



Convenzione INGV - DPC 2004 – 2006

Progetto S5

**Definizione dell'input sismico sulla base
degli spostamenti attesi**

Project S5 – Seismic input in terms of expected spectral displacements

Responsabili:

Ezio Faccioli (Politecnico di Milano) e Antonio Rovelli (INGV Roma)

**RACCOLTA DELLE RENDICONTAZIONI SCIENTIFICHE FINALI
REDATTE DALLE UNITÀ DI RICERCA**



1	UR 1 – INGV, CATANIA.....	3
1.1	SISMICITÀ, STABILITÀ DELLE LOCALIZZAZIONI.....	3
1.2	LEGGE DI ATTENUAZIONE PER EVENTI CLASSICI DI FRATTURAZIONE.....	4
1.3	EVENTI PARTICOLARI CON ELEVATO CONTENUTO A BASSA FREQUENZA.....	7
1.4	BIBLIOGRAFIA.....	8
1.5	RAGGIUNGIMENTO DEGLI OBIETTIVI DEL PROGETTO.....	8
1.6	FATTORI CHE HANNO INFLUENZATO LO SVILUPPO DEL PROGETTO.....	8
1.7	PUBBLICAZIONI NELL’AMBITO DEL PROGETTO.....	8
2	UR 2 – INGV, ROMA.....	9
2.1	PREFAZIONE.....	9
2.2	TASK 4 (DELIVERABLE D13).....	9
2.3	TASK 4 (DELIVERABLE D16).....	11
2.4	TASK 5 (DELIVERABLE D19).....	15
2.5	REFERENCES.....	18
3	UR 3 - INGV, MILANO (SI VEDA RALAZIONE CONGIUNTA CON UR6).....	19
4	UR 4 – OGS, TRIESTE.....	19
4.1	OBIETTIVI.....	19
4.2	DESCRIZIONE DELL’ATTIVITÀ SVOLTA.....	19
4.2.1	<i>Modelli crostali di riferimento 1D.....</i>	<i>19</i>
4.2.2	<i>Definizione del modello 3-D.....</i>	<i>20</i>
4.2.3	<i>Definizione delle sorgenti sismiche.....</i>	<i>20</i>
4.2.4	<i>Raccolta di registrazioni accelerometriche in bacini sedimentari profondi.....</i>	<i>20</i>
4.2.5	<i>Simulazioni numeriche (metodi utilizzati).....</i>	<i>20</i>
4.3	RISULTATI.....	20
4.3.1	<i>Risultati delle simulazioni numeriche con modelli crostali 1-D.....</i>	<i>20</i>
4.3.2	<i>Risultati delle simulazioni numeriche 3-D.....</i>	<i>21</i>
4.4	CONCLUSIONI.....	21
4.5	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	22
5	UR 5 – OGS, TRIESTE.....	28
5.1	ATTENUAZIONE DI VALORI MASSIMI DI SPOSTAMENTI AL SUOLO, SULLA BASE DI SCENARI PARAMETRICI KF.....	28
5.2	COMMENTO.....	35
5.3	NOSTRA PRODUZIONE RECENTE IN AMBITO S5.....	35
6	UR6 - POLITECNICO DI MILANO; UR3 – INGV, MILANO.....	36
6.1	INTRODUZIONE.....	36
6.2	TRATTAMENTO ACCELEROGRAMMI.....	36
6.3	BASE DI DATI DI ACCELEROGRAMMI DIGITALI <i>STRONG MOTION</i>	38
6.4	RELAZIONI DI ATTENUAZIONE FINO A LUNGHI PERIODI PER LE ORDINATE SPETTRALI DI SPOSTAMENTO.....	39
6.5	SPETTRI DI RISPOSTA VERTICALI.....	42
6.6	VALLI E BACINI ALLUVIONALI.....	44
6.6.1	<i>Analisi numeriche parametriche.....</i>	<i>44</i>
6.6.2	<i>Individuazione di bacini sedimentari sul territorio italiano.....</i>	<i>47</i>
6.7	MAPPE DI PERICOLOSITÀ SUI LUNGHI PERIODI.....	48
6.7.1	<i>Zonazione sismogenetica.....</i>	<i>48</i>
6.7.2	<i>Formalismo dell’albero logico.....</i>	<i>49</i>
6.7.3	<i>Strumento di calcolo.....</i>	<i>51</i>
6.7.4	<i>Risultati.....</i>	<i>52</i>
6.8	SPETTRI SOVRA-SMORZATI.....	52
6.9	RACCOMANDAZIONI NORMATIVE.....	53
6.9.1	<i>Spettri di spostamento per classe di sito A.....</i>	<i>53</i>
6.9.2	<i>Fattori di amplificazione per classi di suolo B, C e D.....</i>	<i>55</i>
6.10	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	56
7	UR 7 – EUCENTRE, PAVIA.....	58
7.1	INTRODUZIONE.....	58
7.2	VERIFICA DELLE FORMULAZIONI DI SMORZAMENTO EQUIVALENTE.....	59
7.3	GLI EFFETTI DELLA PERICOLOSITÀ IN SPOSTAMENTO SUL RISCHIO SISMICO IN ITALIA.....	65
7.4	SOGLIE INFERIORI DELLO SRS SIGNIFICATIVE PER LA PROGETTAZIONE SISMICA.....	68



7.5	BIBLIOGRAFIA.....	70
8	UR 8 – DISEG, UNIVERSITÀ DI GENOVA.....	71
8.1	PREMESSA.....	71
8.2	CONSIDERAZIONI METODOLOGICHE.....	71
8.3	D8 – ANALISI PRELIMINARI PER LA SCELTA DI CONFIGURAZIONI CARATTERISTICHE IN STRUTTURE MONUMENTALI AI FINI DI ANALISI SRS.....	72
8.4	D9 – ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI MODELLI DI CONFIGURAZIONI CARATTERISTICHE IN STRUTTURE MONUMENTALI.....	73
	8.4.1 <i>Il modello dinamico</i>	73
	8.4.2 <i>Definizione dell'input sismic</i>	74
	8.4.3 <i>Definizione preliminare della procedura per la valutazione della risposta</i>	74
	8.4.4 <i>Risultati e commenti</i>	75
8.5	D10 – FORMULAZIONE COMPLETA METODO SRS PER VERIFICA STRUTTURE MONUMENTALI. ESEMPI APPLICATIVI.....	77
	8.5.1 <i>Procedura di verifica per meccanismi locali in strutture monumentali</i>	77
	8.5.2 <i>Valutazione dello spettro sismico per meccanismi a quota diversa dal piano campagna</i>	78
	8.5.3 <i>Stime semplificate per valutare la domanda sismica amplificata a varie quote</i>	79
	8.5.4 <i>Esempi applicativi</i>	80
8.6	RISULTATI E COMMENTI.....	85
8.7	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	85
8.8	PUBBLICAZIONI (RISULTATO DIRETTO DEL PROGETTO).....	85

1 UR 1 – INGV, Catania

UR 1 - Responsabile: Horst Langer, INGV, Sezione Catania

1.1 Sismicità, stabilità delle localizzazioni

Il presente studio è stato effettuato su terremoti locali che hanno frequentemente causato danni significativi pur essendo di modesta magnitudo ($M_L \leq 5$). Questi eventi sono localizzati a profondità inferiore a 10 km e la maggior parte di essi a profondità inferiore a 5 km. La localizzazione degli eventi superficiali spesso è affetta da un notevole grado di incertezza anche se il potenziamento della rete sismica etnea (sia per il numero di stazioni che per la qualità dei segnali acquisiti) consente allo stato attuale una localizzazione più accurata rispetto al passato. Inoltre, esistono oggi metodi nuovi di localizzazione che forniscono risultati più attendibili, tra i quali quelli di localizzazione non-lineare che si basano su una ricerca del minimo globale tramite concetti stocastici di ottimizzazione. In questa ricerca è stato applicato il metodo NONLINLOC sviluppato da Lomax and Curtis (2001, ved. anche Lomax et al., 2000) su un data set che comprende gli eventi registrati durante l'eruzione etnea 2002-2003, e precisamente dal 26 ottobre 2002 fino al 29 gennaio 2003. I risultati del confronto tra vari metodi e modelli di velocità 1D e 3D sono riassunti in Fig. 1. Nella localizzazione standard il maggior numero di eventi è concentrato tra 2 e 4 km b.s.l., un altro massimo nella frequenza si nota tra sopra -2 km, cioè in posizione superficiale nella zona sommitale dell'Etna. Non vengono riscontrati eventi a profondità superiori a 4 km b.s.l. Questo fatto può essere spiegato come possibile effetto della localizzazione standard che tende a localizzare gli eventi vicino alle discontinuità del modello di velocità. Con NonLinLoc questo effetto scompare sia utilizzando un modello 1D che 3D. In tutte le localizzazioni rimane un notevole numero di eventi superficiali, concentrati nell'area sommitale del vulcano. Con NonLinLoc le profondità dei foci nel test set raggiungono al massimo 6 km. Nel complesso, le localizzazioni con NonLinLoc ed il modello 3D tendono a distribuirsi in un intervallo di profondità più ampio. Il residuo complessivo per questa configurazione risulta 0.15 s. Tutte le localizzazioni confermano la presenza sostanziale degli eventi superficiali, una riduzione del numero di eventi in livelli dove si ipotizza la presenza di materiale sedimentario poco consolidato, ed un notevole livello di attività sismica nell'intervallo di profondità tra 0 e 4 km b.s.l. Grazie alla buona copertura della rete sismica attorno al vulcano non si notano gravi problemi per la localizzazione di eventi superficiali, come sono stati riscontrati, per esempio, per esplosioni di cava nella zona iblea (Ursino et al, 2001).

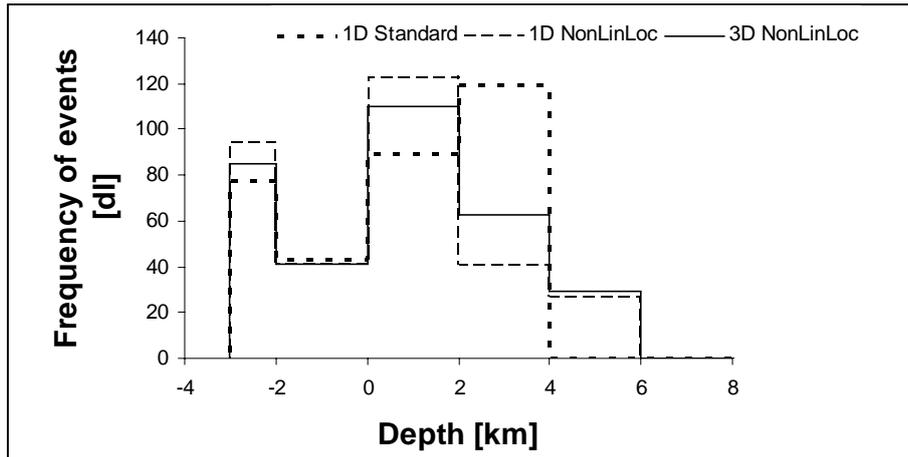


Figura 1 - Confronto della distribuzione delle profondità dei foci ottenute dalle localizzazioni standard e quelle ottenute con NonLinLoc utilizzando modelli di velocità 1D e 3D.

Oltre al confronto dei vari metodi e modelli utilizzati per la localizzazione, sono state effettuate indagini che riguardano la sensibilità dei risultati rispetto alle incertezze dei parametri di ingresso, ovvero le letture dei tempi di arrivo e la conoscenza del modello di velocità. In un test del tipo Monte Carlo sono state ripetute le localizzazioni con NonLinLoc ed il modello 3D utilizzando tempi di arrivo e parametri di velocità perturbati in modo casuale rispetto ai valori originali. Il livello di perturbazione – seguendo una distribuzione uniforme – viene riportato nella Tabella 1.

Tabella 1 - Residui aggiuntivi (s) al valore di 0.15 durante il test Monte Carlo.

$\Delta t / \Delta v$	0.05 s	0.1 s	0.2 s	0.3 s	0.4 s
0.0 km/s	0.000	0.006	0.023	0.050	0.078
0.01 ″	0.000	0.006	0.023	0.049	0.078
0.05 ″	0.000	0.006	0.023	0.049	0.078
0.10 ″	-0.001	0.005	0.023	0.049	0.078
0.20 ″	0.001	0.009	0.024	0.050	0.078
0.40 ″	0.001	0.010	0.024	0.050	0.079
0.80 ″	0.003	0.012	0.025	0.051	0.079
1.60 ″	0.029	0.036	0.049	0.072	0.098

La qualità della localizzazione, espressa attraverso i residui dei tempi di arrivo, diminuisce significativamente con una perturbazione dei tempi superiore 0.1 s e 0.4 km/s per i parametri di velocità. In altre parole, l'incertezza dei parametri di ingresso può essere stimata attorno ai suddetti valori, ma non superiori, altrimenti i residui riscontrati nelle localizzazioni dovrebbero essere superiori. In tal caso il quadro complessivo sulla stabilità delle localizzazioni risulta abbastanza confortante in quanto non si notano significative variazioni sia per le coordinate orizzontali sia per le profondità. La dispersione delle localizzazioni si aggira attorno a 0.5 km per gli epicentri, mentre per le profondità è ca 1 km (ved. Fig. 2).

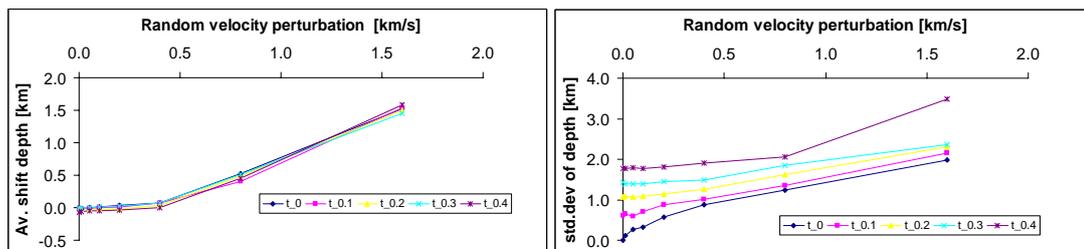


Figura 2 - Effetto della perturbazione casuale dei parametri di ingresso sulla localizzazione ipocentrale

1.2 Legge di attenuazione per eventi classici di fratturazione

Il data set complessivo considerato in questo studio consiste di ca. 80 eventi con una magnitudo $M_L \geq 2.5$ (Fig.3). Dopo una prima analisi, si è notato che in molti casi, per terremoti di più bassa magnitudo, il



rapporto segnale/rumore consentiva soltanto l'analisi di stazioni vicine all'ipocentro, introducendo una notevole incertezza nella regressione tra i valori di spostamento massimo (ovvero risposta di spostamento a 10 s, D10 in seguito) e la distanza ipocentrale. Pertanto, si è deciso di limitare l'analisi agli eventi con $M_L \geq 3.0$ (corrispondente ad una magnitudo momento $M_w \geq 2.7$).

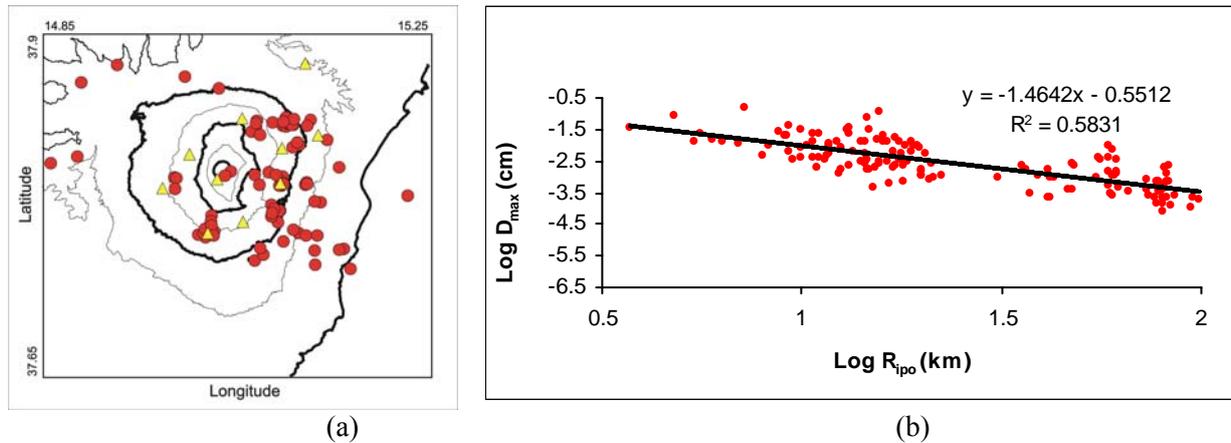


Fig. 3. (a) Mappa degli eventi etnei. Cerchi rossi: epicentri degli eventi $M_L \geq 2.5$, triangoli: stazioni sismiche broadband della rete permanente del INGV-CT. (b) Dipendenza dei valori del parametro D_{max} (b) dalla distanza per gli eventi con $M_L \geq 3.0$ localizzati a profondità ≤ 10 km.

Tenuto conto del fatto che gli scenari dei terremoti etnei che creano danni sono limitati ad eventi più o meno superficiali, si è inoltre deciso di analizzare gli eventi localizzati ad una profondità ≥ 10 km. Il data set finale risulta pertanto costituito da 10 eventi per un totale di 80 terne di sismogrammi. Per questi eventi si è ottenuta una relazione del tipo:

$$\log D = c - b \log RI \quad (1)$$

dove la pendenza b della retta assume valori attorno a -1.5 . E' importante evidenziare che per gli eventi etnei i valori dello spostamento massimo D_{max} e del valore D_{10} sono pressoché identici per cui vengono trattati come equivalenti. Confrontando i nostri risultati con la legge ottenuta per il territorio nazionale

$$\log D_{10} = -4.6 + 1.05 M_w - 0.95 \log RI \pm 0.27 \quad (2)$$

osserviamo che la relazione empirica per gli eventi etnei prevede una attenuazione degli spostamenti con la distanza più rapida. Inoltre, si nota una notevole dispersione dei dati attorno alla retta di regressione. In primo luogo, nella valutazione complessiva delle differenze riscontrate tra la legge di attenuazione ottenuta per il territorio nazionale e quella stimata per l'area etnea, è importante tenere conto della magnitudo relativamente bassa dei terremoti etnei considerati in questo studio. Ciò implica che il contenuto spettrale del segnale, anche se espresso in termini di spostamento, è caratterizzato dalla presenza di frequenze più alte che tendono ad attenuarsi maggiormente con la distanza rispetto alle frequenze più basse. In questo contesto, l'applicazione diretta delle leggi empiriche ottenute per questi piccoli eventi a terremoti con estensione geometriche maggiori è da considerare fuorviante. Inoltre, da considerazioni teoriche relativamente semplici c'è da aspettarsi una considerevole variabilità degli spostamenti attesi, in particolare per eventi piccoli la cui sorgente tende ad essere puntiforme (ved libri di testo di sismologia come Chapman, 2003). Con lo scopo di individuare i fattori che controllano la legge di attenuazione ottenuta sono state eseguite delle simulazioni di sismogrammi sintetici mediante l'utilizzo del metodo della riflettività (Ungerer, 1990, Müller, 1985). In una prima fase sono stati considerati come parametri di input quelli di eventi ben registrati e documentati. Le simulazioni sono state effettuate considerando un modello di velocità 1D e valori del fattore di attenuazione Q per le onde P ed S (Fig.4) noti per l'area etnea dalla letteratura (Giampiccolo et al., 2007). I valori di spostamento massimo sono stati ottenuti variando, oltre alla distanza (compresa in un intervallo 5-120 km), anche l'azimut sorgente-ricevitore, la profondità della sorgente, il momento sismico e la durata della sorgente (Tab. 2). Per un evento paragonabile ai maggiori terremoti registrati nell'area etnea dal 2004 ad oggi ($M_w=3.7$, $M_0=3.5 \cdot 10^{14}$ Nm, durata 0.3 s, meccanismo focale tipo faglia normale) si ottiene una legge di attenuazione come quella mostrata in Fig. 5a. Il confronto tra i valori osservati e quelli simulati dimostra



una soddisfacente convergenza, pertanto i parametri del modello utilizzati per le simulazioni possono essere considerati ragionevoli. Ipotizzando un evento ipotetico più forte ($M_w=4.7$, $M_0=1.0 \cdot 10^{16}$ Nm, durata 1s), si nota una diminuzione della pendenza della retta (Fig. 5b). Alla luce di questi risultati, la differenza tra la pendenza della retta ottenuta per gli eventi dell'intero territorio nazionale e quella ottenuta per gli eventi etnei è pertanto da imputare alla bassa magnitudo e alle caratteristiche spettrali di quest'ultimi. La relazione per il territorio nazionale copre, in media, anche la situazione degli eventi etnei, ma tende a sottostimare le incertezze. Infatti, la dispersione ottenuta nelle simulazioni a varie profondità risulta superiore al doppio. Quindi, la relazione (2) non rappresenta in modo sufficiente la variabilità introdotta dalla situazione particolare nella zona etnea, caratterizzata dalla presenza di eventi molto superficiali. Dall'altra parte i valori ottenuti per 1 km di profondità possono essere sovrastimati in quanto in parte causati dalla presenza di riflettori superficiali perfettamente piani nel modello di velocità (ipotesi poco realistica). Per la situazione etnea si consiglia di aumentare appropriatamente il valore di σ , utilizzando per esempio ± 0.5 invece di ± 0.27 , almeno per distanze ipocentrali ≤ 10 km. In tal modo si ottiene una sufficiente copertura per profondità di 3 km o maggiore.

Tabella 2 - Parametri della sorgente

Momento Sismico	Durata	Profondità
$3.5 \cdot 10^{14}$ Nm	0.3 s	1, 3, 5, 10 km
$1.0 \cdot 10^{16}$ Nm	1.0 s	1, 3, 5, 10 km

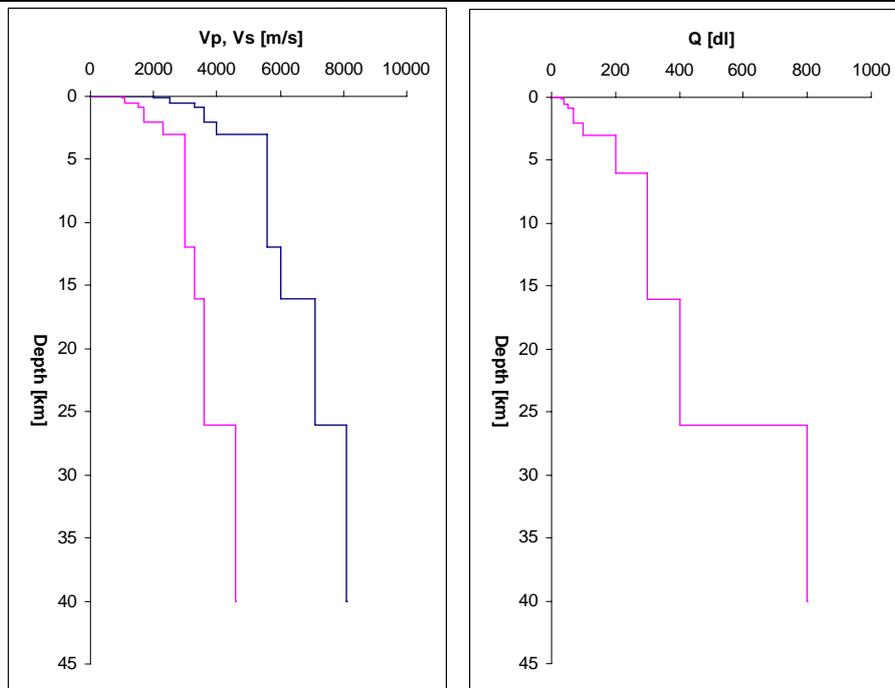


Figura 4 - Parametri del modello di velocità e Q.

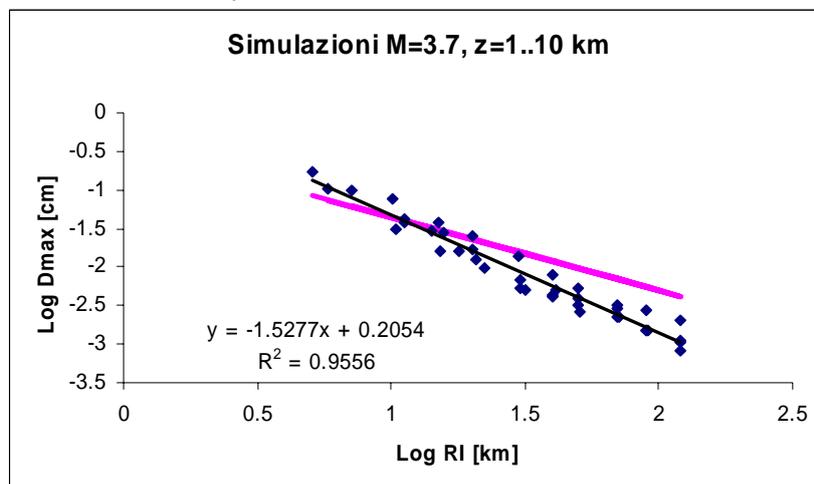


Figura 5a - Simulazione eventi etnei, $M_w=3.7$, $z=1, 3, 5, 10$ km. Ogni singolo punto si intende come media delle simulazioni ottenute variando l'azimut. La linea in fucsia corrisponde alla relazione (2) per $M=4$.

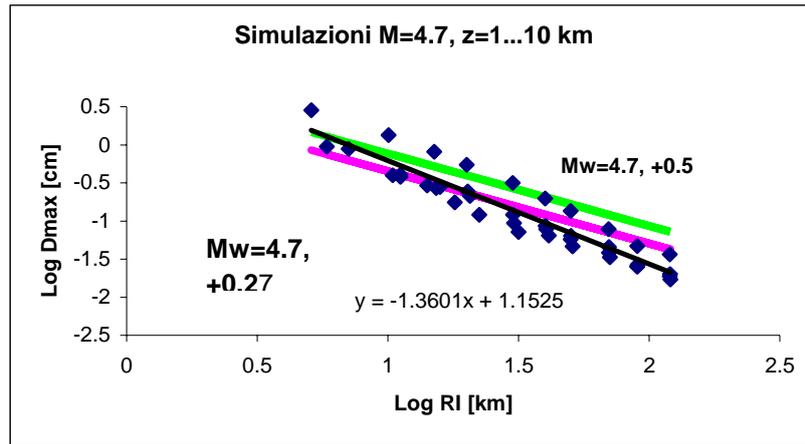


Figura 5b - Simulazione ipotetico evento etneo, $M_w=4.7$, $z=1, 3, 5, 10$ km. La linea in fucsia corrisponde alla relazione (2) per $M_w=4.7+0.27$ come da (2), in verde la relazione proposta in questo documento.

1.3 Eventi particolari con elevato contenuto a bassa frequenza

I terremoti etnei del 27.10.2002, $M_L=4.8$ e del 29.10.2002, $M_L=4.6$ sono caratterizzati dalla presenza dominante di frequenze particolarmente basse (0.2 -0.3 Hz), non usuali data la modesta magnitudo. Entrambi gli eventi si sono verificati durante l'eruzione dell'Etna del 2002-2003. Il 12 Gennaio 2006 si è registrato un evento con caratteristiche spettrali simili agli eventi dell'Ottobre 2002. Tale evento è stato registrato su tutta la rete broad-band gestita dall'INGV-CT nella Sicilia orientale. La retta di attenuazione dello spostamento con la distanza mostra una pendenza di ca. -1.3, nell'ipotesi di una sorgente localizzata a 0.5 km di profondità (Fig. 6).

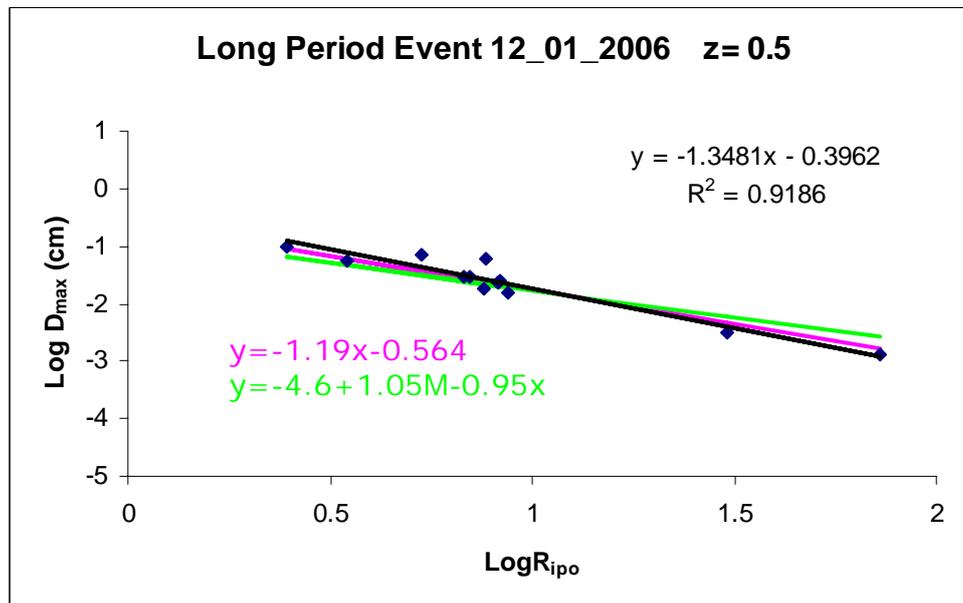


Figura 6 - Legge di attenuazione D_{max} (D_{10}) per eventi a bassa frequenza (esempio relativo all'evento del 12 Gennaio 2006).

