree della Toscana: un confronto con le indicazioni dell'Ordinanza dell'OPCM 3274*. Politecnico di Torino, Department of Structural and Geotechnical Engineering Report.
- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (2005) - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto 14 Settembre 2005.
- OPCM 3274 (2003) - *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 8 maggio 2003, n. 108.
- PERGALANI F., ROMEO R., LUZI L., PETRINI V., PUGLIESE A. & SANO T. (1999) - *Seismic microzoning of the area struck by Umbria-Marche (Central Italy) Ms 5.9 earthquake of 26 September 1997*. Soil Dyn. and Earth. Eng. **18**: 279-296.
- PRESTININZI A., PUGLIESE A. & ROMEO R.W. (2005) - *Proposed seismic classification of Italy and related actions*. Italian Journal of Engineering Geology and Environment **1**(2005): 57-70.
- SABETTA F. & PUGLIESE A. (1996) - *Estimation of response spectra and simulation of non stationary earthquake ground motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, **86** (2): 337-352.

*Received March 2006 - Accepted October 2006*