La pendenza di tale retta di attenuazione viene ragionevolmente riprodotta ipotizzando una sorgente di durata di 3 s e con un valore del momento scalare di 10^{15} Nm (corrispondente a $M_w=4.0$, linea fucsia). Essendo tale evento presumibilmente legato a manifestazioni di attività vulcanica si è inoltre ipotizzato un tensore momento isotropico. Utilizzando la relazione (2) i valori di D_{max} per questo evento corrispondono ad una M_w di ca. 3.6 (linea verde). Questa differenza si spiega col fatto che eventi come quello del 12. Gennaio 2006 sono da considerarsi come “eventi rossi”, ricchi in bassa frequenza ma poco energetici. La relazione (2) copre pertanto anche questi fenomeni, a patto che venga utilizzato un valore di magnitudo che rappresenti correttamente il contenuto spettrale di questi eventi, abbastanza comuni nell'area etnea. L'analisi di un piccolo data set di eventi registrati in maggio/giugno 2007, con morfologia simile a quello del 12 Gennaio 2006 (sia nella forma d'onda sia nel contenuto spettrale), ha evidenziato una pendenza della retta di attenuazione variabile tra -1 e -1.3. Per tali eventi l'analisi spettrale ha rivelato una frequenza dominante tra



0.3 e 0.4 Hz. Nel caso dell'evento del 12 Gennaio 2006 il momento sismico è stato stimato tramite simulazioni sintetiche. Per un trattamento di grosse quantità di dati tale approccio non è proponibile. Generalmente nei cataloghi di eventi sismici sotto una certa soglia (ca. 3.5, vedi sito web dell'USGS) vengono riportate le magnitudo locali anziché Mw. Onde arrivare ad una proposta concreta sul trattamento di questi eventi si è pertanto stimata la Mwa, simulando la risposta di un sensore Wood-Anderson ed applicando la formula di Lahr (1989) per distanze inferiori a 200 km:

$$M_{wa} = \log(2800 D_{max} [\text{mm}]) - 1.6 \log RI - 0.15 \quad (3)$$

Utilizzando Mwa nella relazione (2) si è constatato che il valore di Dmax (D10) viene sottostimato di un fattore fino a 3. Sulla base dei dati disponibili fino ad oggi si ottiene una buona copertura dei valori di Dmax osservati per questi eventi utilizzando nella relazione (2) Mwa al posto di Mw e maggiorando il risultato con un valore costante di ca. 0.5, cioè

$$\log D10 = -4.1 + 1.05 M_{wa} - 0.95 \log RI \pm 0.27 \quad (4)$$

1.4 Bibliografia

- Chapman, C., 2003. *Fundamentals of Seismic Wave Propagation*. Cambridge University Press, 608 pp.
- Giampiccolo, E., D'Amico, S., Patanè, D., Gresta, S., 2007. Attenuation and source parameters of shallow microearthquakes at Mt. Etna volcano. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 97, 184-197, doi: 10.1785/0120050252
- Hirn, A., Nercessian, A., Sapin, F., Ferrucci, F., Wittlinger, G., 1991. Seismic heterogeneity of Mt. Etna: structure and activity. *Geophys. J. Int.*, 105, 139-153.
- Lahr, J. C., 1989. Hypoellipse, version 2.0: a computer program for determining local earthquake hypocentral parameters, magnitude, and first motion patterns. U.S. Geol. Surv., Open File Rep., 89/116, 81 pp.
- Lomax, A., J. Virieux, P. Volant, and C. Thierry-Berge, 2000. Probabilistic earthquake location in 3D and layered models, in *Advances in Seismic Event Location*, C. H. Thurber and N. Rabinowitz (Editors), Kluwer Academic Publishers, Dordrecht/Boston/London, 101-134
- Lomax, A., Curtis A., (2001), Fast, probabilistic earthquake location in 3D models using oct-tree importance sampling, *Geophys. Res. Abstr.*, 3, 955.
- Müller, G., 1985. The reflectivity method: a tutorial. *J. Geophys.*, 58, 153-174.
- Patanè, D., G. Barberi, O. Cocina, P. De Gori and C. Chiarabba, 2006. Time-Resolved Seismic Tomography Detects Magma Intrusions at Mount Etna, *Science*, 313, 821-823.
- Ursino A., Langer H., Scarfi L., Di Grazia G., Gresta S., 2001. Discrimination of quarry blasts from tectonic microearthquakes in the Hyblean Plateau (Southeastern Sicily) – *Annali di Geofisica, Annali di Geofisica VOL.44, N.4, August 2001*, pp. 703-722.
- Ungerer, J. 1990. Berechnung von Nahfeldseismogrammen mit der Reflektivitätsmethode. Tesi di Laurea, Universität Stuttgart, 161 pp.

1.5 Raggiungimento degli obiettivi del progetto

Si ritiene che l'obiettivo del progetto per l'UR 1 – relazioni di attenuazione dmax a seguito di confronti con modellazioni numeriche – sia stato pienamente raggiunto.

1.6 Fattori che hanno influenzato lo sviluppo del progetto

La rete sismica permanente broad band nell'area etnea e nelle zone adiacenti è stata implementata soltanto a partire del 2003 ed ha visto ulteriori potenziamenti nel corso del progetto. In tal modo anche la base dati si è allargata in corso d'opera, rendendo necessari diversi aggiornamenti riguardante le relazioni empiriche. La magnitudo complessivamente bassa degli eventi a disposizione ha reso necessario di ricorrere a simulazioni sintetiche, in modo di stabilire delle relazioni di attenuazione valide anche per terremoti più grandi. In tale modo l'obiettivo della ricerca svolta dalla UR1 - formulazione di leggi di attenuazione dello spostamento per l'area etnea – è stato raggiunto pienamente.

1.7 Pubblicazioni nell'ambito del progetto

- Tuve', T., Mostaccio, A., Langer, H., Di Grazia, G., 2005. Re-evaluation Of The Shallow Seismicity On Mt Etna Applying Probabilistic Earthquake Location Algorithms. Poster at the Fall Meeting of the American Geophysical Union, San Francisco, 11-15 December, 2005.
- Giampiccolo, E., Langer, H., Patanè, D., Tusa, G., 2006. Peak ground motion attenuation relationship at Mount Etna volcano (Italy). *Geophys. Res. Abstr.* 8, 05684, 2006.



Giampiccolo, E., Langer, H., Tusa, G., 2007. Peak ground displacement attenuation on Mt Etna – Controlling factors and variability of predictions. Geophys. Res. Abstr. 9, 03741, 2007.

2 UR 2 – INGV, Roma

UR 2 - *Responsabile: Andrè Herrero, INGV, Sezione Catania*

Collaboratori: Akinci A., Calderoni G., Cirella A., Cultrera G., Di Alessandro C., Di Giulio G., Hunstad I., Lenti L., Malagnini L., Milana G., Nielsen S., Piatanesi A., Rovelli A.

2.1 Prefazione

La UR2 ha affrontato principalmente tre temi di ricerca: *i)* la modellazione numerica del campo di spostamento generato da faglie estese per calcolare l'effetto di direttività e *pattern* di radiazione sulle ordinate spettrali in spostamento, *ii)* la stima della legge di attenuazione in spostamento per i terremoti in Italia (con analisi specifica per i terremoti etnei caratterizzati da anomalo contenuto spettrale a lungo periodo), e *iii)* la stima dell'amplificazione sullo spettro di risposta in spostamento causata da onde diffratte localmente all'interno di bacini sedimentari di grande estensione, con particolare attenzione agli effetti in prossimità del bordo. I risultati di queste ricerche costituiscono, nell'ordine, l'intero contenuto del Deliverable D13 (Task 3), la quasi totalità (circa il 90%) del Deliverable D16 (Task 4), ed una parte (circa il 15%) del Deliverable D19 (Task 5). Le attività svolte nel progetto da UR2 sono descritte seguendo tale suddivisione.

2.2 Task 4 (Deliverable D13)

Il modello semplificato dello spettro di risposta in spostamento (SRS) proposto da Faccioli et al. (2004) è basato su uno spettro adimensionale che utilizza come norma la durata del segnale t_0 per i periodi ed il massimo dello spostamento (d_{max}) per le ampiezze dello spettro. Se le leggi predittive di questi due parametri sono conosciute in funzione della magnitudo e della distanza, è possibile sfruttare questa semplice ed immediata definizione per conoscere lo SRS in tutto lo spazio magnitudo – distanza. L'assunzione principale sottintesa in questa definizione è una forma d'onda temporale dello spostamento semplice, simile ad un impulso. Lo scopo del Task 3 è studiare la stabilità e la variazione di questa assunzione quando la distanza dalla faglia è piccola (qualche lunghezza di faglia), laddove diversi fenomeni di sorgente come la direttività, il campo vicino (spostamento statico) o il meccanismo focale sono molto influenti. Le attività sono state sviluppate attraverso modellazioni sintetiche in campo completo a bassa frequenza (inferiore a 1 Hz). Si è generata numericamente una base di forme d'onda di spostamento variando parametri della sorgente come il meccanismo di fagliazione, la nucleazione e la velocità di rottura (i due parametri che controllano l'effetto della direttività, Aki e Richards, 1980). La prima fase è stata la verifica delle ipotesi di partenza con le forme d'onda ottenute. Abbiamo in seguito calcolato i due parametri d'interesse, ampiezza massima e durata del segnale, su ogni traccia. Per motivi d'omogeneità con altri task del progetto, abbiamo rimpiazzato il picco di spostamento con il valore dello spettro di risposta in spostamento a 10 sec. L'unica pratica non in linea con il progetto è il calcolo dei parametri per la componente orizzontale. Abbiamo dovuto fare la scelta di una media quadratica, mentre gli altri task hanno scelto una media geometrica. Purtroppo la media geometrica genera una dispersione sulla distribuzione dei parametri di interesse che maschera gli effetti della sorgente. Abbiamo eseguito una regressione per ottenere un'equazione predittiva più complessa, che tiene conto dell'angolo di vista θ e dei parametri della sorgente citati in precedenza.

$$\text{Log}_{10}(d_{10}) + \text{Log}_{10}(r_c) = \underbrace{M_w - 4.3}_{\text{Faccioli et al. (2004)}} + a + \underbrace{\text{Log}_{10}(f_r(\theta))}_{\text{meccanismo focale}} + \underbrace{\text{Log}_{10}(f_d(\theta, v_n, \xi))}_{\text{direttività}} \pm \sigma$$

dove

$$f_d(\theta, v_n, \xi) = v_n \left[\frac{1}{1 - v_n \cos(\theta)} + \frac{\xi}{1 + v_n \cos(\theta)} \right]$$

e

$$v_n = \frac{v_r}{\beta}$$



I parametri v_r e β sono rispettivamente la velocità di propagazione della rottura sul piano di faglia e la velocità delle onde di taglio nella crosta (Ben-Menahem, 1962). I valori trovati per a e per la funzione f_r sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Valori trovati con best fit da sintetici di spostamento (i valori tra parentesi sono la dispersione dei dati prima della parametrizzazione del *radiation pattern*).

	a	f_r	σ
Strike slip Z	-0.7271	$\sin(2\theta)$	0.20 (0.33)
Strike slip H	0.0527	$\cos(2\theta)$	0.20 (0.25)
Dip slip Z	-0.1734	$\sin(\theta)$	0.20 (0.33)
Dip slip H	-0.1003	$\sin(\theta)$	0.20 (0.27)

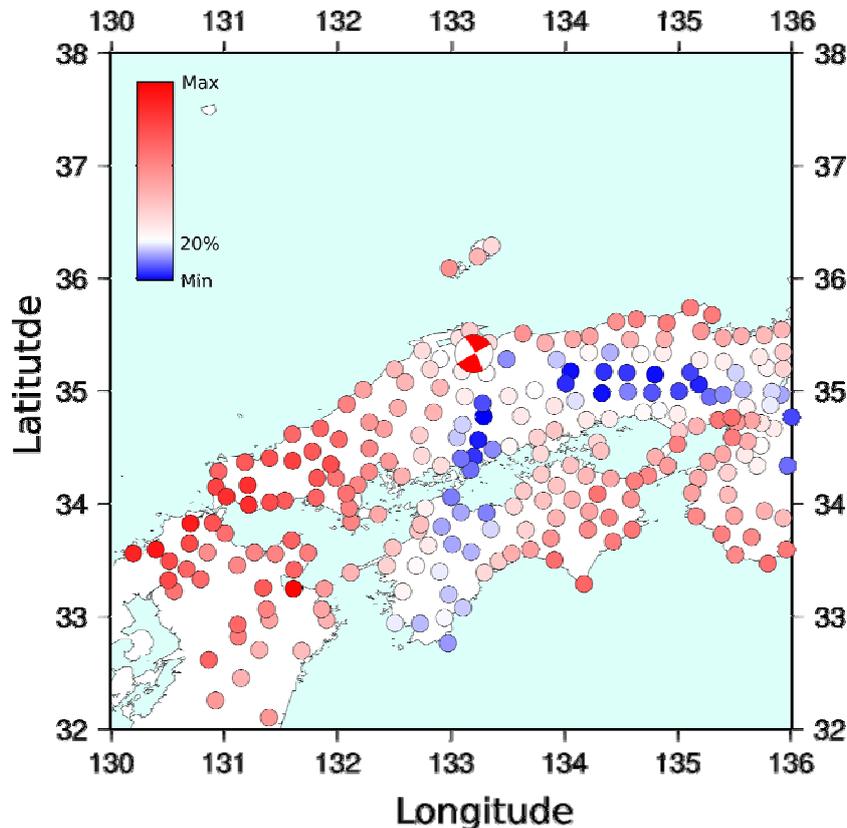


Fig. 1 - Spatial distribution of a proxy of peak ground displacement during a real earthquake. The proxy corresponds to the logarithm of the ordinate of the displacement response spectra at 10 sec added to the logarithm of the distance between the station and the epicentre. It is computed as the squared mean of the horizontal components. Recordings are those of the Knet network (Japan) during the 2000 Tottori earthquake. The focal mechanism of the earthquake is represented on the position of the epicentre. The colour scale is chosen in order to have a red maximum and a blue minimum. The observed pattern corresponds to the radiation pattern of the S wave. The colour does not vary with the distance, confirming that the geometrical attenuation linked to this proxy is $1/r$.

Il principale vantaggio è una diminuzione della deviazione standard (0.20 invece dei valori in parentesi in Tabella 1) e la possibilità di introdurre questa legge predittiva più completa dentro un'analisi di pericolosità probabilistica. Per maggiori dettagli si veda il Deliverable D13. I risultati hanno evidenziato l'influenza del meccanismo di faglia e della direttività sul picco di spostamento tramite un suo proxy. Questo andamento è stato anche pienamente confermato su dati reali, estratti dalla base dei dati giapponesi Knet (si veda la Figura 1). Abbiamo mostrato anche l'importanza della scelta del tipo di media o di proiezione da utilizzare sulle componenti orizzontali. Per esempio, anche una decomposizione che consideri la componente orizzontale parallela o ortogonale alla faglia può non essere sufficiente per notare l'influenza della sorgente.

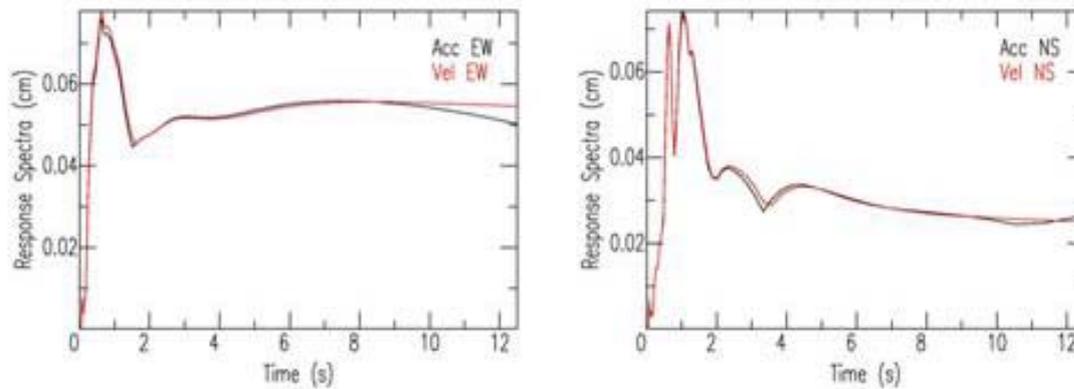


Fig. 2 - Comparison between displacement response spectra computed from co-located accelerometer and broad-band seismometer. Up to periods of about 10 s, the amplification of low-frequency noise in the double integration does not affect the resulting spectral ordinates.

2.3 Task 4 (Deliverable D16)

In questo Task l'UR2 ha affrontato il problema della ricostruzione delle forme d'onda di spostamento, utilizzando dati digitali di terremoti italiani. Le difficoltà che si possono incontrare in questo ambito sono ben note dalla letteratura internazionale. Tuttavia, in sintonia con l'UR6 che simultaneamente affrontava lo stesso problema utilizzando una base di dati mondiali, abbiamo potuto verificare come il problema sia molto meno critico quando, invece dell'intera forma d'onda di spostamento, ci si limiti al calcolo delle ordinate spettrali di spostamento fino a periodi di una decina di secondi. Analizzando registrazioni di stazioni digitali a 6 canali (tre componenti di un velocimetro a larga banda e tre di un accelerometro) si è potuto verificare la notevole significatività dei lunghi periodi ($T > 10$ s) presenti nelle tracce. Viene qui mostrato un esempio relativo al calcolo dello spettro di risposta di un evento di bassa magnitudo (M_w 4.4) avvenuto nelle Alpi Pennine il giorno 8 settembre 2005 (Figura 2). Il contributo dell'UR2 al Task 4 è stato il calcolo degli spettri di risposta in spostamento (con smorzamento del 5%) su una base di 161 registrazioni digitali a 3 componenti di terremoti italiani costituita per l'83% da dati accelerometrici della RAN e per il 17% da dati velocimetrici della Rete Sismica Nazionale dell'INGV. Circa il 50% dei dati analizzati è relativo ai terremoti di Umbria-Marche e Molise. La magnitudo minima considerata è stata pari a 4.1. La distribuzione magnitudo-distanza ipocentrale dell'intero insieme dei dati è mostrata in Figura 3.

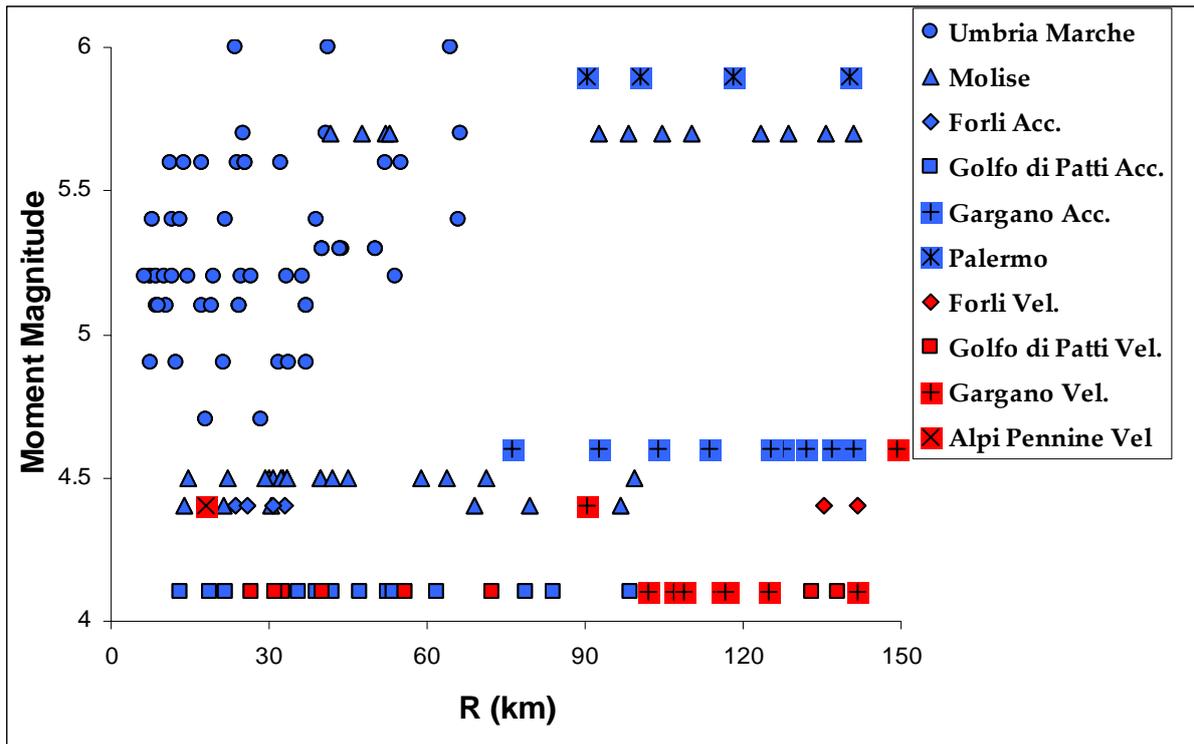
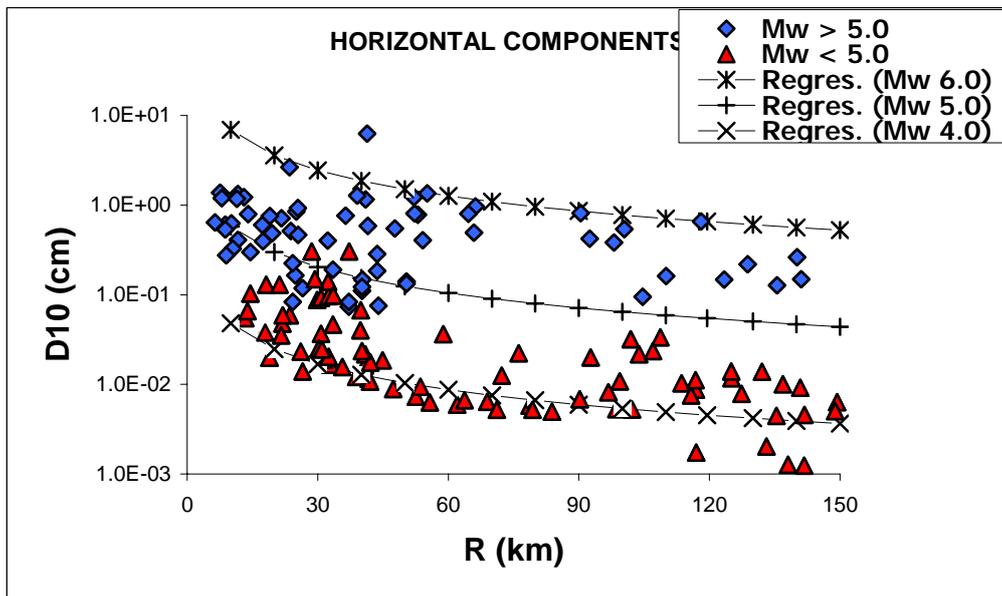


Fig. 3 - Distribution of records in terms of moment-magnitude and hypocentral distance. Symbols of accelerograms and broad-band seismograms are in bleu and red, respectively. They represent 83% and 17% of the entire data set, respectively.

Particolare attenzione è stata dedicata al perfezionamento delle tecniche di processamento delle serie temporali. L'amplificazione del rumore a bassa frequenza nella doppia integrazione introduce derive strumentali difficilmente eliminabili. Poichè non esiste una tecnica ottimale per l'eliminazione di queste derive in modo oggettivo, si sono utilizzate tre delle tecniche proposte nella letteratura internazionale:

1. applicazione di filtro acausale passa-alto con "taper" e "zero padding", seguendo le indicazioni di Boore and Bommer (2005);
2. correzione della linea di base a tratti ("piece-wise correction") secondo l'approccio inizialmente proposto da Iwan et al. (1985), da noi implementato in una procedura automatica che, con metodo "trial-and-error", suddivide l'intera registrazione in segmenti per i quali la sottrazione della linea di base garantisce la distorsione minima nelle forme d'onda di spostamento (i dettagli sono mostrati in Appendice);
3. eliminazione delle derive non fisiche di bassa frequenza mediante fit con funzione polinomiale (come suggerito da Graizer, 1979).



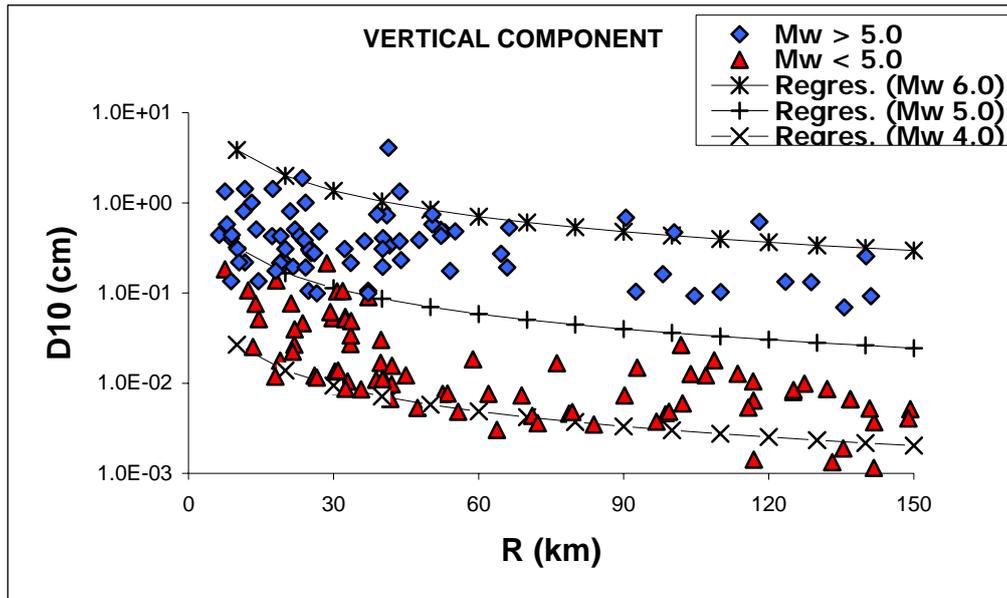


Fig. 4 - Values of displacement spectral ordinates at $T=10$ s for both horizontal and vertical components, computed for the entire data set of 483 Italian digital recordings.

Lo spettro di risposta in spostamento di ogni componente di ogni registrazione viene calcolato come media dei risultati dei tre metodi. La media è calcolata sui valori logaritmici assumendo per le ordinate spettrali una distribuzione log-normale. Si è studiato in particolare l'andamento dell'ordinata spettrale a 10 secondi (D_{10}) per il moto orizzontale e verticale. Per la stima dell'ordinata spettrale del moto orizzontale si è operata la media geometrica delle componenti NS ed EW: $D_{10} = [D_{10}^{NS} \times D_{10}^{EW}]^{1/2}$. In Figura 4 sono mostrati gli andamenti di D_{10} per le componenti orizzontali (in alto) e per le componenti verticali (in basso). Le curve teoriche sovrapposte ai dati delle componenti orizzontali sono rappresentazioni per magnitudo 4, 5 e 6 della regressione

$$\log D_{10} = -4.68 + 1.08 Mw - 0.95 \log_{10} R \quad (1)$$

stimata in questo progetto dall'UR6 su una base di dati mondiali, senza differenziazione per classe di sito. Per le componenti verticali, il rapporto D_{10}^H / D_{10}^V stimato da UR6 risulta pari a 1.5; in Figura 4 (in basso) le curve teoriche sono ottenute dall'andamento (1) scalato per questo rapporto. Sebbene la scarsità dell'insieme dei dati italiani non consenta di calcolare una regressione robusta per D_{10} in funzione di Mw ed R , le osservazioni sperimentali comunque indicano una marcata consistenza con gli andamenti stimati dai dati mondiali, confermando l'applicabilità per l'Italia della regressione (1). La validità per l'Italia delle regressioni ottenute dalla base dei dati mondiali esce confermata anche per le ordinate spettrali di spostamento in funzione del periodo. La Figura 5 mostra un esempio in cui si confrontano, per siti di classe B e in due intervalli di distanza, gli spettri di risposta in spostamento della nostra base di dati con le regressioni determinate da UR6. Gli andamenti sono molto consistenti: le curve sperimentali che sembrano discostarsi dai valori aspettati rientrano comunque all'interno di 1 deviazione standard.

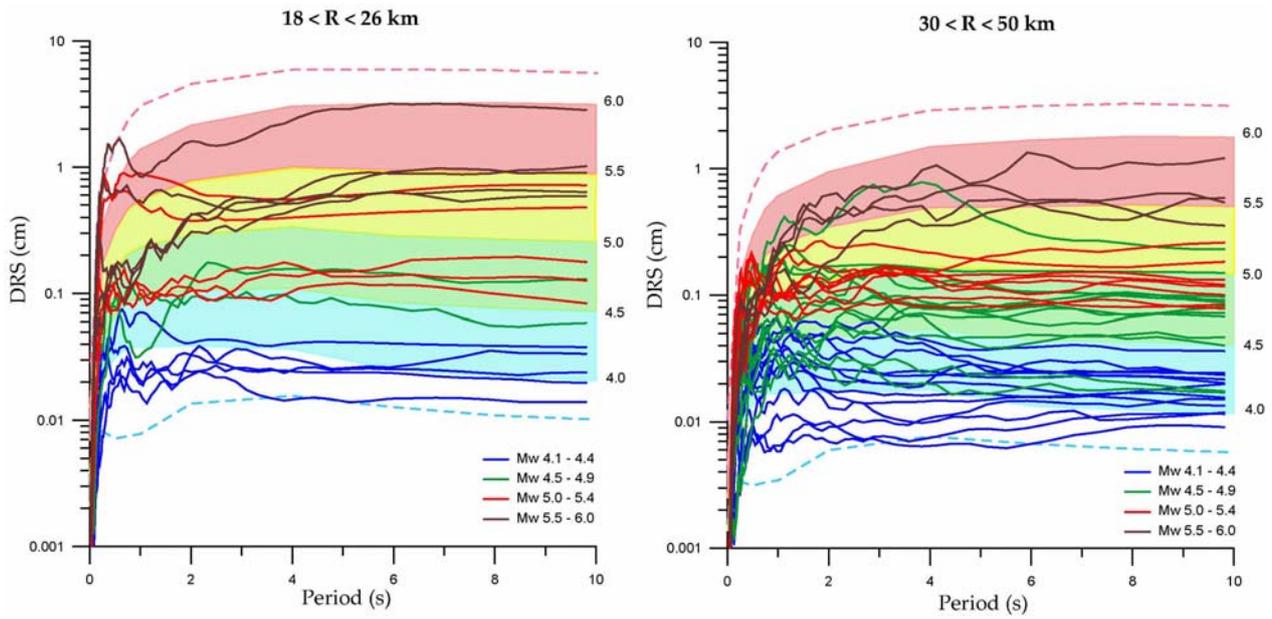


Fig. 5 - Trends of displacement response spectra (Class B) in Italy compared to regression from data of other regions in the world. The color-shaded bands represent the 50-percentile range from Mw 4.5 to 5.0 (green), 5.0 to 5.5 (bleu), and 5.5 to 6.0 (red). The dispersion curves corresponding to Mw 6.0 +1 σ (dashed red curve) and Mw 4.5 - 1 σ (dashed green curve) are also shown. Note that some (low-amplitude) observations fall below the expected attenuation law but are within the expected standard deviation.



2.4 Task 5 (Deliverable D19)

Il contributo della UR2 ha riguardato il caso di bacini estesi con particolare attenzione al possibile effetto di amplificazione in prossimità del bordo. Questi effetti sono stati spesso molto importanti durante forti terremoti in California e Giappone, causando incrementi di danno significativi. I casi più famosi sono stati il “maximum damage belt” durante il terremoto di Kobe (descritto e modellato da Pitarka et al., 1998); un effetto molto simile ha interessato l’area di Santa Monica (Graves et al., 1998). Una forte anomalia in bassa frequenza è stata osservata negli spettri di risposta nel bacino di Los Angeles ed è stata attribuita da Joyner (2000) alle onde di superficie difratte localmente dai bordi del bacino.

Tabella 2. Casi teorici trattati (SS, N e -N indicano rispettivamente meccanismi trascorrenti, di faglia diretta e inversa)

Tipi di onde	Pendenza del bordo (°)	Angolo di incidenza (°)	Terremoti simulati
P-SV	45	0	Mw 6.5
P-SV	45	30	Mw 6.5
P-SV	10	30	Mw 5.2 (SS, N, -N); Mw 6.5
P-SV	10	15	Mw 6.5
P-SV	10	0	Mw 5.2 (SS, N, -N); Mw 6.5
SH	10	0	Mw 6.5

L’analisi è consistita in uno studio parametrico effettuato attraverso modellazioni 2D calcolando numericamente la risposta di un bacino con strati piani e paralleli colpito da un fronte d’onda che simulava terremoti di magnitudo 5.2 e 6.5. Si è mantenuto fisso il profilo di velocità verticale (in accordo con la scelta del Progetto Sismoalp, 2006) lo spessore del bacino ($H = 500$ m) e le forme d’onda delle sorgenti sismiche ipotizzate, mentre si è fatto variare l’angolo di incidenza e la pendenza del bordo del bacino. Sismogrammi sintetici già calcolati in questo progetto (nel Task 3 da UR2 e nel Task 5 da UR6) per siti su roccia sono stati convoluti con sismogrammi sintetici ottenuti per variazioni dei parametri. Il nucleo del lavoro è consistito in dodici simulazioni, la tabella 2 sintetizza le modellazioni effettuate. Le modellazioni 2D sono state gestite con calcolo parallelo attraverso il portale Wisa presso il Caspur, realizzato nell’ambito di una collaborazione INGV-Caspur-Università di Trento (Santoni et al., 2004). Mediante tale portale viene applicato un codice di calcolo alle differenze finite per onde SH (Caserta, 1998) e agli elementi finiti per onde P-SV (Lanucara et al., 2004). Entrambi utilizzano un cluster IBM SP5, con 8 processori appartenenti a un nodo di una macchina SMP, con 1.9 Ghz di clock (Caserta et al., 2004). I tempi macchina sono variabili da 20 a 30 ore per ogni modello, con una massima frequenza esplorata pari a 3 Hz. Sono stati prodotti mediamente un migliaio di sismogrammi sintetici per ognuno dei sei modelli usati (Tabella 2). In Figura 6 viene mostrato un esempio dei risultati delle modellazioni. La quantità totale di sintetici prodotta è stata di un centinaio di Gigabyte. La Figura 7 mostra le amplificazioni lungo il bacino in termini di rapporti di ampiezze di Fourier. Negli esempi mostrati il bacino è eccitato da onde P-SV con incidenza obliqua di 30° , si è fatta variare la pendenza del bordo (10° e 45°). La Figura 8 riassume l’andamento medio delle amplificazioni trovate per le ordinate spettrali di spostamento. L’operazione di media è stata fatta per diversi angoli di incidenza e diversi valori della pendenza del bordo. La curva tratteggiata è lo spettro di risposta su roccia per Mw 6.5 e distanza R di 50 km, mentre la curva in grassetto è l’andamento medio in due zone del bacino (in prossimità del bordo, nel riquadro a sinistra, e lontano dal bordo, nel riquadro a destra). Le due curve con tratto sottile delimitano l’intervallo di ± 1 deviazione standard sulla media dei sismogrammi sintetici. E’ interessante constatare che la dispersione delle ordinate spettrali delle modellazioni entra bene nella fascia corrispondente a ± 1 deviazione standard della regressione per siti di classe C, con Mw 6.5 e R 50 km.

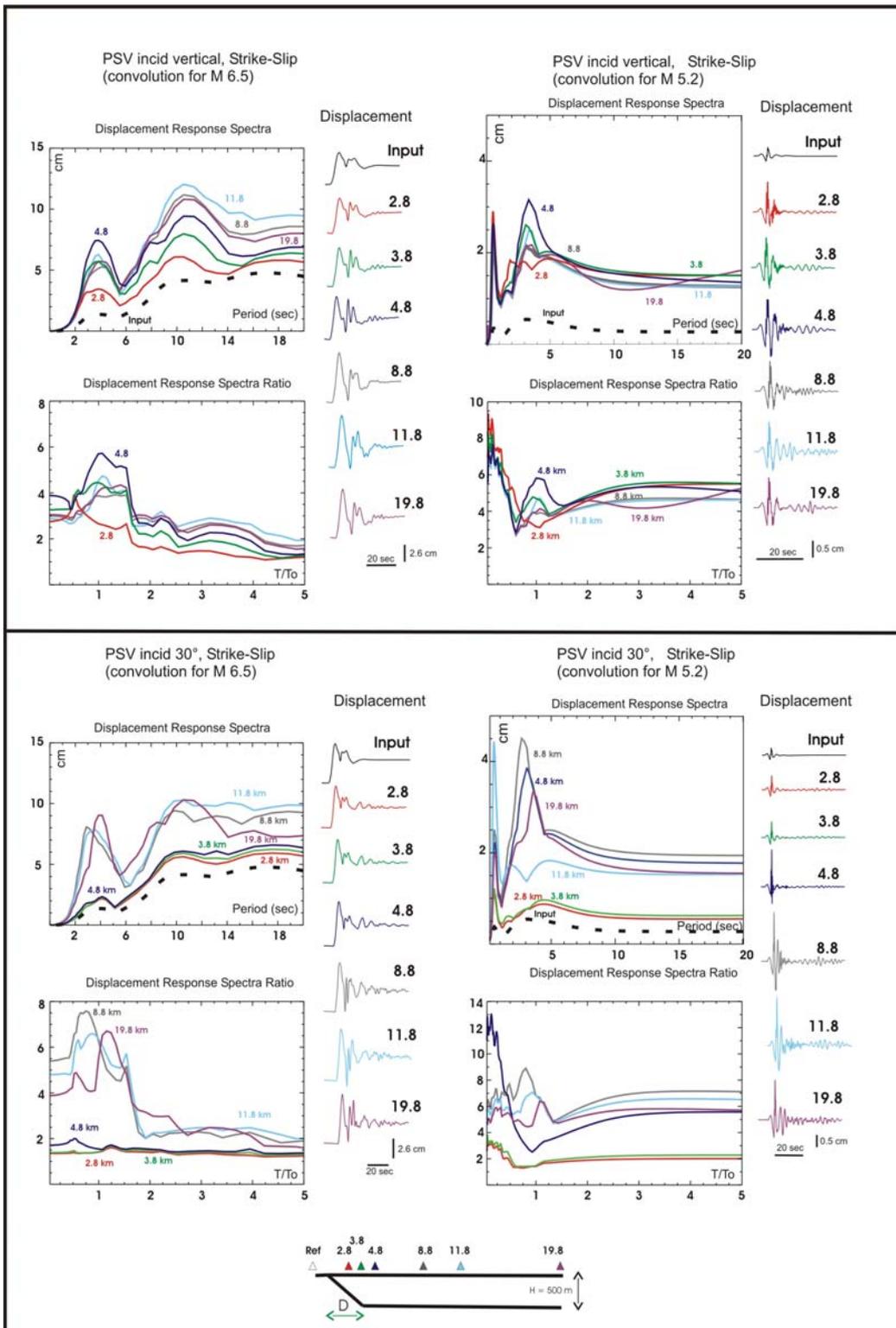
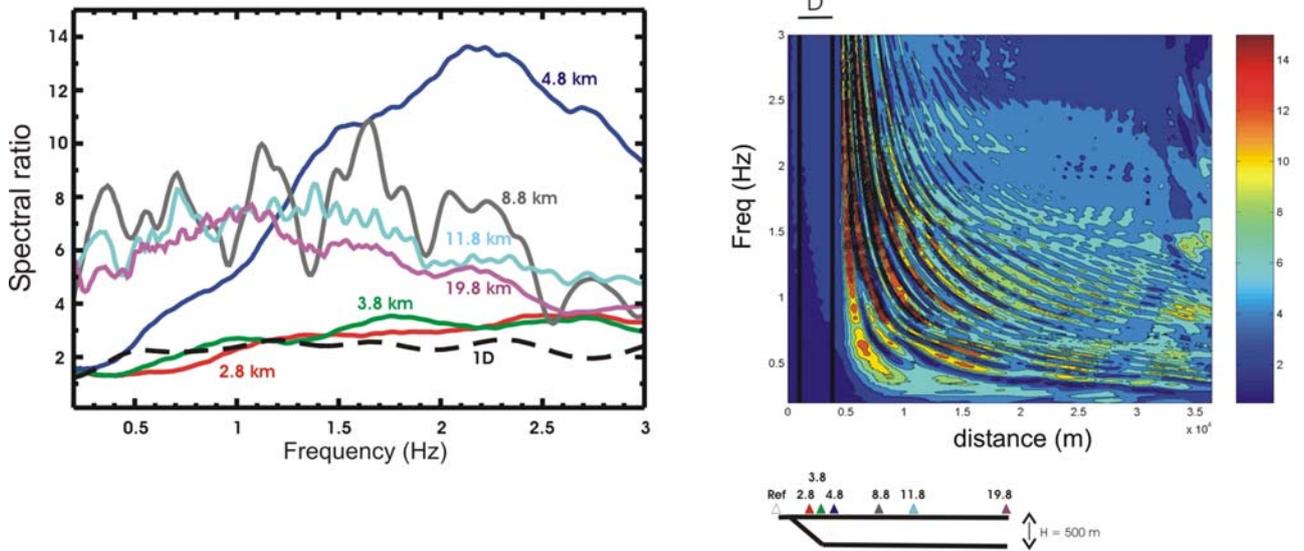


Fig. 6 - Displacement response spectra and spectra ratios are computed for representative sites in the basin. The displacement time histories are computed by convolving the source input (radial component) by synthetics of the 2D model. The examples refer to P-SV waves for vertical (top panels) and 30° oblique incidence (bottom panels). Simulated magnitudes are Mw 6.5 (left hand side) and Mw 5.2 (right hand side). The edge slope is 10°. T_0 is the inverse of f_0 , the fundamental frequency of the sediment infilling.



PSV Incidence 30° , Edge slope 10°



PSV Incidence 30° , Edge slope 45°

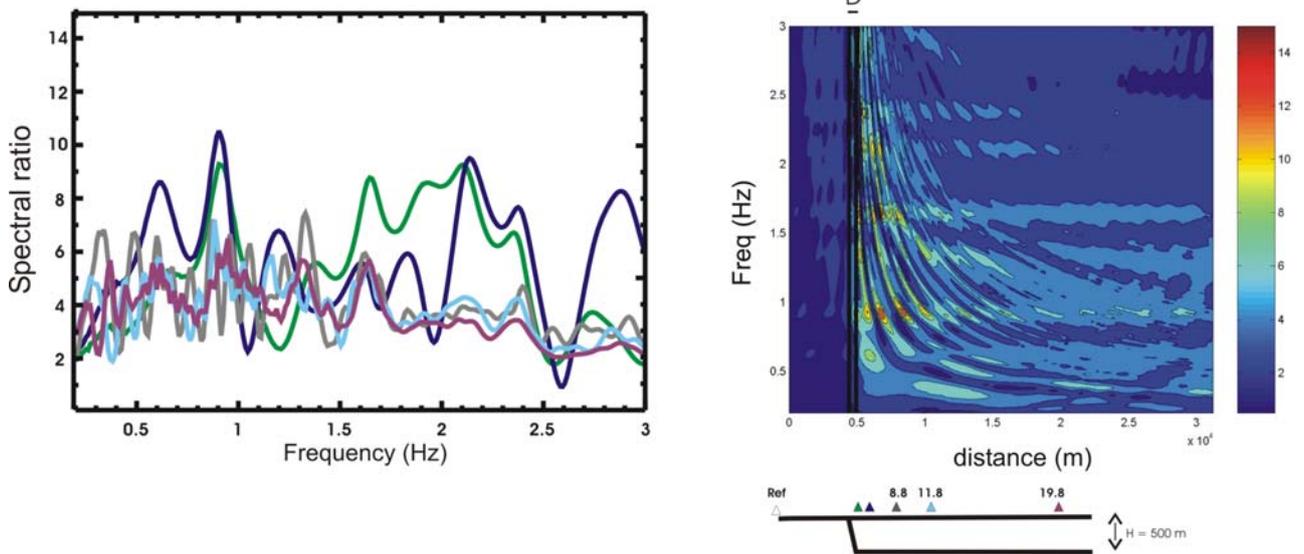


Fig. 7 - The Fourier amplitude spectra in the basin are divided by the bedrock input spectrum. The panel in the left hand side represent spectral ratios at representative sites, on the right side the contouring of amplification is shown. The simulated cases are relative to obliquely incident P-SV waves and the edge slope is 10° (top panels) and 45° (bottom panels). The incidence angle (30°) has been intentionally taken as intermediate between the two slope angles.



M 6.5, R 50 km, Edge Distance 2-5 km

M 6.5, R 50 km, Edge Distance 8-20 km

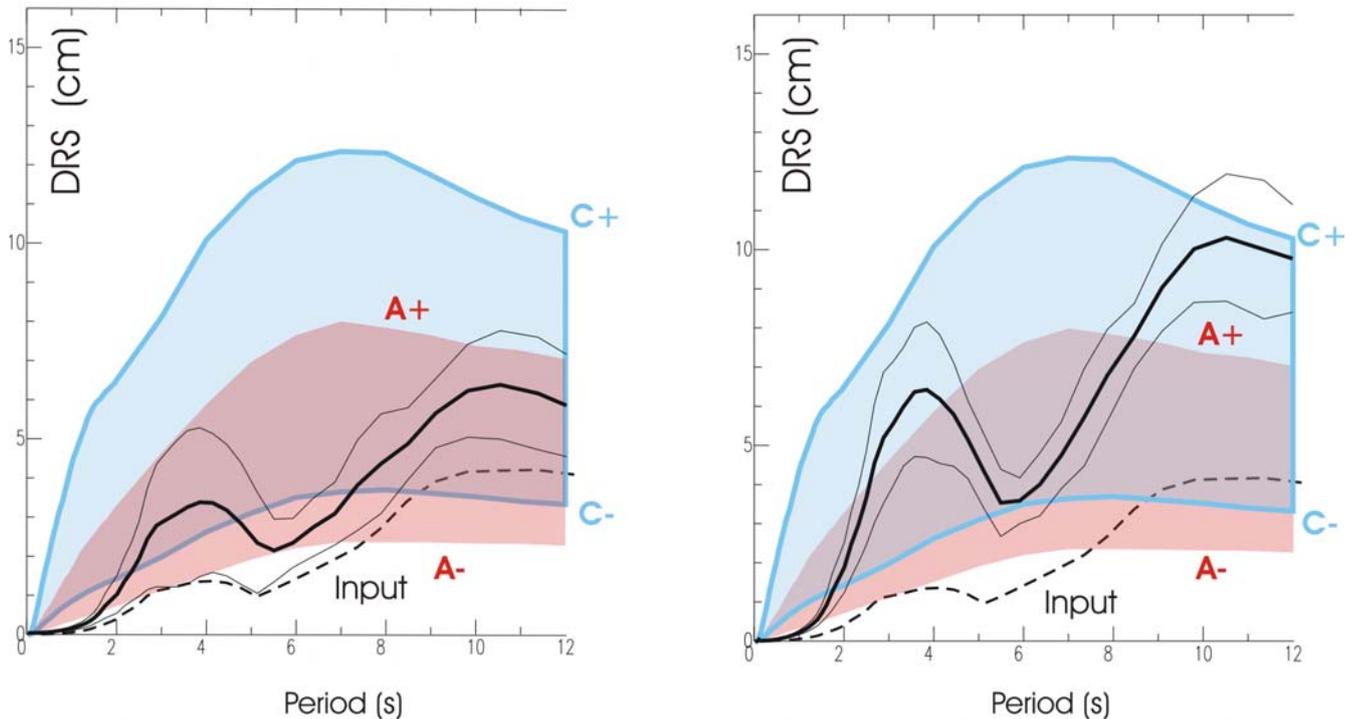


Fig. 8 - Effects of sediment amplification on DRS (Mw 6.5, R 50 km). The dashed curve is DRS of the input earthquake (at rock); the pinked shaded band is the ± 1 s.d. interval of regression for Class A. The thick curve is the average DRS computed over the simulated displacement ensemble for different portions of the 2D basin (close and far from the edge, left and right hand side, respectively). Thin curves are ± 1 s.d. of the ensemble average: they fall inside the ± 1 s.d. interval of regression (blu shaded band).

2.5 References

- Aki K. e P. G. Richards (1980). Quantitative seismology, W. H. Freeman and Co., San Francisco, vol. 2.
- Ben-Menahem A. (1962). Radiation of seismic body waves from a finite moving source in the Earth, *J. Geophys. Res.*, 67, 345-350.
- Boore, DM. e Bommer JJ. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25: 93-115.
- Caserta, A. (1998). A time domain finite-difference technique for oblique incidence of antiplane waves in heterogeneous dissipative media, *Annali di Geofisica*, 41, 617– 631.
- Caserta A., Firmani, B., Ruggiero, V., Lanucara, P., Busico, M.P. (2004). Finite elements method: a new approach for parallel computing, General Assembly of the XXIX European Seismological Commission, Potsdam, Germany (poster).
- Faccioli E., R. Paolucci e J. Rey (2004). Displacement spectra for long periods, *Earthquake Spectra*, 20, 347-376.
- Graizer, VM. (1979). Determination of the true ground displacement by using strong motion records, *Izvestiya, Phys Solid Earth*, 15: 875–85.
- Graves R.W., Pitarka A., Somerville P.G. (1998). Ground-motion amplification in the Santa Monica area: Effects of shallow basin-edge structure, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88, 1224-1242.
- Iwan, WD, Moser MA, Peng C-Y. (1985). Some observations on strong motion earthquake measurement using a digital accelerograph. *Bulletin of Seismological Society of America*, 75: 1225–46.
- Joyner W.B. (2000). Strong Motion from Surface Waves in Deep Sedimentary Basins, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90, DOI: 10.1785/0120000505, S95-S112.
- Lanucara P., Busico, M.P., Caserta, A. and Firmani, B. (2004). Numerical Modelling of the ground motion: a parallel approach for finite element methods, *Proceedings of the 7th Conference on Applied and Industrial Mathematics in Italy, Venezia, Italy*, 487-495.
- Pitarka A., Irikura K., Iwata T., Sekiguchi H. (1998). Three-dimensional simulation of the near-fault ground motion for the 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe), Japan, earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88, 428-440.
- Santoni D., Giuffrida, C., Ruggiero, V., Caserta, A., Lanucara, P. (2004). Web user-friendly interface to produce input data for numerical simulations of seismic wave propagation, EGS-AGU-EUG Joint Assembly, Nice, France (poster).



3 UR 3 - INGV, Milano (si veda relazione congiunta con UR6)

4 UR 4 – OGS, Trieste

UR 4 - Responsabile: Alessandro Vuan, OGS, Trieste

Collaboratori: Peter Klin, Giovanna Laurenzano, Enrico Priolo

4.1 Obiettivi

Il lavoro di UR4 ha l'obiettivo di valutare l'effetto dei bacini sedimentari profondi sulla forma spettrale in spostamento (SRS). Considerata la mancanza di dati osservati per terremoti medio-forti, la Pianura Padana (PP) e quella Veneto-Friulana (PV) rappresentano le zone prescelte per lo studio. Precedenti lavori (e.g. Koketsu e Kikuchi, 2000; Miyake e Koketsu, 2005) riguardanti i valori pseudospettrali in velocità nei principali bacini sedimentari in Giappone (Kanto Basin, Osaka Basin, Nobi Basin) avevano evidenziato come questi producessero un effetto di amplificazione considerevole per periodi superiori a 5 s e come tale effetto fosse dovuto principalmente alle onde di superficie (Love e Rayleigh). Un'attenta analisi degli effetti nella banda di periodi 5 - 10 s è necessaria per gli scopi del progetto in quanto nel corso del suo sviluppo si è scelto di utilizzare come parametro di ancoraggio di SRS a lungo periodo il valore spettrale a 10 s (D10 = media geometrica degli SRS delle componenti orizzontali a 10 s). Gli obiettivi principali del Task erano quindi: a) definire lo scuotimento in termini di spostamento atteso nel caso di eccitazione e propagazione di onde di superficie in bacino sedimentario profondo nell'intervallo di distanze 50–200 km attraverso modellazioni del moto del suolo in strutture 1D e 3D, b) evidenziare possibili anomalie delle forme dello spettro in spostamento (SRS) per periodi da 1 a 10 s e suggerire eventuali correzioni da apportare nelle forme spettrali analitiche derivate da dati sperimentali.

4.2 Descrizione dell'attività svolta

4.2.1 Modelli crostali di riferimento 1D

La prima fase del progetto è stata dedicata alla ricerca di studi e dati per definire accuratamente i parametri di input delle modellazioni. In particolare sono state raccolte informazioni sulle proprietà fisiche dei modelli crostali (velocità sismiche, attenuazione, stratificazione) e delle sorgenti sismiche da adottare nelle simulazioni. Oltre alle informazioni specifiche per i bacini italiani che derivano essenzialmente dall'esplorazione petrolifera (AGIP), si sono anche raccolte informazioni di vario tipo su altri bacini profondi e sono state confrontate le strutture crostali e sub-croscali in Kanto (Takeo e Kanamori, 1997; Matsuoka e Shiraishi, 2002) e Osaka Basin (Matsushima e Kawase, 1998; Kagawa et al., 1993), Los Angeles Basin (Ji et al., 2000) e Bohay Basin (Zheng et al., 2005). Particolare attenzione è stata dedicata alla sintesi delle proprietà fisiche del bacino sedimentario profondo e dei sedimenti plio-quadernari. In questa fase si è osservato che il principale contrasto di velocità delle onde S si trova all'interfaccia tra i sedimenti plio-quadernari e quelli miocenici profondi ($VP=2.1$ km/s e $VP=3.5$ km/s rispettivamente). La profondità di questa discontinuità in PP è variabile, e può raggiungere i 7-8 km (Doglioni, 1993). Mediamente tale discontinuità si assesta sui 3 km (Cassano et al., 1986) in PP e su 1.5 km in PV (vedi Figura 1). Considerati questi parametri si è deciso di utilizzare, per i modelli crostali, uno strato superficiale con velocità di taglio minima di 600 m/s (sito B) ed uno spessore superficiale di 500 m per tale strato. Poiché le modellazioni riguardano distanze ipocentrali da 50 a 200 km, e propagazione in bacino sedimentario uno dei parametri di input più importanti è rappresentato dal fattore di qualità Q. Le modellazioni sono state effettuate su strutture 1D anelastiche, con valori di attenuazione che vanno da $Q_s = 20$ in superficie a $Q_s = 100$ alla base dei sedimenti. Una parametrizzazione simile per l'attenuazione è stata usata anche nel bacino di Los Angeles (Olsen et al. 2003) per calcolare la velocità del moto del suolo. In Figura 1 vengono mostrati i profili di velocità delle onde di taglio utilizzati nelle modellazioni 1D per PP, PV ed un modello di riferimento "ROCK". Sempre nella stessa Figura 1 (pannello a destra) viene anche mostrato il confronto tra il profilo 1D di PP e i profili ricavati da letteratura per altri bacini sedimentari profondi. I profili di velocità delle onde S, se confrontati tra loro, mostrano notevoli similitudini specialmente se vengono trascurati i dettagli nella parte più superficiale. Nell'arco dei primi sei mesi sono state eseguite delle validazioni dei modelli strutturali presentati in Figura 1 (terremoto di Correggio 1996, $M=5.4$) e delle simulazioni numeriche preliminari con sorgente puntiforme. Quest'ultima parte era mirata ad acquisire maggiore sensibilità su quali parametri incidono maggiormente sulla forma di SRS per definire con maggior dettaglio l'input delle simulazioni.



4.2.2 Definizione del modello 3-D

Il modello 3D è stato costruito sulla base delle informazioni disponibili che derivano principalmente dalle ricerche per l'esplorazione petrolifera e dai numerosi pozzi presenti in PP e PV. Per gli scopi del progetto si è deciso di caratterizzare con il maggior dettaglio possibile gli spessori dei sedimenti mantenendo costante invece la velocità delle onde S in superficie (600 m/s). Il modello di riferimento alla base del modello 3D è quello "ROCK" utilizzato nelle simulazioni 1D. Su questo modello sono stati impostati i bacini PP e PV che hanno come profondità massima quella evidenziata nella carta delle isopache dei sedimenti del Progetto Finalizzato Geodinamica. La carta è stata digitalizzata per ottenere con un certo grado di approssimazione le geometrie ed i margini di PP e PV. I parametri fisici fondamentali per caratterizzare il bacino sono rappresentati dalla velocità S, dall'attenuazione e da eventuali contrasti di velocità.

4.2.3 Definizione delle sorgenti sismiche

La scelta delle zone sismogenetiche è stata operata considerando il catalogo CPTI ed il database DISS 3.0.2 (Database of Individual Seismogenic Sources). Per le modellazioni sono state scelte le zone della ZS9 che presentano i valori di Mmax più alti (Mmax = 6.6) ed in particolare le seguenti zone sismogenetiche: Friuli-Veneto Orientale (905), Garda-Veronese (906) e Garfagnana-Mugello (915). Questo perché, come anche osservato sperimentalmente, solamente terremoti forti e distanti sono in grado di sollecitare per periodi maggiori di 5 s tutto il bacino sedimentario profondo.

4.2.4 Raccolta di registrazioni accelerometriche in bacini sedimentari profondi

Per validare le stime e confrontare i calcoli, eseguiti per periodi superiori ad 1 s e distanze tra 50 e 200 km, si è deciso di utilizzare il dataset della rete accelerometrica Giapponese Kik-NET, ed in particolare i dati registrati dalle stazioni della rete localizzate all'interno dei principali bacini sedimentari profondi (Kanto e Osaka). Le registrazioni Kik-NET hanno il pregio di avere una buona caratterizzazione dei siti delle stazioni e la possibilità di utilizzare anche registrazioni in pozzo a notevole profondità dentro i bacini sedimentari di Kanto ed Osaka.

4.2.5 Simulazioni numeriche (metodi utilizzati)

I metodi utilizzati nelle simulazioni numeriche sono metodi che risolvono il campo d'onda completo in mezzi anelastici considerando sorgenti finite e modelli strutturali sia verticalmente eterogenei (1-D) che complessi (3-D). Qui in particolare per il calcolo dei sismogrammi sintetici sono stati utilizzati il metodo di integrazione dei numeri d'onda (wavenumber integration method) per le simulazioni con modelli crostali 1D e il metodo di Fourier a griglie sfalsate con il modello 3D lateralmente eterogeneo. Orientando quindi il problema verso la modellazione di onde di superficie a relativamente lungo periodo le simulazioni considerate devono necessariamente comprendere classi di magnitudo massime in PP e PV e distanze ipocentrali maggiori di 50 km. Non sono state considerate distanze ipocentrali inferiori perché è necessaria una distanza $R = 10 * \lambda$ dove λ rappresenta la lunghezza d'onda per osservare il fenomeno di amplificazione dovuto alle onde di superficie. Le simulazioni sono state effettuate considerando come sorgenti di riferimento i terremoti caratteristici delle zone sismogenetiche con magnitudo massima prossime a PP e PV. Per tutte le simulazioni viene considerata una sorgente estesa con uno stress drop medio $\Delta\sigma = 30$ bar.

4.3 Risultati

4.3.1 Risultati delle simulazioni numeriche con modelli crostali 1-D

Successivamente sono state effettuate delle modellazioni numeriche che considerano una sorgente finita e modelli strutturali 1-D. Sono stati calcolati 4 diversi scenari per terremoti di magnitudo momento $M = 6.6$. I terremoti di riferimento sono specificati al paragrafo 2.2. Oltre ai terremoti specificati è stato calcolato uno scenario supplementare per un modello strutturale di riferimento definito "ROCK" (V_s minima in superficie = 2.25 km/s) da utilizzarsi come raffronto con gli altri modelli caratterizzati da coperture sedimentarie di un certo spessore (V_s minima = 0.6 km/s). Per ogni scenario sono utilizzati 156 ricevitori posti a diverse distanze ipocentrali e distribuiti per campionare in modo uniforme sia la parte al "foot wall" che quella posta nel "hanging wall" della faglia. Sono state inoltre utilizzate 3 diverse distribuzioni di slip con stress drop variabile tra 0.8 MPa e 3.2 MPa e 12 diversi punti di nucleazione per simulare la propagazione della rottura bilaterale



ed unilaterale. In Fig. 2 sono mostrati i risultati, in termini di SRS (in rosso) per lo scenario che riguarda il modello strutturale di riferimento (ROCK) confrontati con gli SRS medi stimati dalla base dati del progetto S5 (dati accelerometrici digitali di alta qualità) aggiornata (UR6 Politecnico Milano, Paolucci et al., comunicazione personale). Il confronto mostra che per distanze superiori a 75 km i risultati delle modellazioni su suolo di tipo A sono consistenti con le osservazioni. La dispersione dei valori è ben controllata e molto simile a quella evidenziata nei dati forniti da UR6. Sembra essere invece rilevante l'influenza della scalatura della sorgente sismica (D_{max} e D_{mean} della distribuzione di slip) sulle distanze ipocentrali nel campo vicino alla sorgente (vedi Fig. 2 distanza 50-75km). In Fig. 3 sono mostrati gli SRS medi calcolati per diversi intervalli di distanza ipocentrale per i 4 diversi scenari. Come si può notare gli scenari Garda-Veronese e Garfagnana, che hanno in comune lo stesso modello strutturale (A in Fig.1) ma diverso meccanismo focale (rispettivamente faglia inversa e normale), mostrano rispetto ai valori ottenuti per gli scenari Veneto e ROCK (entrambi faglia inversa) i massimi valori di SRS ed un periodo T_d (periodo corrispondente al picco di SRS) caratteristico superiore a 11s. Un valore di T_d inferiore si osserva invece per lo scenario Veneto (7-8s). Questi valori di T_d elevati sono documentati anche per altri bacini sedimentari (e.g. Kanto e Osaka Basins). Per meglio evidenziare le differenze con gli SRS tipici definiti sulla base delle osservazioni, abbiamo graficato i rapporti tra gli SRS dei diversi scenari (Garda, Veneto) rispetto agli SRS per lo scenario ROCK. Il risultato è mostrato in Fig.4. In realtà con l'eccezione della classe di distanze compresa tra 50 e 75 km il rapporto $SRS(Garda)/SRS(ROCK)$ (in Fig. 5, pannello a sinistra) è vicino al valore 1 fino a quasi 10 s. Questo significa che il modello PP sembra differenziarsi rispetto agli SRS di riferimento (ROCK) solamente per periodi superiori a 10s per la gran parte delle classi di distanza qui considerate. Maggiore dettaglio merita la classe di distanze tra 50 e 75 km dove comunque, come vedremo nei successivi risultati, la geometria e l'eterogeneità del bacino 3D assumeranno un ruolo rilevante nel ridimensionamento delle ampiezze spettrali. rapporti spettrali $SRS(Veneto)/SRS(ROCK)$ (in Fig. 5, pannello a destra) mostrano invece un'amplificazione trascurabile fino a 5s. Gradualmente da 5s a 7s il rapporto diventa 2 fino a 10s. Questo vale per tutte le classi di distanze considerate e porta alla conclusione che terremoti forti in PV vengono risentiti maggiormente nell'intervallo di periodi considerato (1-10s) rispetto a terremoti simili in PP. I risultati delle modellazioni 1D (propagazione del campo d'onda in modelli crostali con sedimenti profondi) sono stati confrontati con le osservazioni raccolte in Kanto Basin per distanze superiori a 100 km e magnitudo comprese nell'intervallo $M= 6.4 - 6.6$ (Fig. 6). Le modellazioni con strutture crostali 1D mostrano per gli scenari considerati in PP e PV risultati consistenti con le osservazioni selezionate in Kanto Basin (Fig. 6) per le corrispondenti classi di distanze ipocentrali e magnitudo.

4.3.2 Risultati delle simulazioni numeriche 3-D

Per verificare quanto e come una struttura complessa, rappresentativa di PP e PV, influisca sugli SRS a lungo periodo è stata realizzata una simulazione 3D. In questo caso gli SRS a pericolosità uniforme calcolati in PP, nell'ambito di S5 (UR6), sono confrontati per uno scenario di terremoto 3D nella zona Garda-Veronese. Per ragioni di calcolo numerico e impostazione del modello (il modello comprende un'area di 300 x 450 km) le simulazioni sono affidabili per periodi superiori a 5 s. L'utilizzo di strutture complesse non modifica in modo evidente la forma di SRS rispetto a quanto ottenuto con strutture semplici 1D. Si riscontra solamente una generale ridimensionamento dei valori di SRS nella banda di periodi di interesse ed un aumento della durata dei sismogrammi nelle zone caratterizzate da maggior profondità dei sedimenti (vedi Fig. 7). Come mostrato in Fig. 8 per 6 città campione gli SRS a pericolosità uniforme (UR6) per periodo di ritorno di 475 anni hanno generalmente ampiezze spettrali superiori nella banda 5-10s ai valori evidenziati dagli SRS calcolati per le modellazioni 3D. L'analisi estesa ad un campione di 14 città per distanze comprese tra 53 e 161 km restituisce i medesimi risultati. Inoltre i valori di D_{10} medi (Fig. 9) ottenuti nelle modellazioni 3D seguono mediamente i valori di D_{10} a pericolosità uniforme ($T=475$ anni) e quindi, gli SRS a pericolosità uniforme prodotti nell'ambito di S5 si dimostrano sufficientemente cautelativi. Come già riscontrato nelle simulazioni 1D risulta evidente un'amplificazione degli SRS a periodi superiori a 10 s per PP.

4.4 Conclusioni

L'analisi dei risultati delle simulazioni che utilizzano modelli crostali 1D ha fornito utili indicazioni sui periodi propri dei bacini sedimentari profondi e sull'influenza delle strutture sedimentarie nella forma spettrale SRS. In particolare sono state rilevate amplificazioni in SRS rispetto al corrispettivo su roccia intorno ad un valore 2 per $T > 7-8$ s in PV, che diventano più marcati soprattutto a distanze minori di 75 km (fattore 4). E' importante sottolineare che, per gli scenari con sorgenti ubicate in PP che hanno interessato modelli con spessore della coltre sedimentaria maggiore, i periodi di amplificazione di SRS rispetto al corrispettivo su



roccia ricadono in una banda $T > 10$ s. L'approssimazione 1D utilizzata può comunque portare ad una sovrastima di questi effetti. Per calibrare e validare queste simulazioni durante il progetto si è provveduto quindi a confrontare i risultati degli scenari con: 1) gli SRS che sono derivati (UR6) dal dataset di osservazioni accelerometriche digitali per classi di distanze ipocentrali e magnitudo simili nel caso di siti su roccia, 2) un sottoinsieme di SRS, assemblato da UR4 nell'ambito del Task 5, da registrazioni digitali raccolte specificatamente all'interno dei bacini sedimentari profondi in Giappone. I risultati di queste calibrazioni e confronti hanno confermato che gli effetti di amplificazione di SRS, mostrati nelle simulazioni 1D, riescono a riprodurre sia la forma che le amplificazioni che vengono evidenziate nei dati osservati. Nel corso del progetto sono state realizzate anche delle simulazioni dimostrative per un modello 3D che include PP e PV. Questo sia per valutare l'effetto di una struttura eterogenea sulla risposta in spostamento sia per capire se nella banda 5-10 s possano verificarsi per effetto di bordo amplificazioni non contemplate nei calcoli effettuati con modelli più approssimati. La forma e i lunghi periodi di risonanza ottenuti nella analisi di propagazione 1D vengono confermati nell'analisi degli SRS ottenuti dalle modellazioni 3D (SRS-3D). Esistono invece differenze significative in ampiezza negli SRS dovute all'eterogeneità del modello 3D (vedi Fig. 8). Generalmente gli SRS-1D rappresentano il limite superiore ("upper bound") degli SRS-3D. Riguardo ancora alle modellazioni 3D, se si analizzano i risultati in termini di attenuazione del D10 con la distanza, si ritrova una buona correlazione tra i calcoli e gli SRS a pericolosità uniforme prodotti nell'ambito di S5 (vedi Fig. 9). Da quest'analisi appare quindi che gli SRS a pericolosità uniforme (per suolo B in questo caso) siano cautelativi e quindi non si ritiene necessario introdurre fattori correttivi per la presenza di bacini sedimentari profondi per periodi minori di 10 s.

4.5 Riferimenti bibliografici

- Cassano, E., Anelli, L., Fichera, R., and Cappelli, V., 1986. Pianura Padana – interpretazione integrata di dati geofisici e geologici. 73° Congresso Società Geologica Italiana, 29 settembre – 4 ottobre 1986, Roma.
- DISS Working Group (2006). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.0.2: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://www.ingv.it/DISS/>, © INGV 2005, 2006 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
- Dogliani, C., 1993. Some remarks on the origin of foredeeps. *Tectonophysics*, 228, 1-20.
- Kagawa T., Zhao B., Miyakoshi K., Irikura K., 2004. Modeling of 3D basin structures for seismic wave simulations based on available information on the target area: case study of the Osaka Basin, Japan. *B.S.S.A.*, 94, 4, 1353-1368.
- Koketsu K. and Kikuchi M., 2000. Propagation of seismic ground motion in the Kanto Basin, Japan. *Science*, 288, 1237-1239.
- Ji C., Helmberger D.V. and Wald D.J., 2000. Basin Structure Estimation by Waveform Modeling: Forward and Inverse Methods. *B.S.S.A.*, 90, 4, 964-976.
- Matsuhima S. and Kawase H., 1998. 3-D wave propagation analysis in Kobe referring to the basin-edge effect. *The Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Rotterdam, Netherlands, Balkema, SS-09, 83-90,
- Matsuoka T., and Shiraishi H., 2002. Application of an exploration method using microtremor array observations for high resolution survey of deep geological structures in the Kanto plains, Butsuri-Tansa (*Geophys. Explor.*), 55, 127-143.
- Miyake H., Koketsu K., 2005. Long-period ground motions from a large offshore earthquake: the case of the 2004 off the Kii peninsula earthquake, Japan. *Earth Planets Space*, 57, 203-207.
- Nakamura R., Satake K., Toda S., Uetake T., Kamiya S., 2006. Three-dimensional attenuation (Q_s) structure beneath the Kanto district, Japan, as inferred from strong motion records. *Geophysical Research Letters*, 33, L21304, doi:10.1029/2006GL027352.
- Olsen, K.B., Day, S.M., and Bradley, C.R., 2003. Estimation of Q for long-period (>2 sec) waves in the Los Angeles Basin. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93, 2, 627-638.
- Takeo M., Kanamori H., 1997. Simulation of long period ground motion near a large earthquake. *B.S.S.A.*, 87, 1, 140-156.
- Zheng T., Zhao L., and Chen L., 2005. A detailed receiver function image of the sedimentary structure in the Bohai Bay Basin. *Phys. Of the Earth and Planet. Int.*, 152, 129-143.

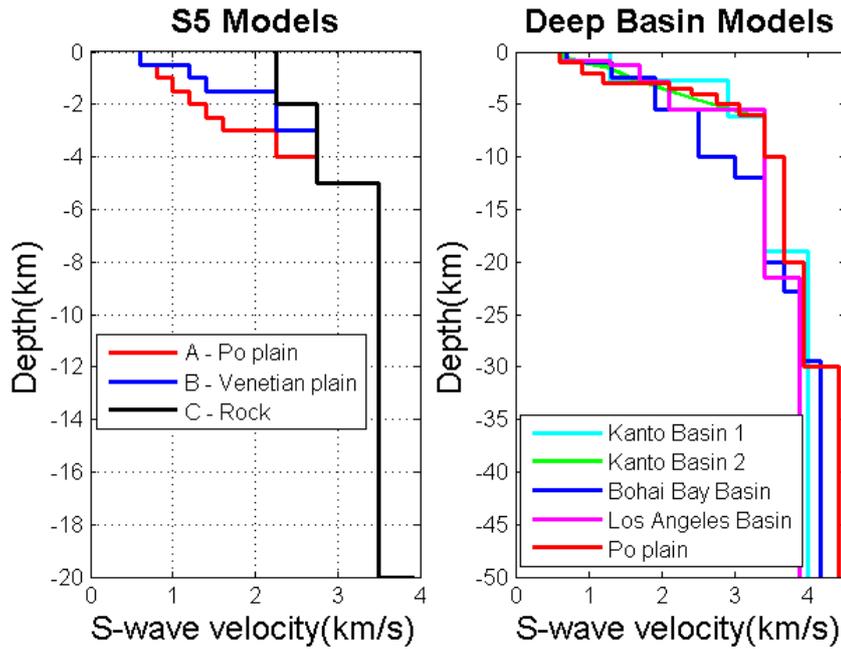


Fig. 1 – (a sinistra) Velocità delle onde S per i diversi modelli strutturali utilizzati nelle modellazioni 1D: Po plain (Pianura Padana (A), rosso), Venetian plain (Pianura Veneto-Friulana (B), blu), modello di riferimento “ROCK” (C, nero). Il modello A è stato utilizzato per gli scenari relativi ai terremoti Garda-Veronese e Garfagnana. Il modello B e C rispettivamente per gli scenari definiti “Veneto” e “ROCK”. (a destra) Velocità delle onde S per alcuni bacini sedimentari profondi.

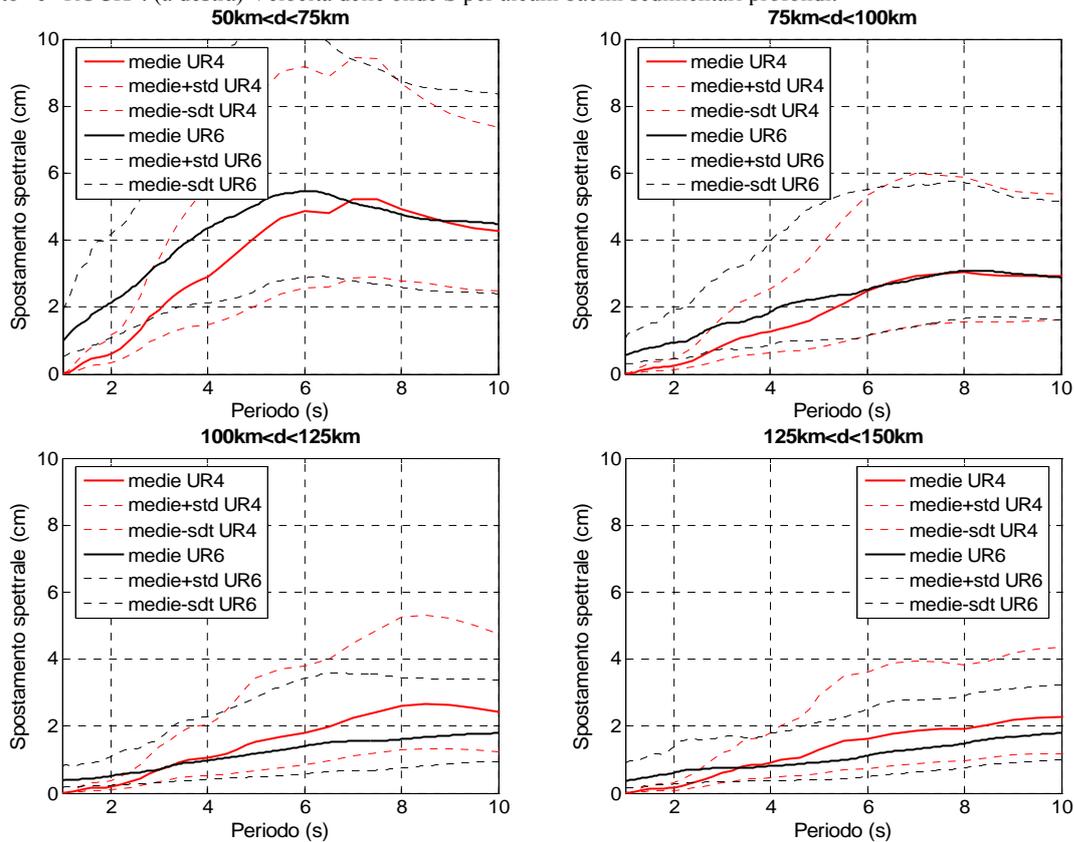


Fig. 2 – Confronto tra i valori medi in spostamento spettrale osservati da UR6 (base accelerometrica digitale aggiornata; Paolucci et al., comunicazione personale) ed i valori calcolati da UR4 per il modello definito “ROCK” (C in figura 1).

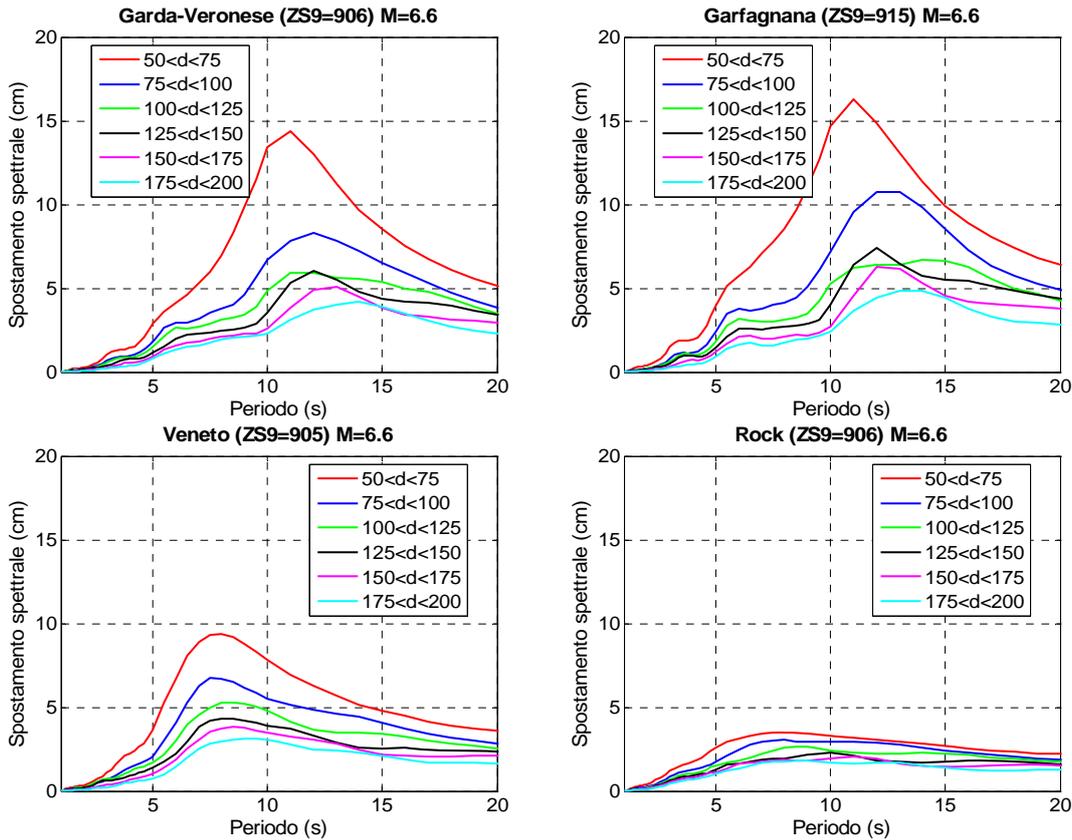


Fig. 3 – Forme spettrali in spostamento per i 4 scenari con sorgente finita. Le curve di SRS rappresentano valori medi per le due componenti orizzontali a diverse distanze ipocentrali e calcolati considerando per ogni scenario 3 diverse distribuzioni di slip, 12 punti di nucleazione, 2 velocità di rottura.

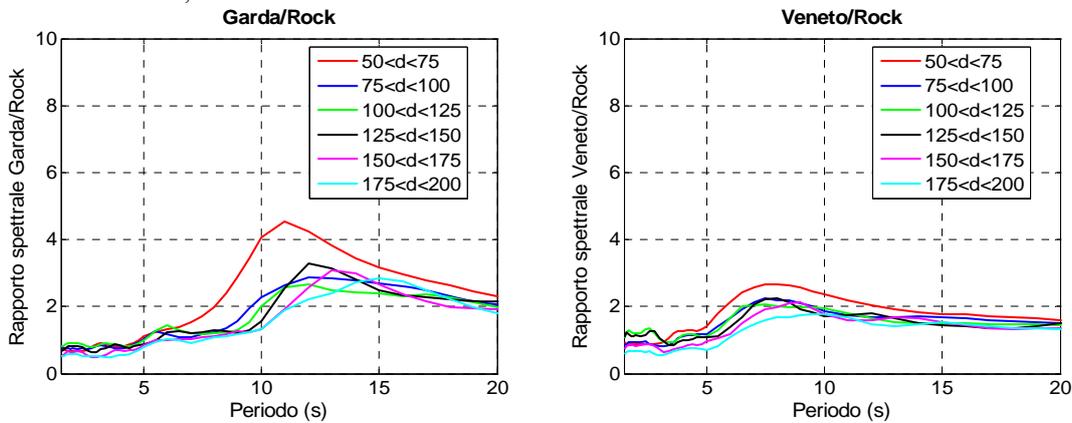


Fig. 4 – Rapporti tra gli SRS medi calcolati a partire da un modello strutturale che include un bacino sedimentario profondo (A Pianura Padana in Figura 1) e gli SRS ottenuti per il modello di riferimento “ROCK” (C in Fig. 1). A sinistra, rapporti spettrali tra le modellazioni Garda-Veronese e ROCK e, a destra rapporti spettrali tra Veneto e ROCK.

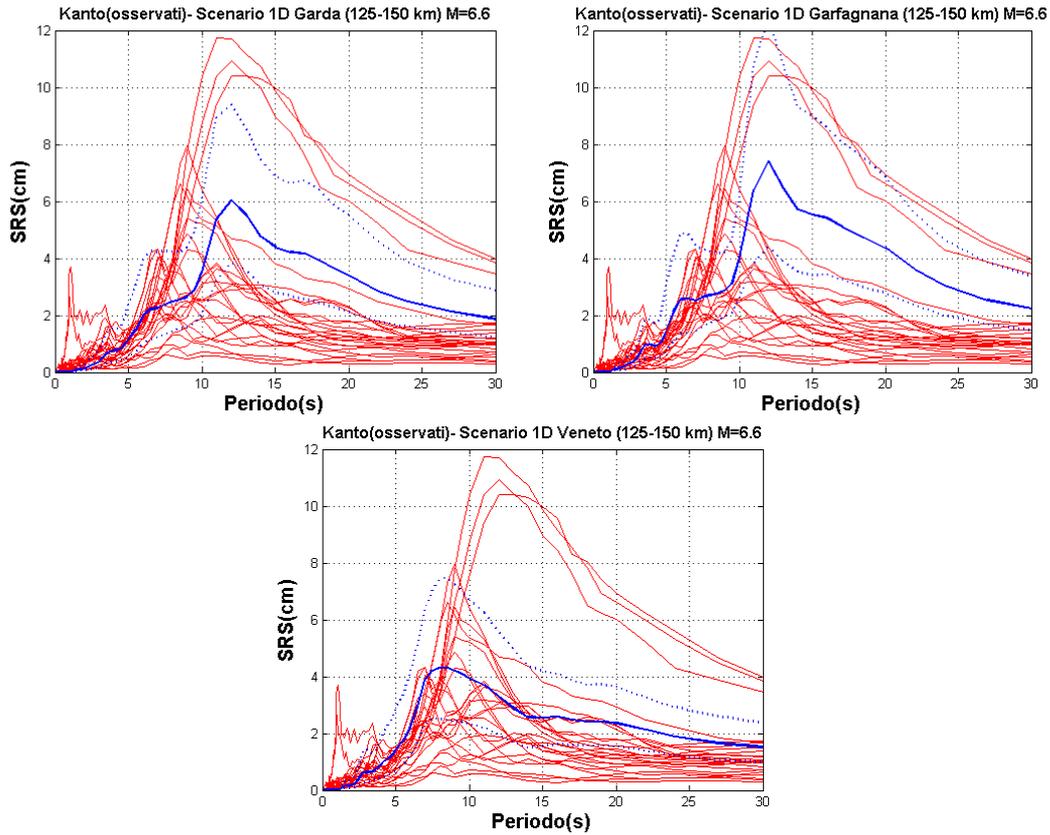


Fig. 5 – Confronto tra gli SRS osservati in alcune stazioni in Kanto Basin (in rosso) per alcuni terremoti recenti di magnitudo compresa tra $M=6.4$ e $M=6.6$ e SRS medi con deviazione standard ottenuti dalla modellazione di alcuni terremoti in prossimità della Pianura Padana e Veneto-Friulana per strutture 1D (in blu). A sinistra in alto per un terremoto di $M=6.6$ nella zona Garda-Veronese; a destra in alto in Garfagnana ed infine in basso in Veneto. Le linee blu tratteggiate indicano la deviazione ottenuta nei calcoli.

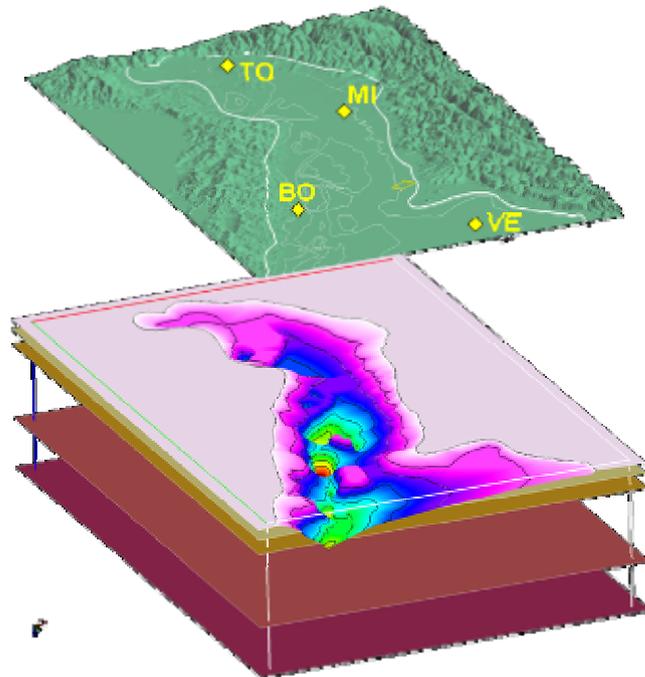


Fig. 6 – Costruzione del modello strutturale 3D a partire dalle isopache dello spessore dei sedimenti quaternari. Nella zona centro orientale a Sud del Po della Pianura Padana sono evidenti le aree a maggior spessore dei sedimenti (colori da verde a rosso).

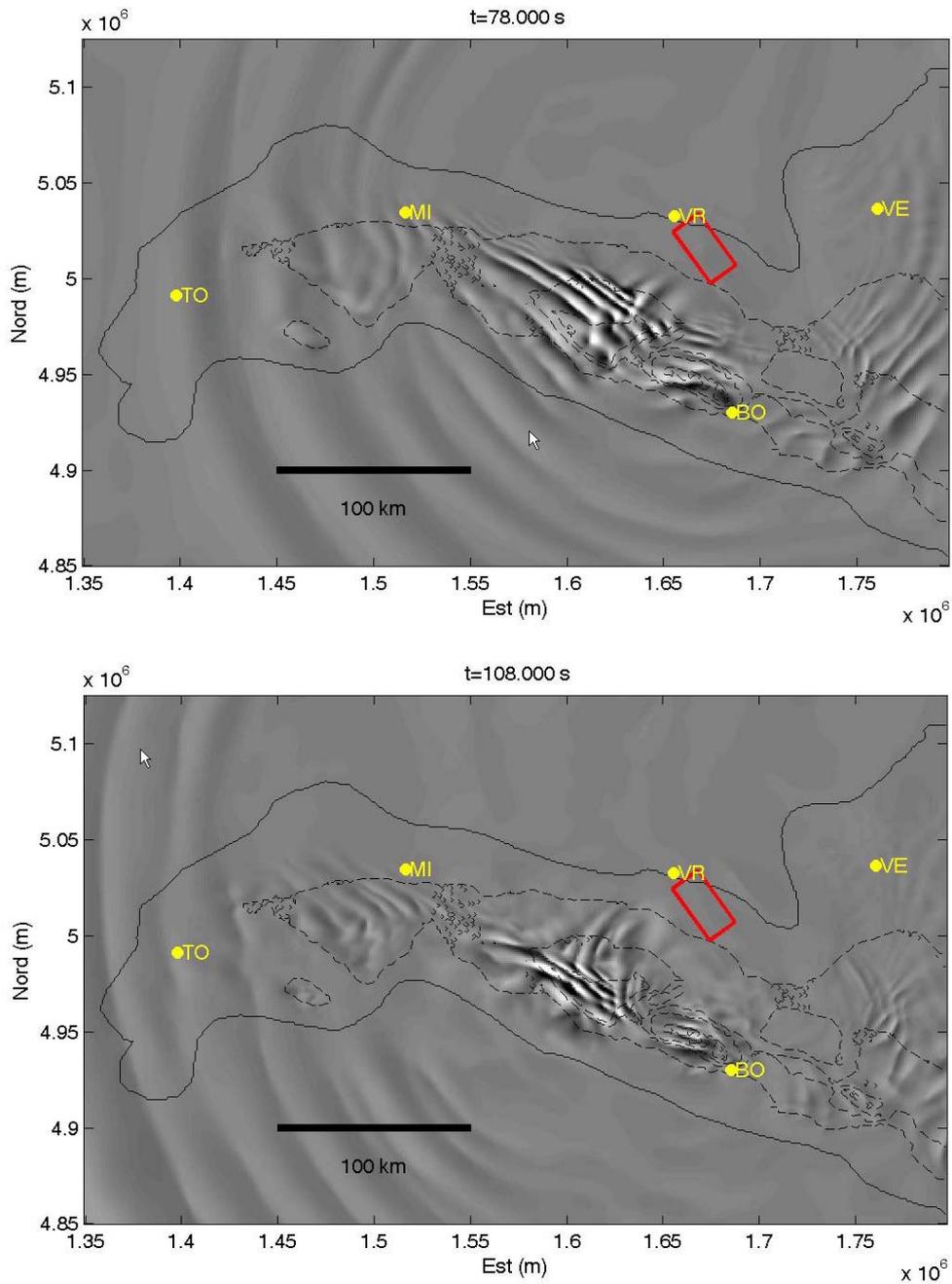


Fig. 7 – Istantanee a $t=78$ s (sopra) e $t=108$ s (sotto) della propagazione di onde sismiche generate da un terremoto localizzato nella zona Garda-Veronese $M=6.6$ (rettangolo in rosso). Le massime ampiezze del moto del suolo in velocità sono rappresentate in bianco e nero. Le due istantanee mostrano l'intrappolamento di onde di superficie a lungo periodo nelle zone dove i sedimenti hanno maggior spessore.

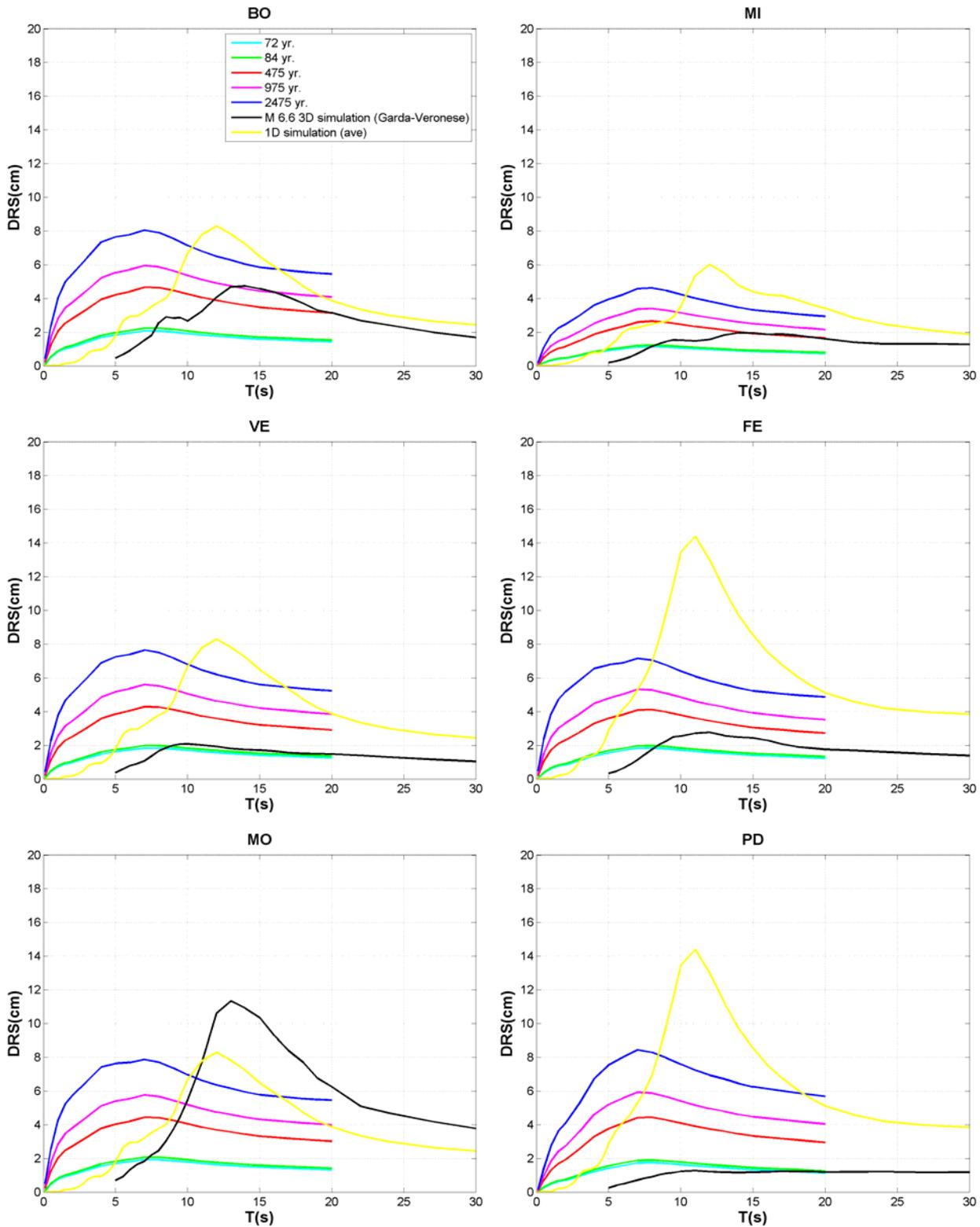


Fig. 8 – SRS a pericolosità uniforme (UR6) (curve ciano = 72 anni, verde = 84 anni, rosso = 475 anni, magenta = 975 anni e blu = 2475 anni) calcolati per alcune città (BO=Bologna (92km), MI=Milano (R=158km), VE=Venezia (R=88km), FE=Ferrara (R=63km), MO=Modena (R=78km), PD=Padova (R=53km)) nell'ambito del progetto S5 confrontati con i valori di SRS ottenuti per uno scenario di terremoto M=6.6 con una struttura 3D della Pianura Padana e della Pianura Veneto-Friulana (curva nera). Poiché la velocità S minima utilizzata nelle simulazioni è di 600 m/s i valori sono riferiti a siti di tipo B. In giallo anche gli SRS stimati per gli scenari con modelli 1D. Gli SRS dalle simulazioni 3D ed 1D non differiscono in genere per forma di SRS ma solamente per l'ampiezza. In questo caso le simulazioni 1D rappresentano il limite superiore delle simulazioni con modelli 3D.

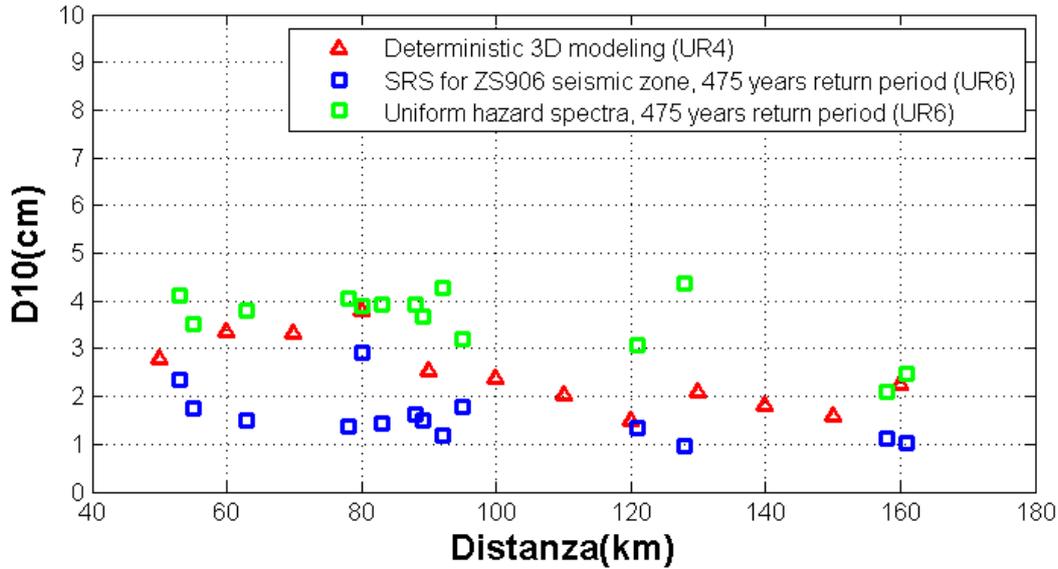


Fig. 9 – Attenuazione di D10 (SRS per $T = 10$ s) con la distanza per le modellazioni 3D (triangoli rossi) confrontata con l’attenuazione di D10 nel caso di SRS a pericolosità uniforme per la Pianura Padana e Veneto Friulana (quadrati verdi) e quelli ottenuti considerando solamente la zona sismogenetica ZS906 (Garda Veronese) (quadrati blu). I valori spettrali di confronto sono stati forniti da Villani et al. (UR6, Politecnico di Milano).

5 UR 5 – OGS, Trieste

UR 4 - Responsabile: Livio Sirovich, OGS, Trieste

Collaboratori: Muzio Bobbio, Franco Pettenati

5.1 Attenuazione di valori massimi di spostamenti al suolo, sulla base di scenari parametrici KF

Durante il primo anno, abbiamo sviluppato il nostro approccio cinematico KF (da Sirovich, 1996, a Pettenati e Sirovich 2007, sul B.S.S.A.) nel senso di riuscire a produrre scenari in termini di massimi spostamenti al suolo, invece che di intensità. Lo abbiamo fatto per via semiempirica trattando soprattutto (in modalità prima inversa, ritrovando la sorgente, e poi diretta) i dati del terremoto di Northridge del 1994. In questo modo, è stata ottenuta la seguente correlazione fra spostamenti orizzontali massimi al suolo (PGD) ed intensità “ I ” stimate dall’USGS (nella scala MMI): $\log \text{PGD} = -1.443 + 0.296 I$ (con $R^2=0.66$; numero dei dati $N=79$, ricavati da accelerogrammi corretti dalle agenzie USC, USGS, DWP, CDMG registrati a breve distanza dai siti cui le intensità si riferiscono; dato il modello KF, sono stati usati solo gli spostamenti portati da onde body). Si è anche fatto il possibile per valutare l’influenza delle diverse scale macrosismiche (sarebbe corretto effettuare tali paragoni solo con intensità in scale diverse per gli stessi siti ed eventi, ma dati di questo tipo sono assai rari). Ad esempio, la Fig. 1 mostra tale paragone per il forte terremoto dell’11 gennaio 1693 nella Sicilia SE dove sono disponibili sia le stime nella scala EMS98 da Barbano e Rigano (2001), che quelle del catalogo CFTI (Boschi et al., 1997). In questo caso, secondo noi, l’influenza è inferiore ad altre cause di incertezza (in primis, quella sugli arrotondamenti da numeri reali a gradi della scala). Concludendo sul punto, da un lato «ideally, direct conversion between intensity scales should never be made» ma, dall’altro, «intensity values are likely to vary more between two seismologists using the same scale than between two scales used by the same seismologist» ed alla fin fine «relationship between major twelve-degree scales (such as MSK, MMI and MCS) and EMS-98 is more or less 1:1» (“Conversions between older intensity scales and EMS-98”; Musson, Grünthal e Stucchi, 2006, 1st Eu Conf. Geneva).

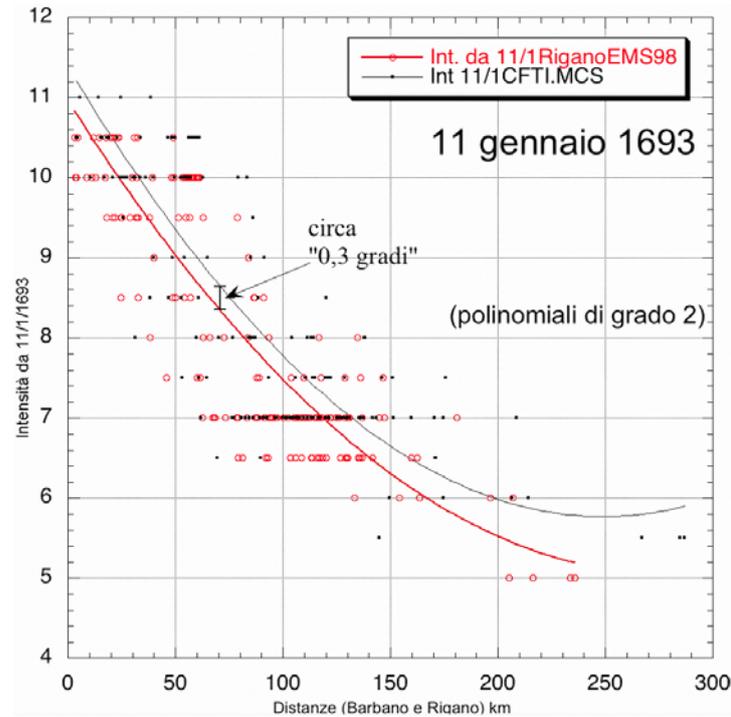


Fig. 1 -Valutazione dell'influenza dell'uso delle scale macrosismiche MCS ed EMS98 per il forte terremoto dell'11 gennaio 1693.

Il nostro obiettivo generale era comunque la preparazione, per via semiempirica, di relazioni di “attenuazione” dei valori “massimi” di D10, che tenessero conto al meglio di tutte le possibili cinematiche di rottura nelle diverse zone sismogenetiche soprattutto dell’Appennino meridionale e della Sicilia orientale. Nel secondo anno, abbiamo perciò eseguito 6 scenari parametrici KF-Montecarlo (per la procedura seguita, vedi: Pettenati e Sirovich, 2006; Sirovich e Pettenati 2007). Ogni scenario ha comportato la variazione degli 11 parametri della sorgente “centrale” entro intervalli sufficienti per simulare le variazioni attese (ad esempio \pm circa 10° - 15° per i valori angolari delle fault-plane solutions), con decine di migliaia di sorgenti a scenario. Un caso particolarmente complesso è stato quello della Sicilia SE, per la quale abbiamo usato tre sorgenti centrali cumulate. Ogni scenario aveva un terremoto di riferimento-validazione (Irpinia M=6.9 1980, Basilicata M=6.85 1857, Cosenza [minima magnitudo “centrale”] M 6.12 1870, Sicilia M 7.2 [magnitudo massima “centrale”] 1693, Calabria M=6.9 1783, Cansiglio M=6.0). Quali valori “massimi” di scenario sono stati scelti gli spostamenti medi di scenario + 1 st. dev.. Tutti gli scenari sono stati preceduti dalla soluzione del problema inverso (ritrovata la sorgente mediante inversione genetica delle intensità). Solo nel caso del terremoto di Cosenza M 6.13 1870, la sorgente appare in disaccordo con le previsioni del data base DISS (ma la simulazione del campo di intensità è buona). Questa volta, tutti gli scenari sono stati calcolati su griglie regolari di 20x20 punti. Ergo, vi sono anche punti virtuali in mare ed il numero dei punti aumenta con la distanza. Per rispetto dei limiti di applicabilità del modellino KF (onde di corpo) stati esclusi i punti che si trovano a distanze epicentrali (dall’epicentro “centrale”) superiori a 110 km (80 km per il più piccolo). L’insieme degli scenari ha fornito i 1370 valori riportati in Fig. 2. Ora il campione è abbastanza ben bilanciato in magnitudo, anche se mancano scenari per eventi con M~6.4-6.6. La figura mostra differenze di attenuazione all’interno degli stessi scenari. Ad esempio, vedere l’andamento dello scenario Cosenza per i valori bassi di D10 (corrispondente alla radiazione verso il Tirreno, vedi Fig. 4) od anche la dispersione dei D10 per l’Irpinia, corrispondente alla propagazione in direzione appenninica ed antiappenninica (vedi Fig. 5). Differenziare queste attenuazioni attraverso diverse equazioni sarebbe stato possibile, ma poi di uso non semplice in sede di scenari nazionali. Concluderemmo quindi il progetto con la seguente relazione complessiva, senza distinzioni di azimuth faglia-sito:

$$\log_{10}(D10) = a1 + a2 \times M + a3 \times \log_{10} R_{ipo}$$



Tabella 1. Coefficienti aggiornati (da 6 scenari a campionamento regolare).

coefficiente	valore
a1	-2.034
a2	0.694
a3	-0.929

La relazione fornita il 5 marzo 2007, sulla base di 5 scenari irregolarmente campionati (in parte su griglia regolare, in parte nei siti da catalogo) era la seguente.

Tabella 2. Coefficienti precedenti (da 5 scenari a campionamento irregolare).

coefficiente	valore
a1	-0.014
a2	0.456
a3	-1.123

I sei scenari utilizzati sono nelle Figg. 2-7. I principali parametri delle sorgenti centrali di scenario sono in Tabella 3. Notiamo che nel caso degli eventi puri dip-slip (Basilicata, Calabria, Irpinia), basandoci solo sui risultati delle nostre inversioni, avremmo potuto anche scegliere i rispettivi piani ausiliari. Per Basilicata ed Irpinia ci siamo fatti guidare nella scelta da interpretazioni tettoniche consolidate. Nel caso della Calabria 1783, l'interpretazione è ancora controversa e siamo partiti dal piano di faglia con strike NNE.

Tabella 3. Principali parametri delle sorgenti centrali dei 6 scenari a campionamento regolare.

SCENARIO	Lat. epic. [°]	Long. epic. [°]	Strike [°]	Rake [°]	Dip [°]	Prof. ipoc. [km]
Catania 1693 M = 7.2	37.27	14.96	210	250	80	17
Basilicata 1857 M = 7.0	40.36	15.85	308	270	60	6
Calabria 1783 M = 6.9	38.30	15.97	30	270	60	7
Irpinia 1980 M = 6.9	40.82	15.30	310	270	56	12
Cosentino 1870 M = 6.12	39.18	16.30	45	80	80	17
Cansiglio 1936 M = 6.0	46.10	12.48	238	88	47	15

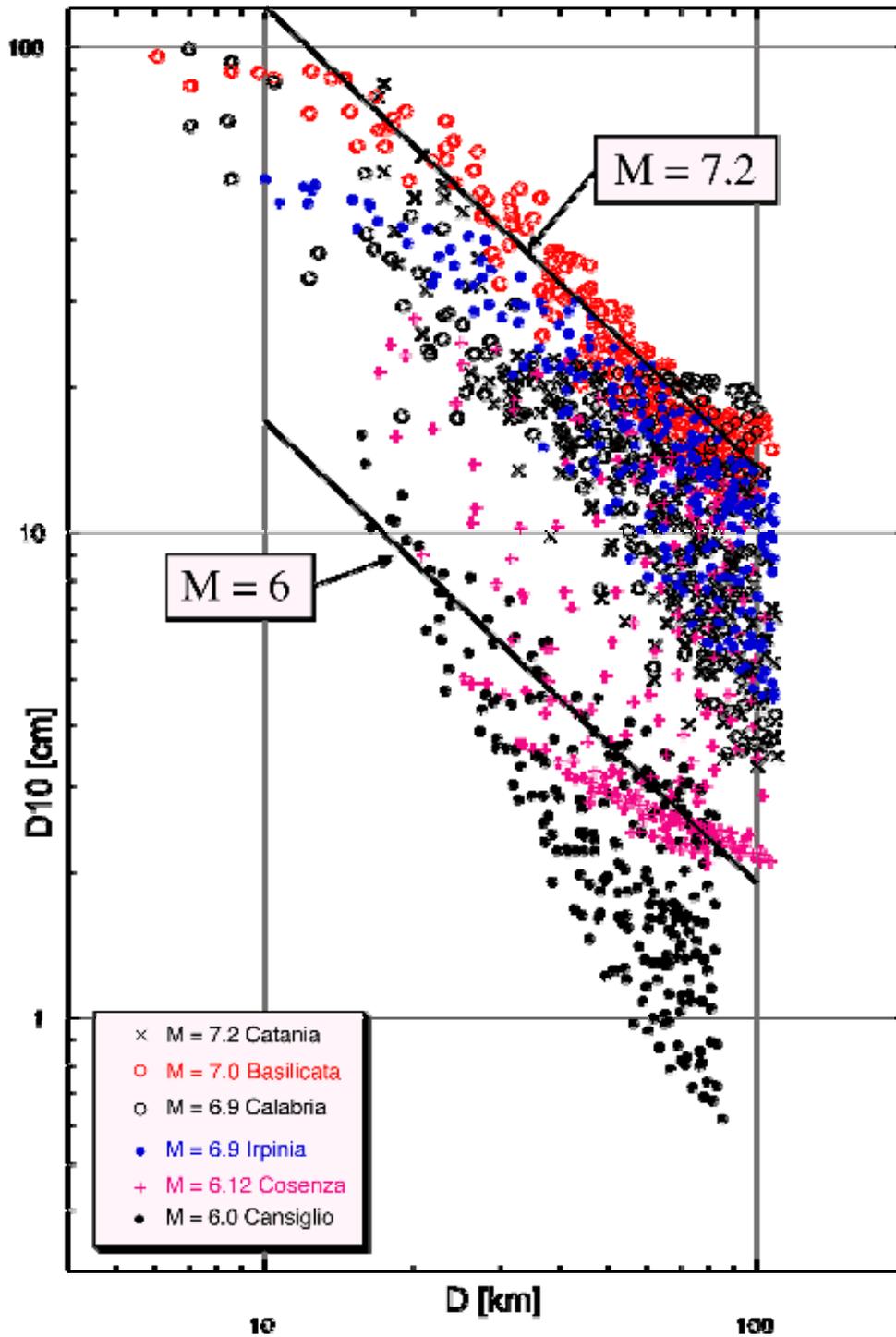


Fig. 2 - Attenuazione dei valori medi + 1 dev. st. dei D10 calcolati per sei scenari.

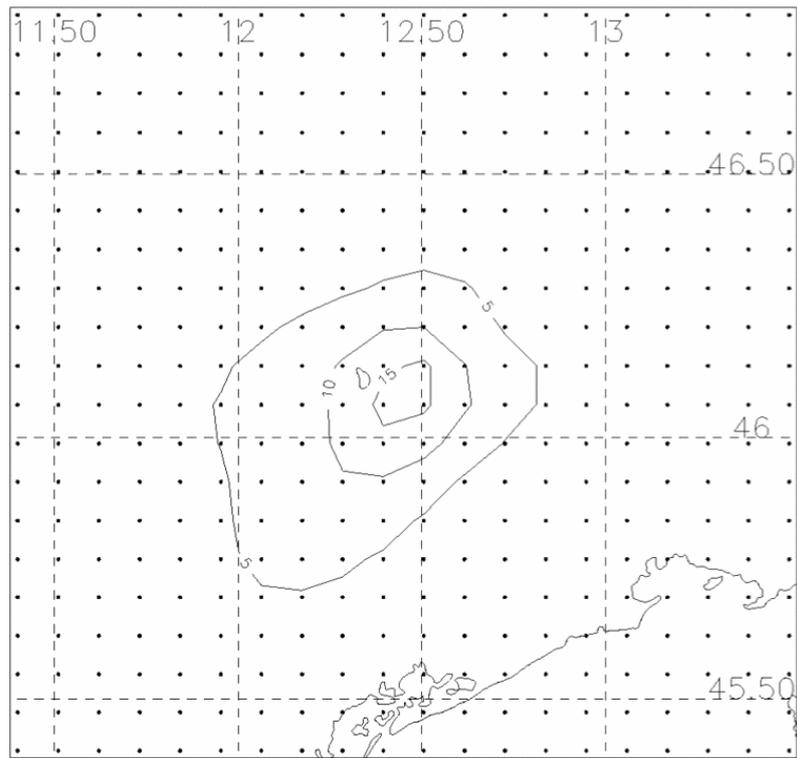


Fig. 3 - Scenario Cansiglio 1936, $M=6$ (valori medi + 1 dev. st.).

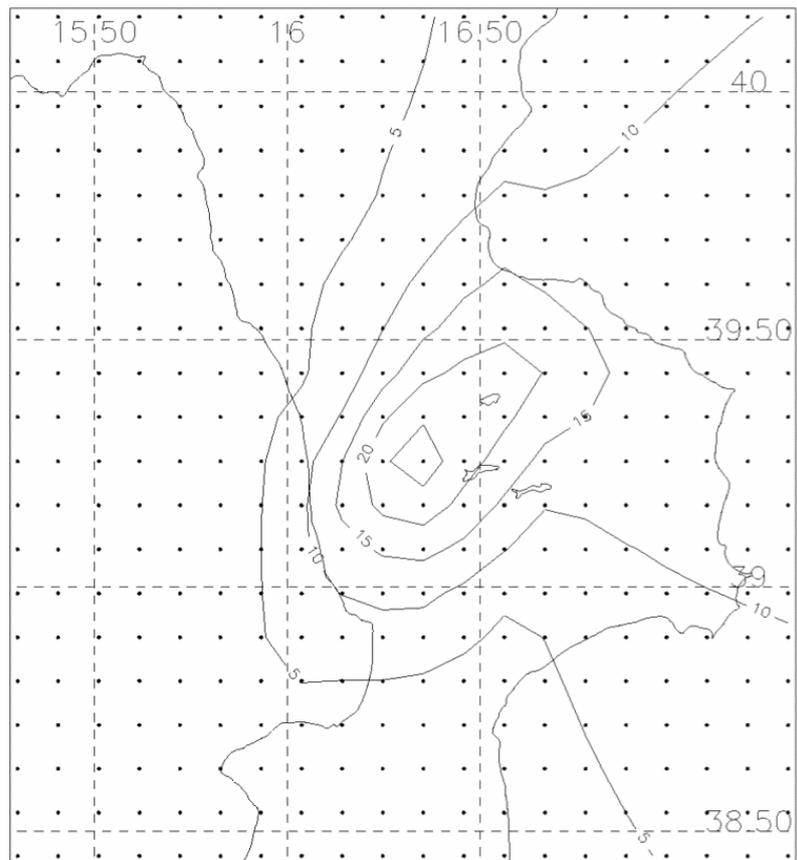


Fig. 4 - Scenario Cosentino 1870, $M=6.12$ (valori medi + 1 dev. st.).

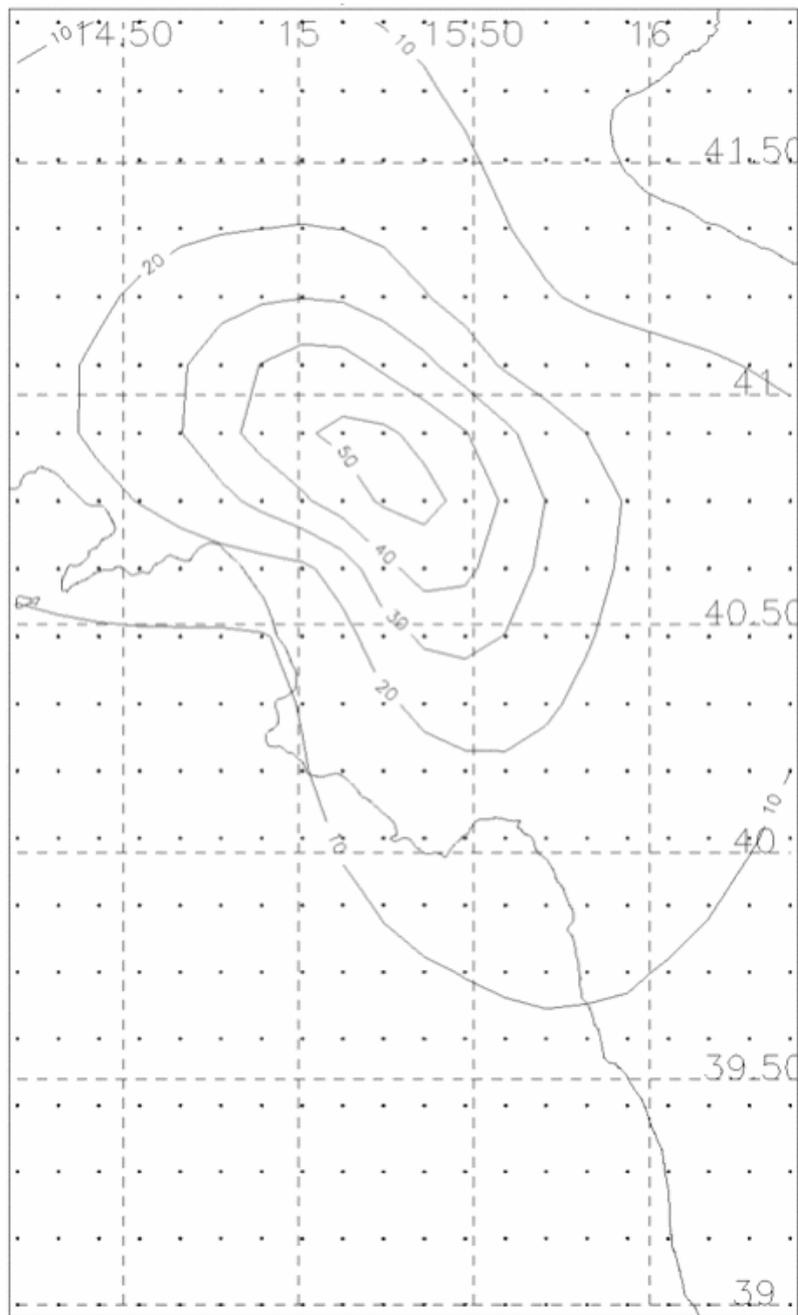


Fig. 5 - Scenario Irpinia 1980, M=6.9 (valori medi + 1 dev. st.).

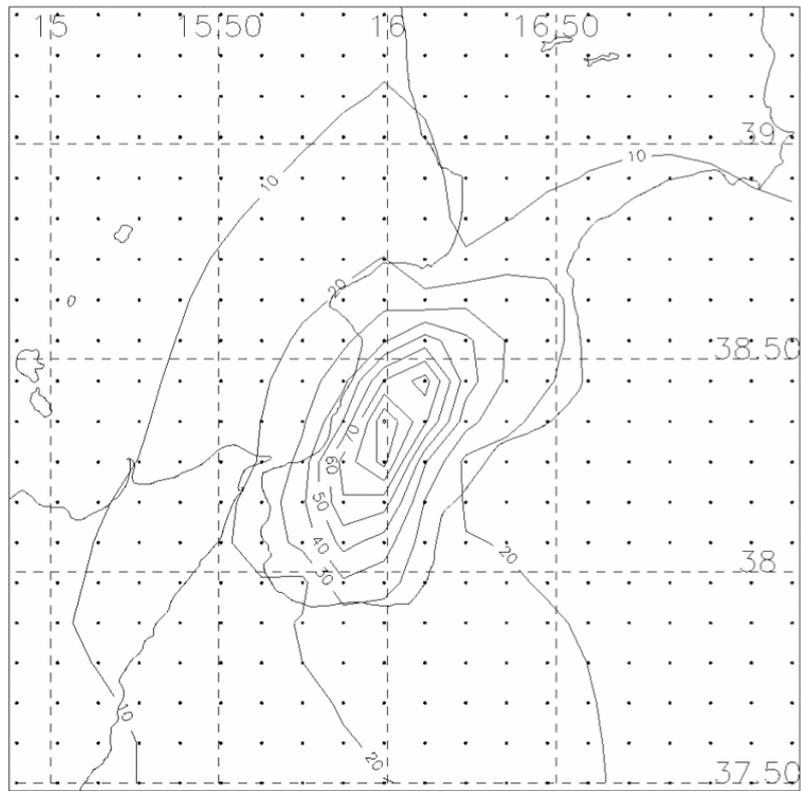


Fig. 6 - Scenario Calabria 1783, M=6.9 (valori medi + 1 dev. st.).

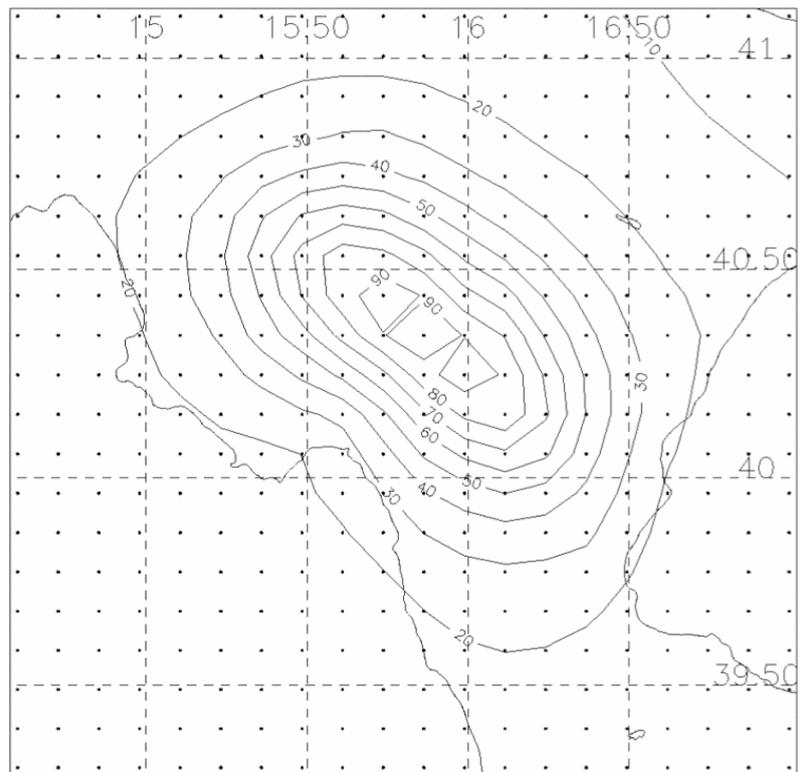


Fig. 7 - Scenario Basilicata 1857, M=7.0 (valori medi + 1 dev. st.).

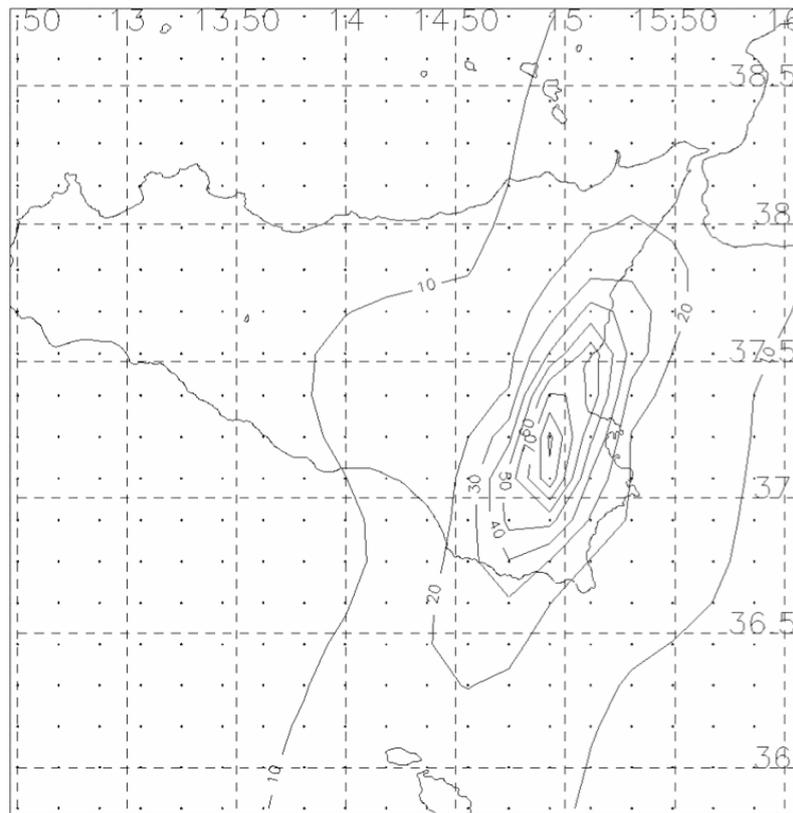


Fig. 8 - Scenario Catania 1693, $M=7.2$ (valori medi + 1 dev. st.).

5.2 Commento

La nostra tecnica è venuta sviluppandosi passo passo e, per metterla a punto, abbiamo dovuto fare ricorso ad una serie di terremoti distruttivi, di sorgente nota e con buoni dati strong-motion e di intensità (condizioni rispettate fra la Greater Los Angeles Region e San Francisco, mentre il data set giapponese era escluso causa la scala di intensità). Non abbiamo quindi potuto tarare i valori KF direttamente in D10, senza usare le intensità californiane come passaggio intermedio. Per evidenti motivi, non abbiamo nemmeno potuto riprocessare tutte le serie temporali in spostamento già processate dalle agenzie californiane (purtroppo l'acquisizione anche solo delle serie processate si è rivelata non sempre facile). Abbiamo comunque selezionato solo dati di stazioni sul free-field, oppure alloggiate in edifici ad un piano, ed utilizzato soltanto ampiezze dovute ad onde di corpo, coerentemente al nostro modello. Per questo stesso motivo, la nostra relazione di attenuazione non andrebbe utilizzata a distanze superiori agli 80-100km. Con questi limiti, tuttavia, crediamo di essere stati capaci di fornire risultati di un certo interesse. I nostri scenari parametrici forniscono infatti valori di D10 cautelativi – com'era scontato – se paragonati a risultati di PSHA con periodo di ritorno $T=475$ anni, ma plausibili per terremoti con periodi di ritorno realistici per la penisola italiana (dell'ordine di 10^3 anni); inoltre, essi tengono conto di una certa incertezza nei parametri di sorgente di scenario.

5.3 Nostra produzione recente in ambito S5

- Pettenati F. e Sirovich L. (2007). Intensity-Based Source Inversion of Three Destructive California Earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., in press.
- Sirovich L. e Pettenati F. (2007). A new Kinematic Approach to Calculate Seismic Hazard Scenarios (Intensity and Peak Ground Displacement); an Example in SE Sicily. AGU2007, Acapulco, Proc. ref. n. S51A-01.
- Sirovich L. e Pettenati F. (2007). Focal Mechanism of a catastrophic earthquake of the Last Rococo Period (1783) in Southern Italy retrieved by inverting historical information on damage. AGU2007, Acapulco, Proc. ref. n. S31C-06.
- Sirovich L. e Pettenati F. (2007). Validation of a Kinematic, Parametric, Approach to Calculate Intensity Scenarios. In preparation for Bull. Seism. Soc. Am..
- Sirovich L. e Pettenati F. (2007). The fault source of a catastrophic earthquake of the XVIII Century in Calabria, Italy, retrieved from the regional pattern of damage. In preparation for J. Geophys. Res..



Pettenati F. e Sirovich L. (2006), Two validations of a kinematic approach to calculate seismic hazard scenarios. 1st European Conf. Earthquake Engineering and Seismology. September 3-8, 2006, Geneva, Switzerland

6 UR6 - Politecnico di Milano; UR3 – INGV, Milano

UR 6 - Coordinatori: Roberto Paolucci e Ezio Faccioli (2° anno), DIS, Politecnico di Milano
Collaboratori: Carlo Cauzzi, Daniela Finazzi, Manuela Vanini

UR 3 - Responsabile: Vera Pessina, INGV, Sezione Milano - Pavia
Collaboratori: Prof. Ezio Faccioli (1° anno), Manuela Villani

6.1 Introduzione

La UR6, con la collaborazione della UR3, ha svolto una parte dominante della ricerca che forma l'ossatura portante del Progetto, affrontando i seguenti temi, ricadenti nei Tasks 1, 4, 5 e 6:

1. Scelta e validazione di metodi di trattamento di accelerogrammi digitali atti a minimizzare gli effetti del rumore a lungo periodo sugli spettri di risposta in spostamento (SRS) fino a periodi $T > 10s$ (v. Cap. 2);
2. Costituzione di una vasta base di dati mondiale di accelerogrammi *strong motion* registrati da accelerometri digitali, soddisfacente i requisiti posti quanto a intervalli di magnitudo (M_W), distanza (ipocentrale), e a tipi di suolo rappresentati (Cap. 3);
3. Validazioni e approfondimenti del “modello di riferimento” dello SRS, assunto nella formulazione iniziale del progetto, desunto da Faccioli et al. (2004) (Cap.4);
4. Elaborazione di nuove relazioni di attenuazione delle ordinate di SRS in un vasto intervallo di periodi, saggiando formulazioni diverse, in particolare per la dipendenza dal tipo di suolo;
5. SRS per il moto verticale (Cap. 5);
6. Analisi di onde di lungo periodo generate localmente in valli e bacini alluvionali (Cap.6, in cui è incluso, per omogeneità del tema, anche il contributo della UR3);
7. Mappe di pericolosità ai lunghi periodi, e spettri a probabilità uniforme, per il territorio italiano (Cap. 7);
8. Spettri sovrasmorzati (Cap. 8).
9. Modelli semplificati di azione sismica in spostamento di interesse per le norme (Cap. 9).

I risultati ottenuti nelle due annualità del progetto per i diversi temi sono sinteticamente illustrati nei capitoli seguenti; tutti i temi sono stati completati. Per quello trattato nel par. 6.2, l'applicazione integrale dei criteri elaborati prevede il coinvolgimento esteso di altri enti (Regioni).

6.2 Trattamento accelerogrammi

L'obiettivo di questo tema è stato di valutare l'affidabilità delle ordinate SRS sino almeno a 10 s, calcolate dagli accelerogrammi digitali della base di dati (v. Cap.3). Studi precedenti (v. Boore 2001) indicano infatti come, anche limitandosi a correggere il segnale rimuovendo soltanto la media calcolata sulla finestra pre-evento, le ordinate dello SRS fino a circa 10 s non risentano del rumore a lungo periodo, pur se la forma d'onda di spostamento mantiene derivate non fisiche. Come esempio si riportano in Tab. 1 i dati relativi ad alcune stazioni della rete di Guerrero, Messico, che hanno fornito registrazioni sia da velocimetri a banda larga (BB), che da accelerometri digitali (SM). L'ultima riga della tabella riporta l'unico caso significativo di registrazioni digitali italiane disponibili agli scriventi (terremoto delle Alpi Pennine del 08/09/2005, M_w 4.4); per esso si illustrano in Fig. 1 i segnali di velocità e spostamento (comp. EW) ricavati da BB e SM con sola correzione di linea-base sul pre-evento, nonché i rispettivi SRS. Si noti l'accordo molto buono tra gli spettri di risposta fino almeno a 20 s, nonostante la forma d'onda di spostamento di origine SM sia affetta da una deriva irrealistica. Ad ulteriore conferma, si illustrano in Fig. 2 i rapporti tra spettri di risposta SM e BB per tutte le registrazioni considerate (comp. orizzontali): i rapporti rimangono circa piatti per gli spettri SM ottenuti con semplice correzione pre-evento del segnale o con filtro passa-alta con periodo d'angolo $T_c = 20$ s, mentre considerando $T_c = 10$ s si perderebbero inutilmente informazioni fisiche contenute nel segnale. Si è inoltre formulato un metodo numerico, consistente nello studio di ordinate SRS di accelerogrammi sintetici “contaminati” da errore a lungo periodo avente forma di una rampa con ampiezza e durata definite da parametri casuali. Si è analizzato un alto numero di sintetici (15 per ogni magnitudo, con M variabile da 5 a 7.25 ad intervalli di 0.25). Ad ogni accelerogramma sono stati associati: (1) un indice di rumore (I_v), pari al valor medio della serie temporale di velocità tra t_{95} e $t_{95}+D$, rapportato rispetto al picco della velocità stessa, dove D è la durata significativa e t_{95} l'istante corrispondente al 95% dell'intensità di Arias



dell'accelerogramma (Fig. 3); (2) un indice di errore (ε_{7-11}) definito come la media del rapporto tra le ordinate spettrali tra 7 e 11 s dell'accelerogramma contaminato da rumore e quello non contaminato (in).

Table 1 – Records from the Mexican National Seismological Survey available for comparison of long period spectral ordinates from broadband and strong motion instruments (d_e is the epicentral distance; D_{7-11} is the average of response spectral ordinates between 7 and 11 s). The last line reports the information on the Italian record.

Earthquake	Region	M_w	Station	d_e [km]	D_{7-11} [cm]
27/04/1995 (06h42)	Guerrero	5.2	PLIG	231	0.012
11/01/1997 (20h28)	Michoacán	7.1	CJIG	289	0.346
11/01/1997 (20h28)	Michoacán	7.1	ZIIG	143	1.352
30/09/1999 (16h31)	Oaxaca	7.4	CAIG	365	0.967
30/09/1999 (16h31)	Oaxaca	7.4	PLIG	364	2.513
08/11/2002 (23h20)	Oaxaca	5.2	PNIG	16	0.270
22/01/2003 (02h06)	Near Coast of Jalisco	7.5	MAIG	548	1.794
22/01/2003 (02h06)	Near Coast of Jalisco	7.5	TPIG	710	1.921
*08/09/2005 (11h27)	Alpi Pennine	4.4	MRGE	17	0.038

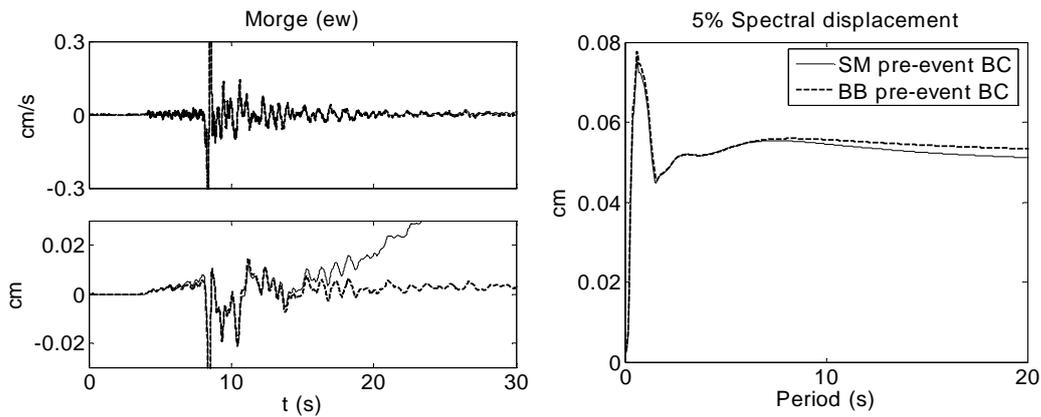


Figure 1 – Velocity and displacement time histories obtained from co-located SM and BB instruments at Morge, during the Sep 8 2005 Pennine Alps earthquake ($M_w=4.4$, $d_e=17$ km), and the corresponding 5% damped displacement response spectra. Both SM and BB records have been subject to pre-event BC procedure, applied to acceleration for the SM instrument and to velocity for the BB.

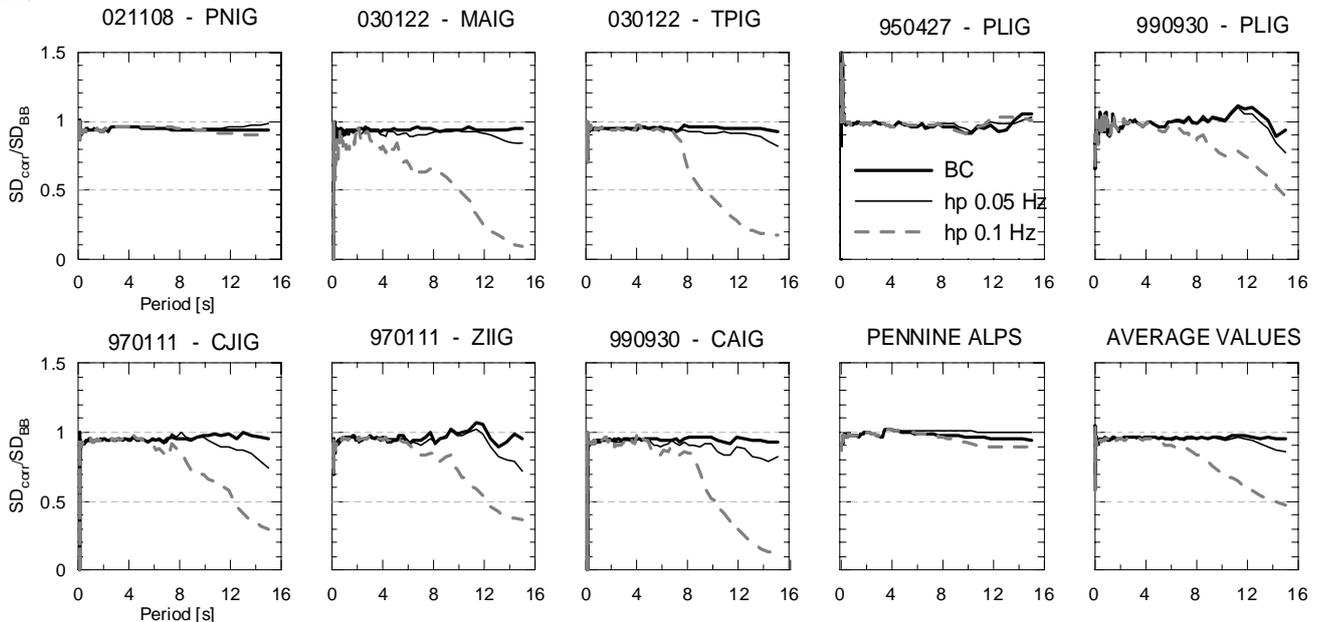


Figure 2 - Spectral ratios of the Mexican SM horizontal components (geometric average) of records in Table 1, and of the Pennine Alps record, Italy, processed according to (i) pre-event BC procedure (continuous thick line); (ii) acausal 4th order Butterworth high-pass filter with cut-off at $T_c = 20$ s (continuous thin line); (iii) acausal 4th order Butterworth with $T_c = 10$ s high-pass filter (dashed line). Spectral values are divided by the corresponding average spectral displacement calculated from the BB baseline corrected records. The bottom right plot shows the average of the Mexican spectral ratios.



Sulla base dei risultati ottenuti, si è considerata come soglia per delimitare gli accelerogrammi sicuramente accettabili entro la base di dati di cui al Cap. 3, a meno della correzione pre-evento, il seguente valore di I_v :

$$I_v = 0.068M_w - 0.228 \quad (1)$$

tale per cui l'accelerogramma con I_v inferiore alla soglia ha il 90% di probabilità di fornire $0.85 < I_v < 1.15$. Si è verificato che il 52% degli accelerogrammi disponibili soddisfano il criterio (1). Per definire un criterio per includere o meno gli accelerogrammi con I_v superiore alla soglia, si sono poi esaminati visivamente gli SRS. Ove questi presentassero una evidente deriva per $T < 10$ s (come in Fig. 4), la registrazione è stata scartata. Altrimenti essa è stata filtrata passa-alto con $T_c = 20$ s, e mantenuta nella base dati.

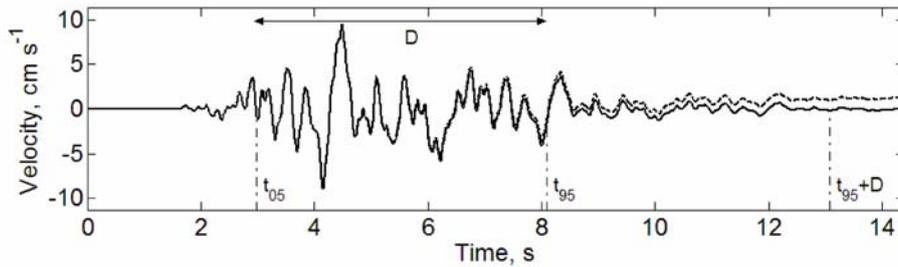


Figure 3 – Illustration of the procedure to calculate the noise index I_v on the velocity trace. In this case $I_v = 0.15$.

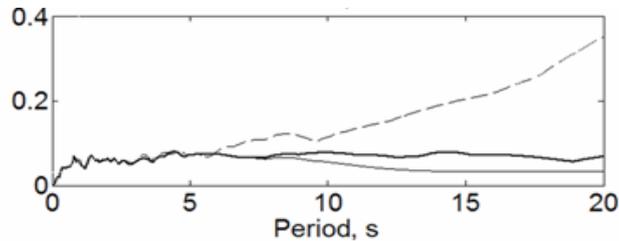


Figure 4 – Example of displacement response spectrum of a record rejected (dashed line: pre-event BC; thick line high-pass $T_c=20$ s; thin line $T_c=10$ s).

6.3 Base di dati di accelerogrammi digitali *strong motion*

Applicando i criteri esposti nel Cap. 2, è stata costituita una base di dati contenente circa 1160 registrazioni accelerometriche triassiali digitali, con l'unica eccezione di una decina di registrazioni analogiche del terremoto dell'Irpinia del 1980, inserite nella base dopo attenta valutazione delle caratteristiche di lungo periodo delle forme d'onda (filtrate passa-alto con $T_c = 10$ s). Fonte principale dei dati è stata la rete giapponese K-Net (www.k-net.bosai.go.jp), con l'**82%** del totale di registrazioni. Altri dati giapponesi provengono dalla rete Kik-Net (www.kik.bosai.go.jp) e dal terremoto di Kobe del 1995 (ESG98 data distribution CD-ROM for the Kobe Simultaneous Simulation), per il **2%** del totale. La base di dati contiene inoltre accelerogrammi californiani (nsmf.wr.usgs.gov; www.quake.ca.gov/cisn-edc; www.scsn.org, **5%**), iraniani (www.bhrc.ac.ir/Bhrc/d-stgrmo/D-StGrMo.htm, **6%**), europei e turchi (Ambraseys *et al.*, 2002, **5%**) comprese alcune registrazioni italiane della Rete Accelerometrica Nazionale, RAN. I dati provengono da 60 terremoti crostali con profondità focale media e massima rispettivamente pari a 11 km e 22 km, e distribuzione di meccanismi focali piuttosto uniforme, con leggera prevalenza di terremoti da faglie trascorrenti. La distribuzione dei dati in funzione della magnitudo momento M_w e della distanza focale R è riportata in Fig. 5, insieme alla provenienza geografica. Gli intervalli prescelti sono $5 \leq M_w \leq 7.2$ e $R \leq 150$ km: il limite inferiore 5 per M_w e quello superiore di 150 km per R sono stati dettati dai risultati di analisi di disaggregazione della pericolosità sismica per diverse località italiane. Il limite di M_w a 7.2 è compatibile con il massimo valore (7.41 ± 0.12 , stima macrosismica) riportato in CPTI (Gruppo di Lavoro CPTI, 2004). Si è scelto di usare M_w , perché teoricamente indipendente da fattori regionali, e la distanza focale R per coerenza con il modello ZS9 di zone sismogenetiche (zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/App2.pdf), che associa una profondità focale "efficace" ad ogni ZS. Le magnitudo dei terremoti giapponesi provengono dal catalogo F-Net (www.fnet.bosai.go.jp/freesia/index-j.html), e dal catalogo CMT (www.globalcmt.org/CMTsearch.html) per i restanti eventi. Le profondità focali dei terremoti giapponesi sono quelle fornite dalla rete K-Net, di norma coincidenti con le determinazioni della rete ad alta sensibilità Hi-Net (www.hinet.bosai.go.jp); per gli altri si è usato ancora il catalogo CMT. Il 90% circa delle registrazioni incluse nella base di dati proviene da accelerometri con guadagno dinamico superiore a 100 dB. Le principali categorie di suolo contemplate nell'Eurocodice 8 (CEN, 2004) e nelle Norme Tecniche per le



Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2005) sono ben rappresentate nella base di dati: i suoli A rappresentano il **6%** del totale, i suoli B il **43%**, i suoli C il **38%** e i suoli D il **9%**. Il restante 4% comprende stazioni da Iran e California con suolo non classificato. Grazie ad indagini geofisiche nei siti di registrazione, sono noti i valori di V_{S30} per oltre l'**85%** dei dati.

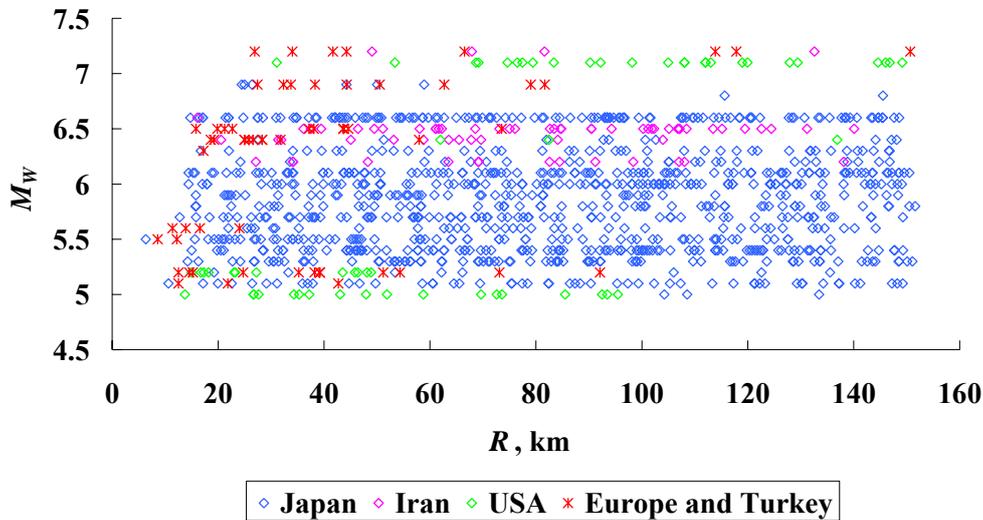


Figure 5 – Magnitude - distance ranges and geographical origin for the acceleration records in the database.

6.4 Relazioni di attenuazione fino a lunghi periodi per le ordinate spettrali di spostamento

Avendo processato gli accelerogrammi come descritto nel Cap. 2, la base dei dati è stata impiegata per determinare i coefficienti di relazioni predittive empiriche per le ordinate dello SRS per T compreso tra 0.05s e 20s e diversi valori del fattore di smorzamento ζ . L'ordinata spettrale (in cm) è stata in questa applicazione presa pari alla media geometrica $SRS(T, \zeta) = (SRS_X * SRS_Y)^{1/2}$ degli spettri SRS_X e SRS_Y delle componenti orizzontali di accelerazione registrate tipicamente in direzione EW e NS. L'analisi di varianza sugli SRS osservati (Douglas, 2003) per diversi intervalli di M_w e R , ha permesso di escludere una significativa dipendenza regionale delle forme spettrali medie. La forma funzionale per le equazioni predittive inizialmente adottata è

$$\log_{10} SRS(T) = a_1 + a_2 M_w + a_3 \log_{10} R + a_B S_B + a_C S_C + a_D S_D + \varepsilon \quad (2)$$

dove S_B , S_C e S_D sono variabili logiche relative alla categoria di suolo (si pone =1 quella che corrisponde al tipo di suolo desiderato e = 0 le due rimanenti); gli a_i ($i = 1, 2, 3, B, C, D$) sono i coefficienti stimati mediante regressione. ε è un errore casuale, che si assume avere distribuzione normale a media nulla e scarto $\sigma_{\log SRS}$. L'impiego di 3 variabili logiche per il tipo di suolo è apparso strettamente necessario per una corretta rappresentazione delle quattro categorie (A, B, C, D) contemplate nell'Eurocodice 8 (Faccioli *et al.*, 2007). Mentre la forma funzionale (2) contiene il minimo di parametri utili ad una stima realistica dell'azione sismica in termini di spostamento spettrale, è stata valutata anche la possibilità di adottare un'espressione diversa, contenente in particolare termini di: i) attenuazione anelastica con la distanza; ii) dipendenza quadratica dalla magnitudo; iii) saturazione per $R \rightarrow 0$; iv) dipendenza lineare e non lineare di a_3 da M_w ; v) dipendenza dei coefficienti di sito dalla magnitudo. Queste ipotesi aggiuntive, saggiate sulla base di dati descritti, non hanno in generale esibito significatività statistica, se non per intervalli ristretti entro il campo di periodi di interesse. D'altra parte la (2) ha il vantaggio di permettere un confronto immediato con la relazione di attenuazione teorica derivata da Faccioli *et al.* (2004) sulla base del modello di Brune:

$$\log_{10} d_{max} = -4.46 + 0.33 \log \Delta\sigma + M_w - \log_{10} R \quad (3)$$

dove d_{max} è lo spostamento massimo orizzontale del suolo e $\Delta\sigma$ è la caduta di sforzo (*stress drop*) in MPa. Il confronto è di fondamentale importanza per validare la predizione di SRS ai lunghi periodi, tanto più poiché solo recentemente, e in via ancora preliminare, si sono rese disponibili negli Stati Uniti relazioni di attenuazione per $SRS(T)$ fino a 10s (PEER, 2007), peraltro ancora largamente basate su registrazioni analogiche e caratterizzate da distribuzioni non uniformi delle basi di dati di calibrazione.



Tra i vari metodi di regressione disponibili per stimare i coefficienti delle equazioni di predizione, quelli ai minimi quadrati (capaci di disaccoppiare, ove necessario, la dipendenza dalla magnitudo e quella dalla distanza, v. Joyner e Boore, 1981) sono stati inizialmente preferiti per la loro semplicità; tuttavia la scelta finale è caduta sui metodi che massimizzano la funzione di verosimiglianza in due passi (Joyner and Boore, 1993) perché, applicati alla base dati descritta, essi conducono al minore scarto della predizione tra tutti quelli provati, con ricadute positive sulle valutazioni della pericolosità sismica. I valori mediani dei coefficienti della (2) ottenuti con i diversi metodi non mostrano peraltro differenze significative. In Tab. 2 sono riportati i coefficienti della (2) per $\zeta=5\%$, calcolati con il metodo di massima verosimiglianza in due passi per valori rappresentativi del periodo T .

Table 2.1 - Coefficients of equation (2) for 5%-damped $DRS(T, 5\%)$.

T (s)	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	$\sigma_{\log DRS}$
0.05	-2.89	0.52	-1.71	0.16	0.19	0.17	0.36
0.25	-2.30	0.59	-1.48	0.25	0.44	0.44	0.37
0.50	-2.54	0.67	-1.39	0.19	0.45	0.64	0.36
0.75	-2.70	0.73	-1.36	0.15	0.42	0.70	0.35
1.00	-2.86	0.78	-1.37	0.15	0.41	0.69	0.35
2.00	-3.14	0.87	-1.37	0.08	0.30	0.46	0.33
4.00	-3.82	0.96	-1.19	0.09	0.23	0.37	0.29
6.00	-4.47	1.05	-1.07	0.07	0.20	0.30	0.27
8.00	-4.76	1.08	-0.97	0.07	0.20	0.31	0.26
10.00	-4.85	1.09	-0.95	0.06	0.18	0.31	0.25
12.50	-4.83	1.09	-0.97	0.06	0.17	0.29	0.24
15.00	-4.74	1.07	-1.01	0.08	0.19	0.31	0.24

La Fig. 6 mostra i coefficienti a_2 (dipendenza da M_w) e a_3 (attenuazione con la distanza) in funzione di T : si noti l'ottimo accordo a lungo periodo con la stima teorica (3), a dimostrazione dell'affidabilità delle procedure di selezione e di correzione dei segnali, nonché delle equazioni predittive ottenute.

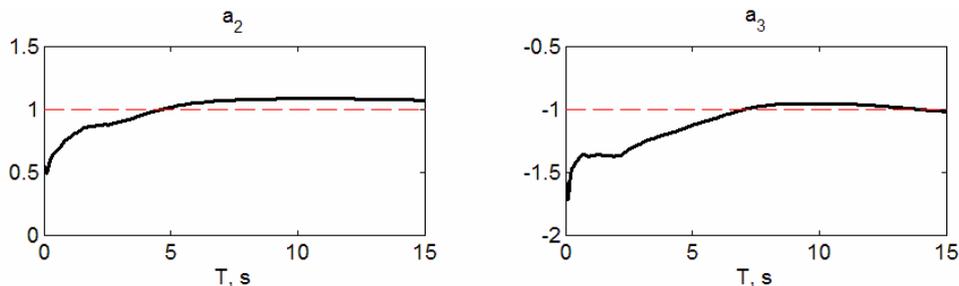


Figure 6 – Magnitude (a_2) and distance (a_3) dependence coefficients obtained through maximum likelihood two-step regression of the observed displacement response spectral, $DRS(T, 5\%)$.

Gli $SRS(T)$ predetti per smorzamento 5%, 10%, 20% e 30%, nonché per diverse magnitudo e distanze, illustrati in Fig. 7, mostrano l'aumento di un fattore circa 10 delle ordinate al crescere di un'unità di magnitudo, in accordo con la teoria. Gli spettri per $\zeta = 5\%$ mostrano un primo tratto fortemente crescente, la cui pendenza tende a diminuire fino al raggiungimento di un periodo d'angolo compreso tra 3s e 8s. Oltre questo, le ordinate spettrali decrescono lentamente, o si mantengono pressoché costanti, tendendo in modo asintotico allo spostamento massimo del suolo, indipendentemente dal valore di ζ . Gli $SRS(T)$ in Fig. 7 si estendono fino a $T = 20s$, sebbene il filtraggio passa alto con $T_c = 20s$ di circa il 40% dei dati potrebbe rendere meno affidabili le ordinate spettrali per $T > 15s$ (Akkar e Bommer, 2006). L'andamento dei residui in funzione di magnitudo e distanza focale (Fig. 8), a corto (1s) e lungo (10s) periodo manifesta l'aumento della dispersione dei dati al decrescere di T , come indicato anche nell'ultima colonna della Tab. 2: si può osservare che, a lungo periodo, le lunghezze d'onda che dominano il moto riducono l'influenza delle eterogeneità locali che, invece, incidono in modo rilevante sulla dispersione dei dati per $T < 2s$ circa. Le relazioni del tipo (2), che contengono variabili logiche per quantificare l'amplificazione locale, non fanno dipendere quest'ultima in forma continua dalle proprietà del suolo, con conseguente brusca variazione dei fattori amplificativi (rispetto al moto su roccia) nel passaggio a diverse categorie di suolo. Poiché la deformabilità dinamica dei suoli è rappresentata nelle principali normative mediante il parametro V_{S30} , si è considerata una



modifica significativa alla (2), esplicitando la dipendenza dell'amplificazione locale direttamente da V_{S30} . Seguendo Boore *et al.* (1997), l'amplificazione rispetto all'ordinata spettrale su roccia viene così espressa in funzione di V_{S30} nella forma $F = b_V \log(V_{S30}/V_a)$, dove b_V e V_a sono parametri da stimare attraverso una regressione pesata in due passi. La funzione F sostituisce, senza bisogno di modificare lo scarto della predizione, il fattore di sito $a_B S_B + a_C S_C + a_D S_D$. L'equazione di predizione diventa allora:

$$\log SRS(T) = a_1 + a_2 M + a_3 \log R + b_V \log \frac{V_{S30}}{V_a} + \varepsilon \quad (4)$$

dove b_V (negativo dalle regressioni) e V_a vengono stimati a partire dai residui della (2) rispetto al moto predetto su suolo A. V_a ha il significato di una velocità di propagazione delle onde S su suolo rigido di riferimento, ed è funzione di T . $|b_V|$, parimenti funzione di T , dovrebbe secondo la teoria tendere a 0.5 a lungo periodo in quanto $(V_a/V_{S30})^{0.5}$ è l'amplificazione di sito prevista in caso di variazione graduale di V_S con la profondità), mentre dovrebbe valere circa 1 per risposta in risonanza dei depositi superficiali (trascurando il contrasto di densità). L'andamento dei valori di b_V e V_a in funzione di T non è qui riportato per brevità (v. Deliverable D3), tuttavia vale la pena di sottolineare che le proprietà asintotiche di b_V sono confermate nei risultati e che V_a , se non vincolato, vale in media circa 630 m/s a lungo periodo. Tuttavia, se V_a non è vincolato, per suolo A ($V_{S30} = 800$ m/s) si ottengono dalla (4) stime di SRS inferiori a quelle fornite dalla (2). Le (2) e (4) forniscono gli stessi risultati su suolo A solo se si impone $V_a = 800$ m/s, qualunque sia T . L'effetto del vincolo su V_a è documentato in Fig. 9, dove si rappresentano gli andamenti dei fattori di amplificazione del suolo ottenuti per vie diverse in questo studio: in particolare sono confrontati gli intervalli di confidenza ($\alpha = 5\%$) dei fattori di sito della (2) con i limiti inferiore e superiore di $F(V_{S30}; T)$ per le classi B, C, e D della (2). I fattori di amplificazione forniti dai due approcci descritti (variabili logiche e funzione di V_{S30}) sono sovrapposti in Fig. 9 ai rapporti medi H/V degli spettri di risposta smorzati al 5%, introdotti per stimare i periodi dominanti (Zhao *et al.*, 2005). Si noti la sostanziale coerenza tra i diversi approcci proposti.

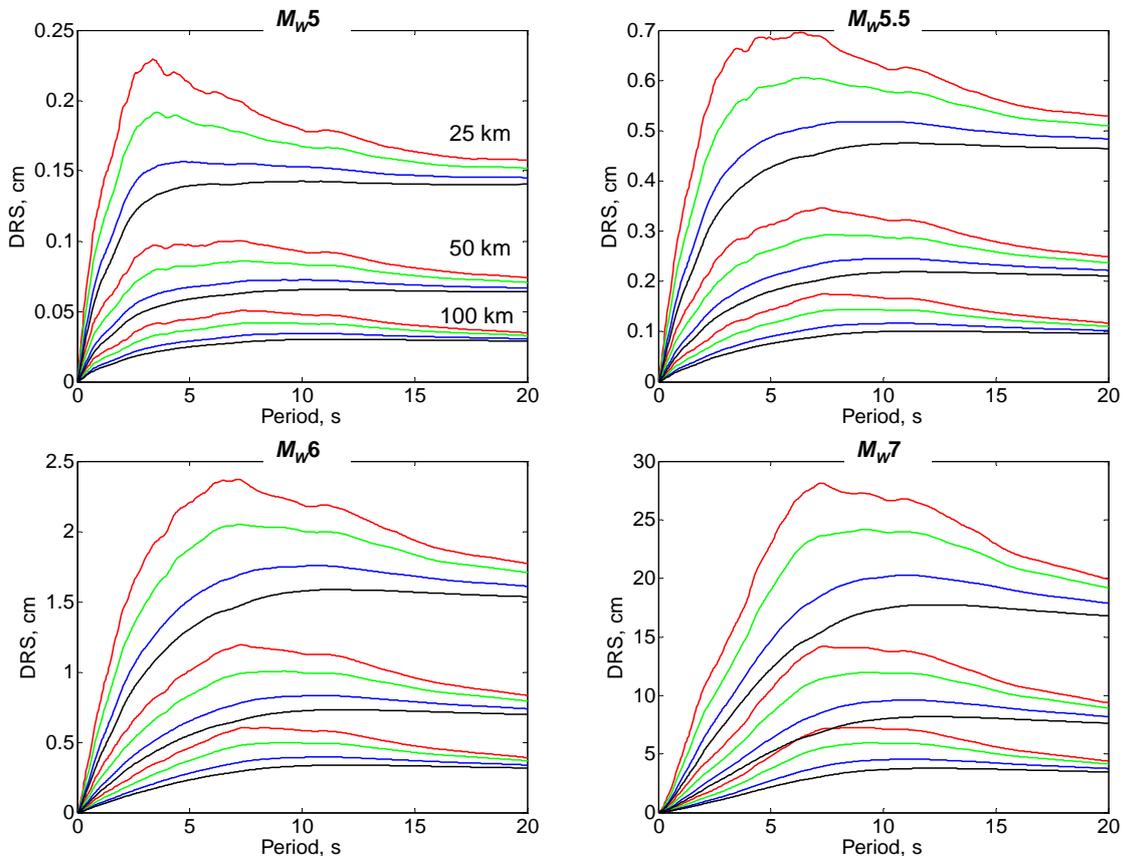


Figure 7 - $DRS(T)$ predicted on rock by (2) for different damping ratios: 5% (red lines), 10% (green), 20% (blue), 30% (black). The spectra are depicted for $M_w = 5, 5.5, 6, 7$ and focal distances $R = 25, 50, 100$ km. The high-pass filter with $T_c = 20$ s applied to about 40 % of the records may restrict the reliability of the $DRS(T)$ to a maximum period of 15s.

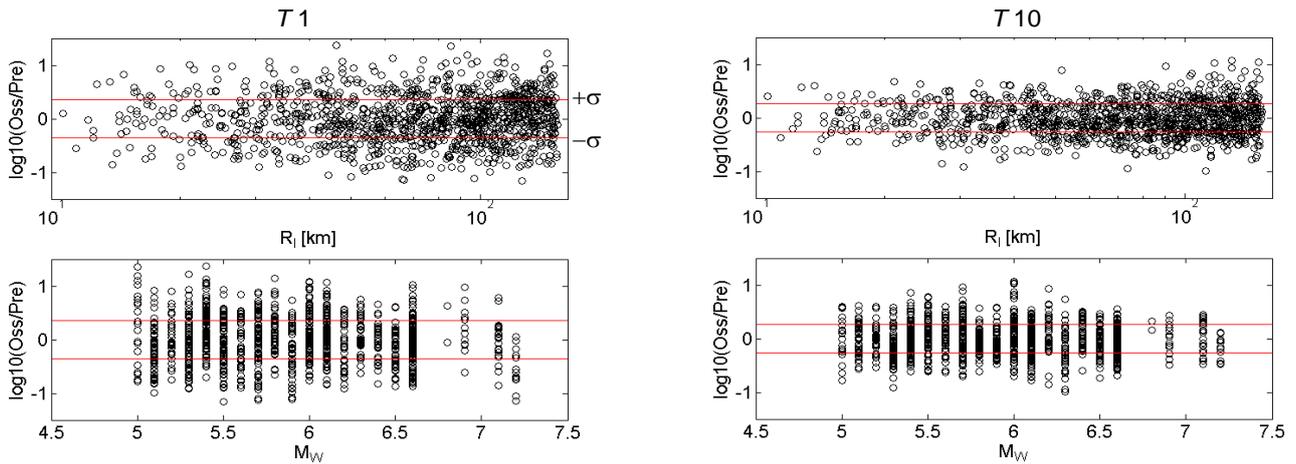


Figure 8 - Residuals of the attenuation relationship at short (1s) and long (10s) period. Note that the total standard error of the prediction increases as the period decrease, consistently with simple physical considerations regarding the wavelengths which dominate the ground motion at long periods, minimizing the effect of local site conditions on the dispersion of observed data.

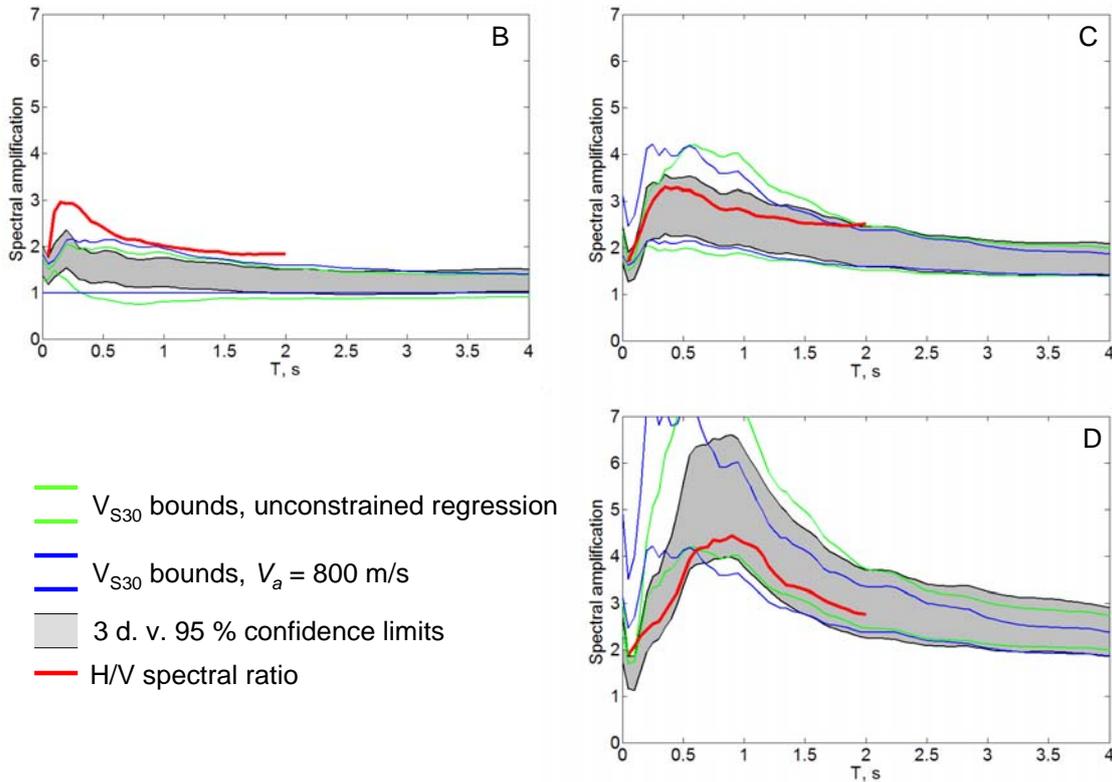


Figure 9 – Spectral amplification for ground types B, C and D, depicted in three different ways: i) as a continuous function of V_{S30} (green and blue bounds); ii) through 3 site dummy variables [shaded bands, 95% confidence limits of median values of a_B , a_C and a_D in (2)]; iii) through the average H/V response spectral ratio of observed data.

6.5 Spettri di risposta verticali

Per formulare un modello di riferimento per le componenti verticali, si sono confrontati in Fig. 10 i rapporti tra gli SRS mediani delle componenti verticali rispetto a quelli orizzontali, per le classi di magnitudo considerate e per R sino a 100 km. Lo stesso grafico inoltre riporta: il corrispondente rapporto tra gli spettri di normativa relativi alle componenti verticale (S_{ve}) ed orizzontale (S_e), avendo considerato sia suolo A, che suoli B-C (preponderanti nella base dati mondiale) e una stima semplificata del rapporto V/H che bene si adatta ai V/H osservati, almeno sotto ipotesi semplici, compatibili con gli spettri elastici di normativa.

Il modello proposto di spettro (di accelerazione o spostamento) del moto verticale è definito da:

$$0 \leq T \leq 0.10 \text{ s} \quad S_{ve} = S_e$$



$$0.10 \text{ s} < T \leq 0.2 \text{ s} \quad S_{ve} = (4/3 - 10/3T) I S_e \quad (5)$$

$$T > 0.2 \text{ s} \quad S_{ve} = 2/3 S_e.$$

Dall'analisi dei rapporti V/H emerge una dipendenza moderata dal tipo di suolo (Fig. 11), risultando che i rapporti oscillano sia per classe B che per classe C in una fascia di valori compresa tra 0.4 e 0.7, pur con una diversa dipendenza dal periodo. Per suolo D il rapporto si posiziona su valori più bassi, indicativamente nell'intervallo 0.2-0.6. Per non complicare il modello di riferimento, si propone di mantenere la (5) indipendente dal tipo di suolo, risultando in genere cautelativa qualunque sia quest'ultimo. la classe di sito in esame.

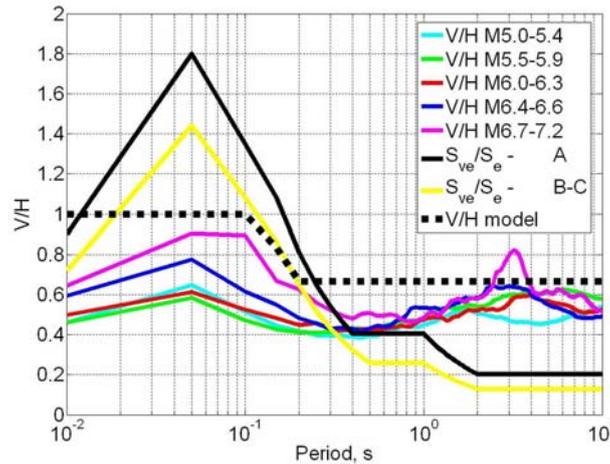


Figure 10 – Spectral ratios between the average vertical and the average horizontal component.

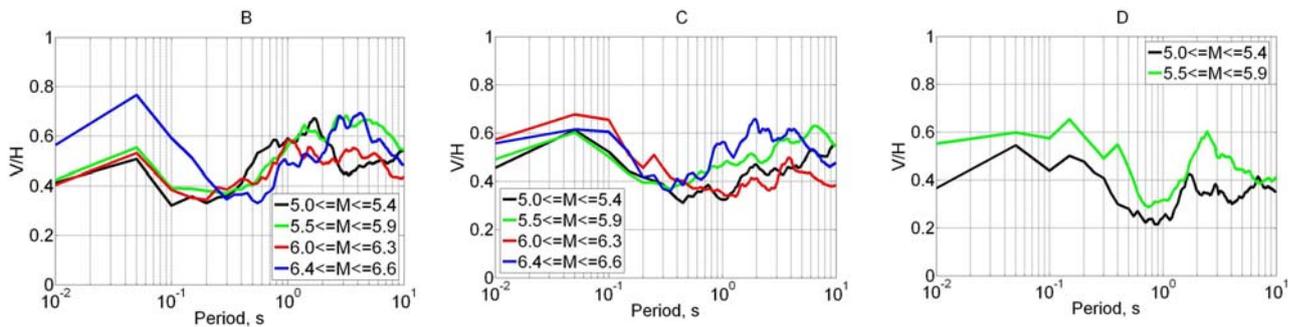


Figure 11 - V/H spectral ratios for ground types B, C, D and different ranges of magnitude..

A validazione dei valori V/H ottenuti dalla nostra base di dati, essi sono stati confrontati con quelli forniti dalle relazioni di attenuazione disponibili (Fig. 12), per magnitudo 6.15 e distanza focale 15 km. Il rapporto V/H osservato dai nostri dati per M 6.0-6.3 e distanza 10-30 km, risulta in buon accordo sia con la relazione di Ambraseys e Douglas (2003) che con quella di Sabetta e Pugliese (1996). La relazione di Campbell e Borzogna (2003) fornisce valori più elevati, ma ancora entro la nostra fascia di dispersione, mentre quella di Ambraseys e Simpson (1996) eccede la fascia nell'intervallo di periodi 0.03-0.2 s. Le cause delle differenze derivano probabilmente dalla composizione delle basi dati di taratura delle diverse relazioni: nel caso di Ambraseys e Simpson (1996) l'insieme di dati impiegato è orientato alle forti magnitudo e piccole distanze; ciò sicuramente influenza il rapporto V/H, che si pone a valori superiori rispetto alle altre stime. Inoltre, rispetto alla relazione di Ambraseys e Douglas (2003), che pure ha simili valori di M e distanza, la numerosità dei dati considerato è notevolmente inferiore, ciò che sicuramente condiziona i risultati. La Fig. 13, a ulteriore validazione dei valori ottenuti, mostra che le curve mediane V/H ricavate dalle registrazioni del terremoto di Parkfield del 28/09/2004 (M 6.0), non incluse nella presente base di dati, sono in ottimo accordo con le curve mediane su tutta la base di dati.

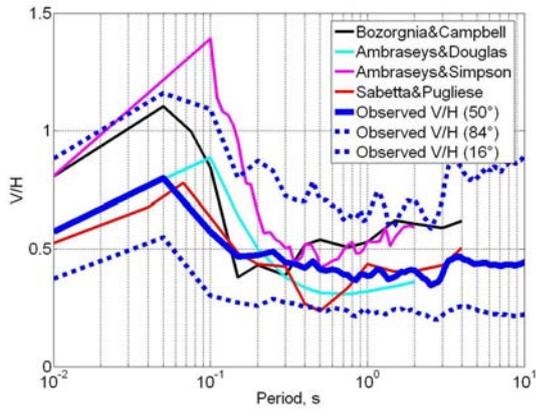


Figure 12 - Observed median V/H ratios from present data for M 6.0-6.3 and R 10-30km vs. those yielded by published attenuation relations.

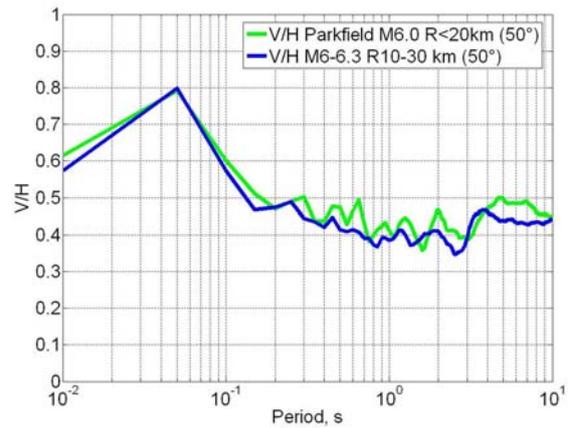


Figure 13 – Median V/H ratios from present data set compared with those from the Parkfield earthquake of 28/09/2004.

6.6 Valli e bacini alluvionali

6.6.1 Analisi numeriche parametriche

Numerose registrazioni SM in valli o bacini alluvionali mostrano effetti di amplificazione a medio e lungo periodo ben superiori a quelli predetti da relazioni empiriche tipo (2) o incorporati negli spettri di norme. Si ricordano i terremoti di San Fernando (1972), Northridge (1994) e i dati accelerometrici di Gubbio Piana; le analisi svolte nel 1° anno hanno evidenziato in che misura, nel corso della sequenza sismica del 1997, essi abbiano superato i livelli spettrali delle norme, per $2 < T < 4$ s. La causa principale di questi effetti sta nella generazione, per diffrazione ai bordi della valle, di onde di lungo periodo che si propagano orizzontalmente nei sedimenti. Precedenti studi hanno indicato come non basti considerare la geometria della valle e le proprietà dei sedimenti, ma occorra anche includere lo studio della sorgente, considerata in passato in termini di distanza dal bordo dal bacino, o di posizione reciproca piano di faglia - bacino (ove come sorgente si intende il piano di faglia) (Choi et al, 2005). Per identificare come la presenza di valli e bacini alteri forma e ampiezza degli SRS, in particolare ai lunghi periodi, abbiamo adottato la tecnica DRM (*Domain Reduction Method*, Bielak et al. 2003, Faccioli et al., 2005), che combina la simulazione della sorgente, svolta con metodi analitici (Hisada, 2003), e quella della propagazione nella valle, realizzata con analisi numeriche 2D ad elementi spettrali (Faccioli et al, 1997, Stupazzini, 2004). I dettagli dell'applicazione del metodo sono stati illustrati a conclusione del 1°anno. Le simulazioni numeriche sono state condotte su un modello di valle il più possibile rappresentativo dell'insieme della valli "chiuso" italiane; il caso delle valli aperte è stato affrontato dalla UR3. Il modello in questione è stato individuato all'interno del progetto europeo "Sismoalp" (<http://www-lgit.obs.ujf-grenoble.fr/sismoalp/>), ed è rappresentativo di valli fluvio-glaciali; esso assomma le caratteristiche di cinque valli alpine situate in Francia, Italia, Svizzera e Slovenia. In Fig. 14 si mostra lo schema della valle, con cinque strati orizzontali di sedimenti, la posizione dei ricevitori di superficie e le "zone" individuate. Le tabelle in Fig. 14 riportano i profili di V_s e di Q per i sedimenti e la roccia circostante, essa pure opportunamente stratificata per tener conto della degradazione in prossimità della superficie. La struttura profonda della roccia segue le relazioni analitiche proposte in Cotton et al. (2006), mentre gli strati più superficiali seguono i profili reali, mediati, di siti giapponesi (Kik-net, da Figini, 2006) e italiani (Faccioli, 1992).

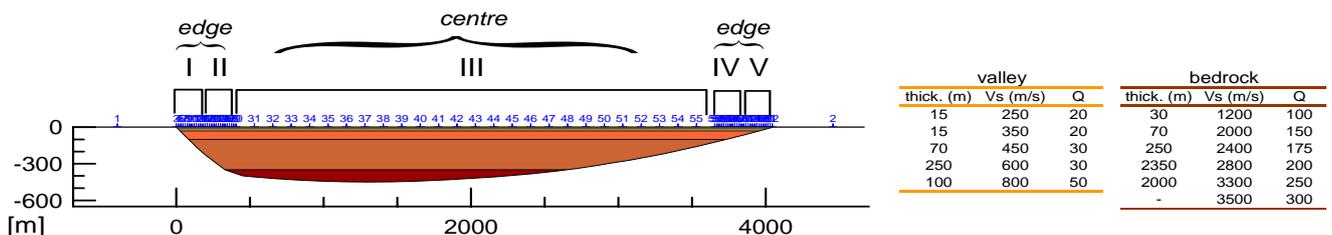


Figure 14 – Valley model used in the analyses with zone subdivision and surface receivers, including the adopted sediment and crustal Q and velocity structures.



La Fig. 15 mostra questi due profili medi insieme con quello qui usato. Tutte le analisi hanno assunto comportamento viscoelastico lineare dei materiali, non supportando il codice numerico usato analisi di tipo non-lineare; peraltro, nelle simulazioni alle magnitudo più alte (6.5) sono stati considerati valori di velocità leggermente degradati (tarati su analisi 1D lineari equivalenti).

Le proprietà della sorgente sono state scelte così da comprendere configurazioni (semplificate) significative per i terremoti italiani. Si sono simulati meccanismi di faglie normali (con immersione di 60°), inverse (immersione 20°) e trascorrenti (immersione 85°). La distribuzione dello scorrimento sismico (*slip*) sulla faglia è stata considerata uniforme per le magnitudo più basse, mentre per quelle più alte è stata fatta variare suddividendo opportunamente la faglia e testando più configurazioni (ad una o due asperità). Le M_W considerate sono 5.2, 6.0 e 6.5 e, valendosi di note correlazioni, si sono calcolati i parametri di faglia necessari (dimensioni, valori di scorrimento, tempo di rampa). La frattura considerata è bilaterale, provando però anche qualche caso unilaterale per valutare possibili effetti di direttività. La posizione della valle rispetto alla faglia è stata fatta variare in modo che l'asse della valle fosse di volta in volta parallelo, perpendicolare, a 45° o 135° rispetto alla traccia in superficie della faglia (con la valle situata a N o a E della sorgente stessa), in modo tale da mantenere sempre una distanza ipocentrale di circa 20 km. La valle è stata considerata ogni volta in due modi: "diritta", come illustrato in Fig.14, o "girata", ovvero con il fianco più ripido a destra. I risultati ottenuti per ciascun ricevitore di superficie della valle, in termini di SRS, sono stati divisi per il valore di SRS su roccia calcolato a sinistra o a destra della valle (rispettivamente, ricevitori 1 e 2 di Fig. 14). I due rapporti sono stati quindi mediati tra loro e all'interno delle zone considerate. Le curve di amplificazione per M_w 5.2 presentavano spesso dei valori eccessivamente alti a periodi di circa 0.5 s, causati probabilmente dal modo in cui è calcolata la dissipazione interna nel metodo numerico (Q crescente con la frequenza). Per ovviare a tale problema e rendere più fisici i risultati, si è cercata una curva di correzione tarando, a parità di analisi, il Q sui picchi più forti e calcolando quindi i rapporti tra i risultati. A conferma della validità delle analisi svolte, la Fig. 16 riporta il confronto tra una delle simulazioni e la registrazione SM (integrata due volte) dell'evento principale del terremoto del Friuli del 1976 (M_w 6.5, faglia inversa), nella stazione di Tolmezzo - Ambiesta (su roccia, a 23 km dall'epicentro). La simulazione fa riferimento a una valle con asse parallelo alla traccia in superficie della faglia e lo spostamento mostrato è quello simulato al ricevitore 1 del modello numerico (Fig. 14). Come si può vedere, l'accordo tra le due forme d'onda è del tutto soddisfacente ai periodi dominanti del moto. In Fig. 17 si illustrano i risultati ottenuti per la zona centrale della valle (zona III), verificata essere sempre la più critica, sia in termini di ampiezza che di intervallo di periodi a cui tale ampiezza si mantiene elevata. I rapporti spettrali simulati sono messi a confronto con le curve di amplificazione empiriche definite nel Cap. 4 per suoli di classe C (verde) e D (rosso). Poiché la V_{s30} media dei siti su suolo A nei dati di taratura della (2) è 1160 m/s, quindi leggermente minore di quella qui usata (1200 m/s, Fig. 14), sono state eseguite delle prove correggendo nelle simulazioni numeriche il profilo di roccia negli strati più superficiali. I risultati ottenuti, pur con una certa variabilità, confermano in media quanto presentato. L'andamento dei rapporti spettrali dalle simulazioni è in accordo con le fasce di amplificazione osservata per suoli C e D, compresa la caduta di amplificazione a periodi più alti. In particolare questa può essere associata al valore T_{01D} del periodo fondamentale 1D al centro della valle, che può essere considerato come il limite teorico superiore degli effetti di amplificazione 2D che possono insorgere in una valle, in accordo con Chávez e Faccioli (2000); la determinazione di T_{01D} risulta quindi cruciale nello studio della risposta sismica di valli alluvionali. Ricordando che i sedimenti della valle analizzata sono di classe C, si osservi come per $M_w \geq 5.5$ a 6.0 le fasce di amplificazione predette dalle relazioni di attenuazione non siano sempre sufficienti.

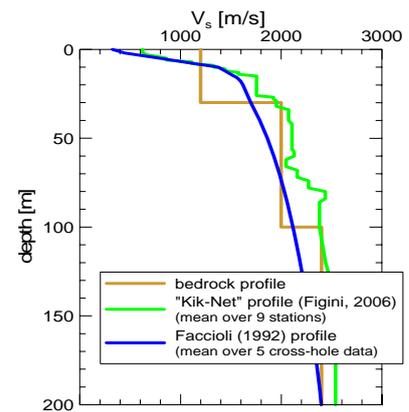


Figure 15 – Bedrock velocity profile (upper 200 m). The brown line is the adopted profile, the blue one is a mean profile from Italian rock sites, while the green line is the mean profile from Japanese sites.

La Fig. 15 mostra questi due profili medi insieme con quello qui usato. Tutte le analisi hanno assunto comportamento viscoelastico lineare dei materiali, non supportando il codice numerico usato analisi di tipo non-lineare; peraltro, nelle simulazioni alle magnitudo più alte (6.5) sono stati considerati valori di velocità leggermente degradati (tarati su analisi 1D lineari equivalenti).

Le proprietà della sorgente sono state scelte così da comprendere configurazioni (semplificate) significative per i terremoti italiani. Si sono simulati meccanismi di faglie normali (con immersione di 60°), inverse (immersione 20°) e trascorrenti (immersione 85°). La distribuzione dello scorrimento sismico (*slip*) sulla faglia è stata considerata uniforme per le magnitudo più basse, mentre per quelle più alte è stata fatta variare suddividendo opportunamente la faglia e testando più configurazioni (ad una o due asperità). Le M_W considerate sono 5.2, 6.0 e 6.5 e, valendosi di note correlazioni, si sono calcolati i parametri di faglia necessari (dimensioni, valori di scorrimento, tempo di rampa). La frattura considerata è bilaterale, provando però anche qualche caso unilaterale per valutare possibili effetti di direttività. La posizione della valle rispetto alla faglia è stata fatta variare in modo che l'asse della valle fosse di volta in volta parallelo, perpendicolare, a 45° o 135° rispetto alla traccia in superficie della faglia (con la valle situata a N o a E della sorgente stessa), in modo tale da mantenere sempre una distanza ipocentrale di circa 20 km. La valle è stata considerata ogni volta in due modi: "diritta", come illustrato in Fig.14, o "girata", ovvero con il fianco più ripido a destra. I risultati ottenuti per ciascun ricevitore di superficie della valle, in termini di SRS, sono stati divisi per il valore di SRS su roccia calcolato a sinistra o a destra della valle (rispettivamente, ricevitori 1 e 2 di Fig. 14). I due rapporti sono stati quindi mediati tra loro e all'interno delle zone considerate. Le curve di amplificazione per M_w 5.2 presentavano spesso dei valori eccessivamente alti a periodi di circa 0.5 s, causati probabilmente dal modo in cui è calcolata la dissipazione interna nel metodo numerico (Q crescente con la frequenza). Per ovviare a tale problema e rendere più fisici i risultati, si è cercata una curva di correzione tarando, a parità di analisi, il Q sui picchi più forti e calcolando quindi i rapporti tra i risultati. A conferma della validità delle analisi svolte, la Fig. 16 riporta il confronto tra una delle simulazioni e la registrazione SM (integrata due volte) dell'evento principale del terremoto del Friuli del 1976 (M_w 6.5, faglia inversa), nella stazione di Tolmezzo - Ambiesta (su roccia, a 23 km dall'epicentro). La simulazione fa riferimento a una valle con asse parallelo alla traccia in superficie della faglia e lo spostamento mostrato è quello simulato al ricevitore 1 del modello numerico (Fig. 14). Come si può vedere, l'accordo tra le due forme d'onda è del tutto soddisfacente ai periodi dominanti del moto. In Fig. 17 si illustrano i risultati ottenuti per la zona centrale della valle (zona III), verificata essere sempre la più critica, sia in termini di ampiezza che di intervallo di periodi a cui tale ampiezza si mantiene elevata. I rapporti spettrali simulati sono messi a confronto con le curve di amplificazione empiriche definite nel Cap. 4 per suoli di classe C (verde) e D (rosso). Poiché la V_{s30} media dei siti su suolo A nei dati di taratura della (2) è 1160 m/s, quindi leggermente minore di quella qui usata (1200 m/s, Fig. 14), sono state eseguite delle prove correggendo nelle simulazioni numeriche il profilo di roccia negli strati più superficiali. I risultati ottenuti, pur con una certa variabilità, confermano in media quanto presentato. L'andamento dei rapporti spettrali dalle simulazioni è in accordo con le fasce di amplificazione osservata per suoli C e D, compresa la caduta di amplificazione a periodi più alti. In particolare questa può essere associata al valore T_{01D} del periodo fondamentale 1D al centro della valle, che può essere considerato come il limite teorico superiore degli effetti di amplificazione 2D che possono insorgere in una valle, in accordo con Chávez e Faccioli (2000); la determinazione di T_{01D} risulta quindi cruciale nello studio della risposta sismica di valli alluvionali. Ricordando che i sedimenti della valle analizzata sono di classe C, si osservi come per $M_w \geq 5.5$ a 6.0 le fasce di amplificazione predette dalle relazioni di attenuazione non siano sempre sufficienti.

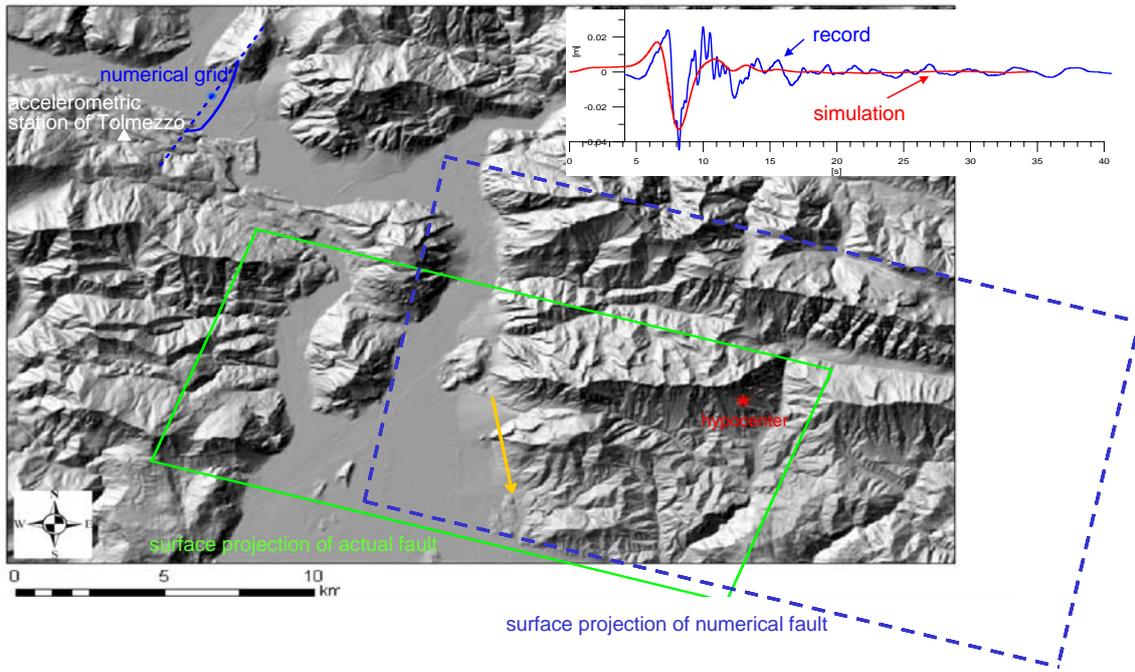


Figure 16 – Comparison between one of the parametric numerical simulations and a 1976 Friuli mainshock recording (Tolmezzo station, M_w 6.5, 23 km epicentral distance) in terms of displacement waveforms.

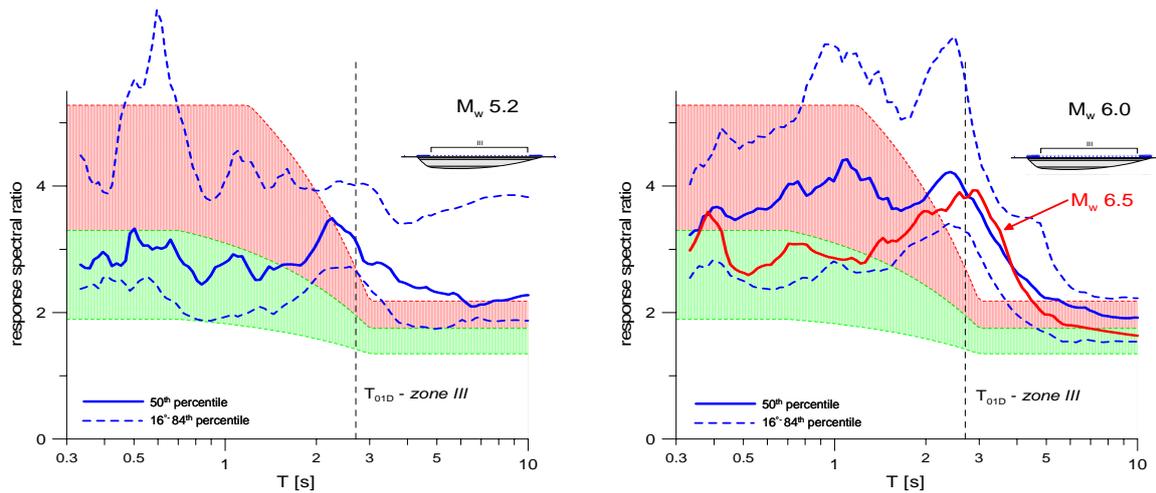


Figure 17 - Median spectral ratios computed for M_w 5.2 and M_w 6.0, for valley centre (zone III), together with observed amplification bands (Fig. 9) for type C (green shade) and D (red shade) ground. The M_w 6.5 median curve (in red) is also displayed for comparison. SRS spectral ratios are corrected as explained in the text. T_{01D} for valley centre is also shown.

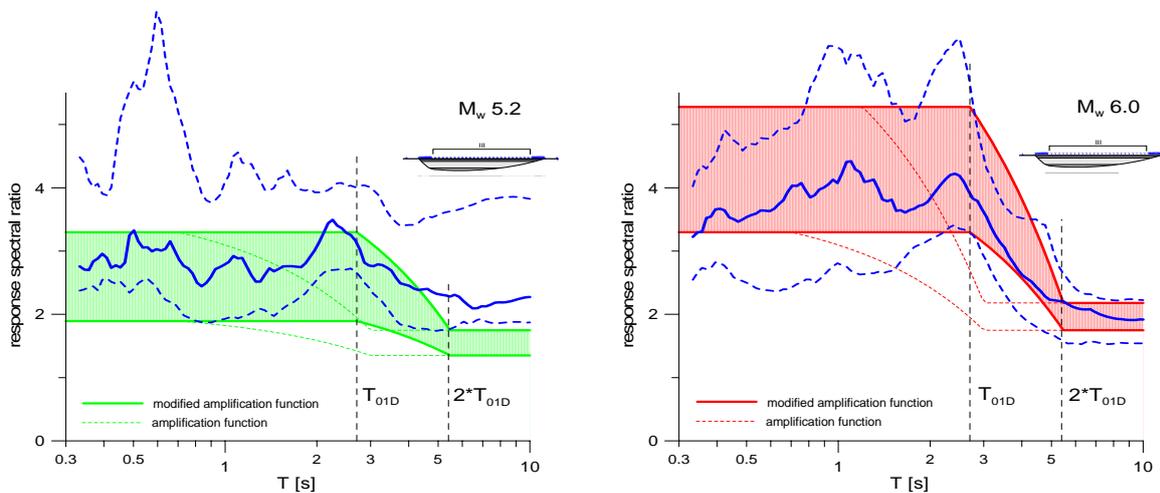


Figure 18 – Median spectral ratios computed for M_w 5.2 and M_w 6.0 (Fig. 16), together with recommended spectral amplification bands (dashed, Sect. 9) and modified ones (solid), suggested in the presence of basin amplification effects.



In presenza di valli e bacini sedimentari, le analisi svolte suggeriscono in conclusione le seguenti indicazioni pratiche (v. deliverable D19):

- a. Va anzitutto definita una distanza che delimiti le zone di “bordo” della valle rispetto a quella “centrale”. Sulla scorta di numerose prove, e appoggiandosi alla forma del primo modo di vibrare 2D della valle, calcolato con il metodo di Rayleigh (Paolucci, 1999) o definito da semplici relazioni analitiche, la risposta sui “bordi” risulta essere significativamente differenziata da quella al “centro”, se i primi si considerano compresi entro una distanza pari a $0.37 L$ dai fianchi della valle, avente larghezza totale L .
- b. Entro le zone di bordo così definite si possono usare i fattori di amplificazione per i tipi di suolo C e D.
- c. Per la zona di “centro valle”, se $T_{01D} > T_2$ (tipicamente compreso tra 0.7 e 1.2 s, v. Tab. 5), bisogna estenderne il tratto ad amplificazione costante fino a T_{01D} e prolungarne la discesa fino a $2T_{01D}$ (Fig. 18).
- d. Se $M_w \geq 6$, per siti di classe C, bisogna far riferimento alle curve di amplificazione dei suoli di classe D.

6.6.2 Individuazione di bacini sedimentari sul territorio italiano

A stretto contatto con il lavoro della UR6 nel Task 5, si è svolta l’attività della UR3, concretizzatasi nella formulazione e applicazione di criteri per individuare e classificare nel territorio nazionale bacini e valli alluvionali suscettibili di amplificazione anomala ai lunghi periodi per effetto di onde di superficie. Le analisi sono state effettuate in ambiente GIS: usando un modello digitale del terreno a risoluzione di 7.4 " (circa 220 m) e la versione digitalizzata della carta geologica 1:500.000 (Servizio Geologico Nazionale, 1978) è possibile identificare bacini a livello nazionale aventi una dimensione minima di circa 500 m. La metodologia di indagine è stata migliorata nel secondo anno soprattutto nella sua componente geologica. In particolare, la classificazione semplificata in classi di suolo (A, B, C-D) proposta per la carta 1:500.000 è stata localmente validata in siti dotati di profili misurati di V_s disponibili da indagini recenti raccolte o realizzate all’interno del Progetto DPC-INGV S3 (Molise e Gubbio), pubblicati in rete (<http://peer.berkeley.edu/nga>, 29 siti illustrati in Fig. 19). Una prima classificazione operativa dei bacini è stata proposta in funzione della *forma* e delle *pendenze* dei versanti delimitanti. Si sono così definiti: (a) i bacini di tipo *alpino*, di forma molto allungata e relativamente stretti, con un rapporto tra la dimensione longitudinale e trasversale tipicamente $\gg 3$ e pendenze medie nei primi 500 m di contorno (in pianta) tra 15° e 20° ; (b) quelli di tipo *appenninico*, di forma piuttosto regolare, con rapporto tra le dimensioni compreso tra 1 – 3, spesso ben delimitati, e con pendenze medie circostanti tra 5° e 10° ; (c) infine quelli di tipo *misto*, ovvero bacini complessi, spesso risultati dall’aggregazione di bacini confinanti, in forma di strutture miste chiuse, o bacini costieri, aperti da un lato. In accordo con Chávez-García e Faccioli (2000, Fig. 20), si è assunto che i bacini di interesse sono quelli aventi un contrasto di velocità roccia sedimenti realistico (< 5) e un rapporto profondità max./semilarghezza

$$h/a \leq 0.25-0.3 \quad (6)$$

Si veda la Fig. 20 che mostra anche il caso della Piana di Gubbio. Per definire il periodo fondamentale di vibrazione monodimensionale T_{01D} di un bacino (v. par. 6.1) si può far riferimento alla relazione:

$$T_{01D} = T_0 = 4h/V_s \quad (7)$$

dove V_s rappresenta in questo caso la velocità media dei sedimenti. Dunque, la dimensione minima della larghezza $L=2a$ di interesse in questa analisi si ottiene sostituendo la (7) nella (8):

$$L \geq 2 \cdot T_{01D} V_s \quad (8)$$

Con V_s compresa tra 400 e 700 m/s, la dimensione minima di interesse varia solo in funzione di T_{01D} . Tale valore T_{01D} , tipico di ogni bacino, può tuttavia superare al valore “critico” di periodo (T_2) definito nel par. 9.2 (Tab. 5), che delimita superiormente il *plateau* di amplificazione spettrale; in tal caso, il livello di amplificazione a lungo periodo generato dal bacino potrebbe eccedere significativamente il fattore $F(V_{S30})$ applicabile secondo le raccomandazioni del par. 9.2. In queste ultime, si indicano per le classi di suolo C e D i valori $T_{2C} = 0.7$ s e $T_{2D} = 0.7 - 1.2$ s (per $V_{S30} > 100$ m/s). In Tab. 3 si riportano le ampiezze tipiche dei bacini, calcolate in funzione di V_s e T_2 : valli o bacini di larghezza maggiore a quelle indicate in tabella possono generare amplificazione che eccede significativamente i livelli stimati dalle relazioni di attenuazione e tradotti nel fattore $F(V_{S30})$ del par. 9.2. A questo proposito si ricordi che nel caso della piana di Gubbio le registrazioni accelerometriche del terremoto del 6.10.1997 (e repliche), hanno mostrato amplificazioni spettrali ben superiori all’involuppo predetto. Si conferma comunque il valore minimo di 500 m compatibile con la scala dei dati adottati nell’analisi.



Table 3 – Estimated minimum width, L_{min} , of a valley, as a function of the average V_S value of sediments and the control period T_2 (defined in par. 9.2, Tab. 5), beyond which large amplification generated by surface waves could arise for ground types C and D.

V_S [m/s]	L_{min} (m) $T_{2,C} = 0.7$ s	L_{min} (m) $T_{2,D} = 0.7-1.2$ s
400	560	560 – 960
500	700	700 – 1200
700	980	980 - 1680

Si sono raccolti dati utili di alcune valli alpine (Tab. 4) per verificare le assunzioni adottate: risulta spesso o difficile caratterizzare la valle con valori univoci di larghezza, mentre è praticamente impossibile definirne la profondità. E' pertanto affetto da forte incertezza il valore del rapporto di forma stimato e ancora più incerto quello di T_{01D} . In generale si nota che la condizione (6) non risulta sempre verificata nel caso di valli alpine, perché troppo strette e profonde. La mappatura di tutti bacini alluvionali è stata effettuata per tutto il territorio italiano, ed è documentata nel Deliverable D19. A titolo di esempio si riporta in Fig. 21 la situazione dell'Italia Centrale: la mappa è da intendersi come indicazione a livello regionale di aree su cui eventualmente intensificare le indagini geologiche per pervenire ad una migliore caratterizzazione della risposta sismica.

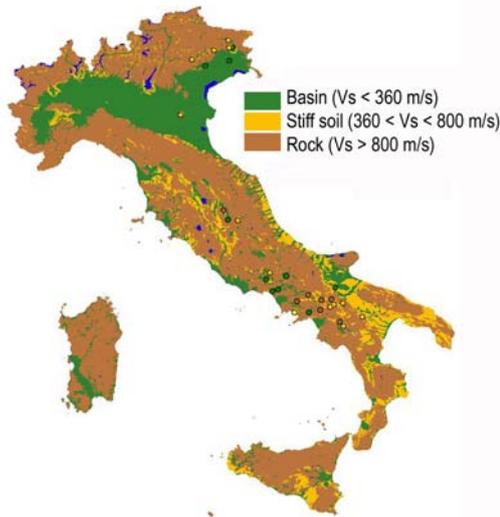


Figure 19 – New classification of the geological 1:500.000 map compatible with the EC8 ground categories. Dots are the locations of the sites with measured V_{S30} values.

Table 4 – Alpine valleys: examples of estimation of h/a and T_0 .

	a [m]	h [m]	h/a	V_S [m/s]	$T_{01D} = 4h/V_S$ [s]
Val di Sole	550-1250	160	0.29-0.128	930	0.689
Bovec	1.000	566	0.566	1200	1.88
Pellice B	250-500	100	0.4 -0.2	940	0.42
Pellice A	500	190	0.38	1100	0.69
Seimovalp M0	2050	450	0.218	600	3
Val Argentina	725	300	0.414		

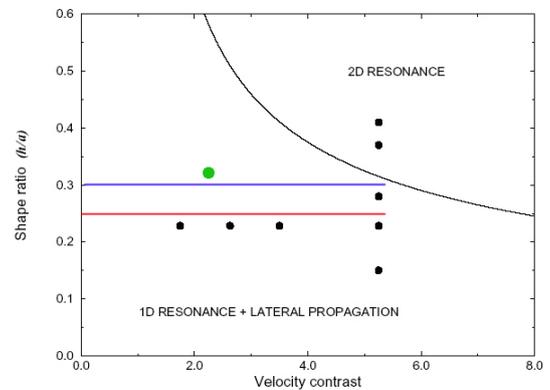


Figure 20– From Chávez-García & Faccioli (2000): the red and blue lines are the limits of the adopted shape ratio. The green dot is the case of the Gubbio plain (from Project S3, personal communication).

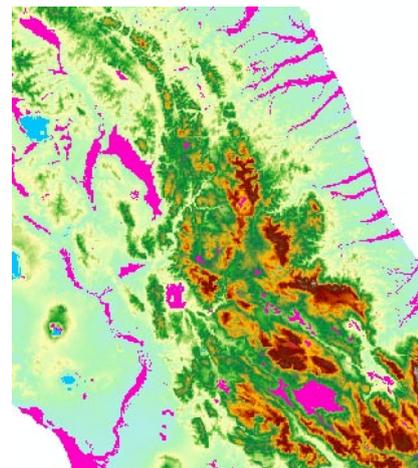


Figure 21 – Alluvium filled valleys and basins identified in Central Italy.

6.7 Mappe di pericolosità sui lunghi periodi

6.7.1 Zonazione sismogenetica

Con riferimento al classico metodo di analisi della pericolosità sismica di Cornell (1968), per descrivere le zone sorgente dei terremoti questo progetto ha adottato la zonazione sismogenetica evolutasi fino alla formulazione del Gruppo di Lavoro (2004, a cui si rimanda per maggiori dettagli), su cui poggiano anche la



carta di pericolosità sismica della OPCM 3519 (2006) e le ulteriori elaborazioni svolte nel Progetto S1. Il modello di Zone Sismogenetiche (ZS) in questione, detto ZS9, è corredato da informazioni riguardanti i tassi di occorrenza dei terremoti in ciascuna ZS, i parametri della relazione di Gutenberg – Richter, il meccanismo focale prevalente e la profondità media efficace (v. App. 2 al Rapporto Conclusivo del GdL 2004). Una delle semplificazioni più rilevanti della zonazione ZS9 è costituita dal fatto che i terremoti a magnitudo elevate abbiano la stessa probabilità di accadimento in ogni punto di una ZS. Un modello alternativo, o complementare, considererebbe le singole strutture geologiche identificate entro una ZS (o regione più estesa), comprendenti faglie ben definite, generatrici di eventi forti riguardabili come terremoti caratteristici, e aree più estese entro cui sono presenti una o più strutture geologiche non ben definite dal punto di vista geometrico ma che generano una sismicità medio – bassa trattabile come poissoniana. Per la descrizione delle strutture rilevanti dal punto di vista sismogenetico e della loro geometria e caratterizzazione geofisica un riferimento obbligato è DISS3 (DISS Working Group, 2006, <http://www.ingv.it/DISS/>). Sebbene in alcune parti del territorio nazionale in cui le strutture sismogenetiche importanti siano state identificate e descritte in dettaglio (ad es. Arco Calabro o Friuli Orientale), si è ritenuto che nella maggior parte di esso le incertezze sulla geometria delle faglie presenti e la loro attività non permettano ancora di usare questo tipo più avanzato di modello di zone sorgente per valutazioni di pericolosità ricoprenti l'intera penisola. Tuttavia, per permettere una valutazione delle differenze, sono illustrate nel Deliverable D22 le mappe di pericolosità della Calabria derivanti dall'adozione di DISS3 (con un modello non poissoniano di occorrenza di terremoti) rispetto a ZS9.

6.7.2 Formalismo dell'albero logico

Per quantificare in forma probabilistica le incertezze parametriche nelle analisi di pericolosità è stato inizialmente formulato un metodo bayesiano (Mortgat e Shah, 1979), in cui si ipotizza che i parametri di scuotimento si comportino come variabili aleatorie le cui densità di probabilità vengono aggiornate con il teorema di Bayes, attraverso l'informazione statistica dai dati. Anche lo strumento di calcolo usato per l'analisi (CRISIS03, descritto nel paragrafo 7.3) fa uso del teorema di Bayes allo scopo di trattare i parametri che descrivono le ZS come variabili aleatorie. Questo approccio è stato poi formalizzato nella metodologia dell'*albero logico*, introdotta da Kulkarni *et al.* (1984) e divenuta successivamente una procedura standard per i calcoli di pericolosità (v. Bommer *et al.* 2005). Nell'*albero logico* ogni ramo rappresenta le differenti valutazioni relative alla scelta di un singolo parametro il cui contributo è poi valutato separatamente e convenientemente combinato mediante l'uso di pesi. Mentre le incertezze statistiche, legate alla variabilità delle osservazioni, vengono prevalentemente trattate attraverso la relazione di attenuazione, l'uso dell'*albero logico* è finalizzato ad esplorare incertezze di tipo *epistemico* (che derivano cioè dalla nostra imperfetta conoscenza del fenomeno), riferibili principalmente alla zonazione sismogenetica adottata, ai tassi di attività sismica e al valore del parametro b della Gutenberg – Richter (G-R), alla magnitudo massima e al modello di attenuazione. Nel progetto S5 la scelta di *albero logico*, anche per coerenza con il progetto S1, si è mantenuta per quanto possibile vicina a quella del Gruppo di Lavoro (2004). In particolare, per i diversi rami dell'albero:

1. *Zonazione sismogenetica*: per le ragioni già discusse, si è adottato il modello ZS9.
2. *Completezza dei cataloghi*: come in S1 si sono usati due criteri, ovvero gli intervalli di tipo “storico – statistico” (denominati Co 4.2), basati sui dati storici del sito, e gli intervalli di tipo “statistico” (Co 4.4).
3. *Tassi di attività*: ci si è attenuti alla formulazione originaria del metodo di Cornell, che impiega direttamente la G-R per descrivere la distribuzione della magnitudo. Come in S1, si sono usati i valori di a e b del Gruppo di Lavoro (2004), calcolati attraverso l'interpolazione dei tassi intervallari derivati dal CPTI. Si sottolinea inoltre che in S5 non si sono impiegati i tassi intervallari (denominati AR in S1) perché ciò non è consentito dallo strumento di calcolo usato.
4. *Magnitudo massima (M_{max})*. Anche se i parametri della G-R sono stati tarati sulle osservazioni, il Gruppo di Lavoro (2004) ha introdotto una magnitudo massima “cautelativa”, denominata M_{max2} , che attribuisce alle ZS a più bassa sismicità una M_{max} superiore a quella “osservata” M_{max1} . La conseguenza, ai fini del calcolo, è di prolungare la G–R ricavata dalle osservazioni fino a M_{max2} , assumendo pertanto che possano verificarsi anche terremoti che non compaiono nel CPTI. Come esempio la Fig. 22 mostra la differenza, assoluta e in percentuale tra le mappe di SRS(10 s), qui denominato *D10*, calcolate rispettivamente con M_{max2} e M_{max1} .

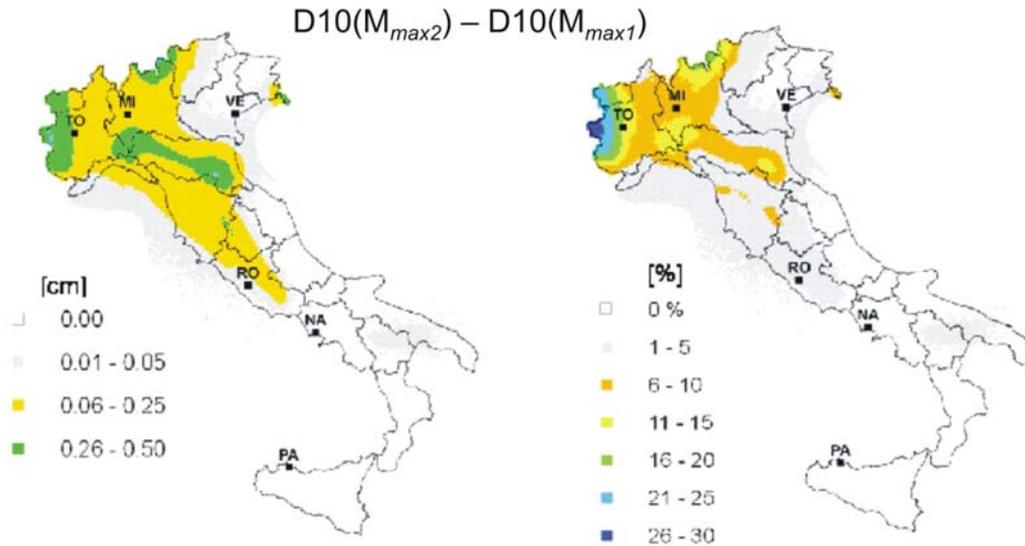


Figure 22 – Maps of the difference (in cm and in percentage) between the displacement response spectral ordinate at 10 s, $D10$, calculated with maximum magnitudes M_{max1} and M_{max2} . iables [shaded bands, 95% confidence limits of median values of a_B , a_C and a_D in (2)]; iii) through the average H/V response spectral ratio of observed data.

5. *Relazioni di attenuazione.* Oltre alle relazioni di attenuazione per $SRS(T)$ di cui al Cap. 4, sviluppate in S5, si sono cercate nella letteratura più recente altre relazioni estese fino ai lunghi periodi. Tra queste solo quella da poco proposta da Boore e Atkinson (2007), che impiega la distanza di Joyner e Boore, soddisfa almeno in parte i requisiti di applicabilità fissati nel progetto. La relazione in questione permette di adottare il meccanismo focale specifico della zona sorgente. Tuttavia, anche se nel modello ZS9 ad ogni ZS è associato un meccanismo focale prevalente, nella base dati di taratura della relazione di Boore e Atkinson mancano terremoti da faglia normale ai lunghi periodi e, pertanto, non si è potuta usare la formulazione con il meccanismo specifico. Un'altra limitazione ai lunghi periodi è costituita dal fatto che la base di dati usata per la taratura è pressoché priva di eventi alle magnitudo più basse e ciò conduce a spettri probabilistici non attendibili (v. Fig. 23) soprattutto per le ZS con $M_{max} < 6.5$ e per i siti più lontani (ad es. Torino). Si è pertanto deciso di dedicare un ramo di *albero logico* alla relazione di Boore e Atkinson solo per le mappe di pericolosità fino a periodi di 5s, mentre per i periodi più lunghi si è fatto riferimento alla sola relazione di attenuazione sviluppata in questo progetto. Ad ulteriore supporto di questa scelta, nella relazione di Boore e Atkinson non si dispone di coefficienti per un numero sufficiente di ordinate spettrali ai periodi più lunghi, che maggiormente interessano questo progetto. In particolare, oltre i 5 s si hanno soltanto i coefficienti per $T=7.5$ s e 10 s, insufficienti in diversi casi per una descrizione precisa dello SRS a PU.

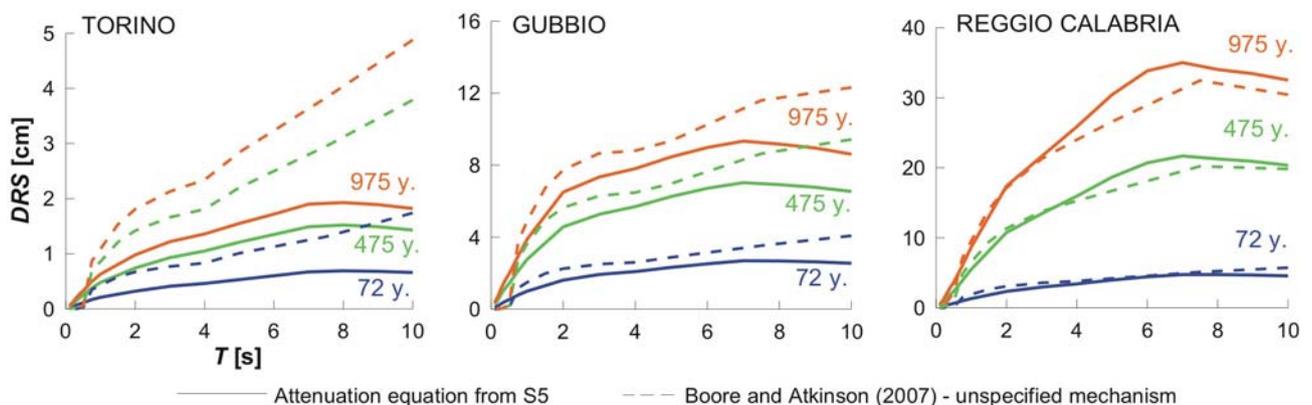


Figure 23 – Uniform hazard DRS from the S5 attenuation equations (solid curves) and from those of Boore and Atkinson (2007) (dashed curves), for three selected locations in Italy and the return periods of 72 y. (blue), 475 y. (green) and 975 y. (brown).

È stata saggiata anche la recentissima relazione di attenuazione di Akkar e Bommer (2007), v. il Deliverable D2, la quale fornisce la stima dello SRS del moto orizzontale per $T \leq 4$ s. Nonostante questa risulti in ottimo accordo, per gli spettri mediani deterministici, con quella ottenuta dalla (2), la relazione in questione non è risultata applicabile nei calcoli di pericolosità del progetto. Infatti, da un



lato lo scarto associato alla relazione di Akkar e Bommer per un fissato periodo di vibrazione è funzione della magnitudo (decescente all’aumentare di M_W) e quindi non è compatibile con lo strumento di calcolo qui usato, e dall’altro esso assume valori molto elevati per M_W basse (v. Fig. 2.7 del deliverable D2). I confronti tra gli spettri a PU da (2) e quelli con la relazione di Akkar e Bommer sono illustrati nel Deliverable D23.

L’albero logico risultante dalle scelte precedenti, con i pesi relativi assegnati ad ogni ramo, compare in Fig. 24. A causa delle differenze importanti dei singoli rami, gli spettri a PU per periodi da 0 a 2 s differiranno significativamente rispetto a quelli forniti da S1.

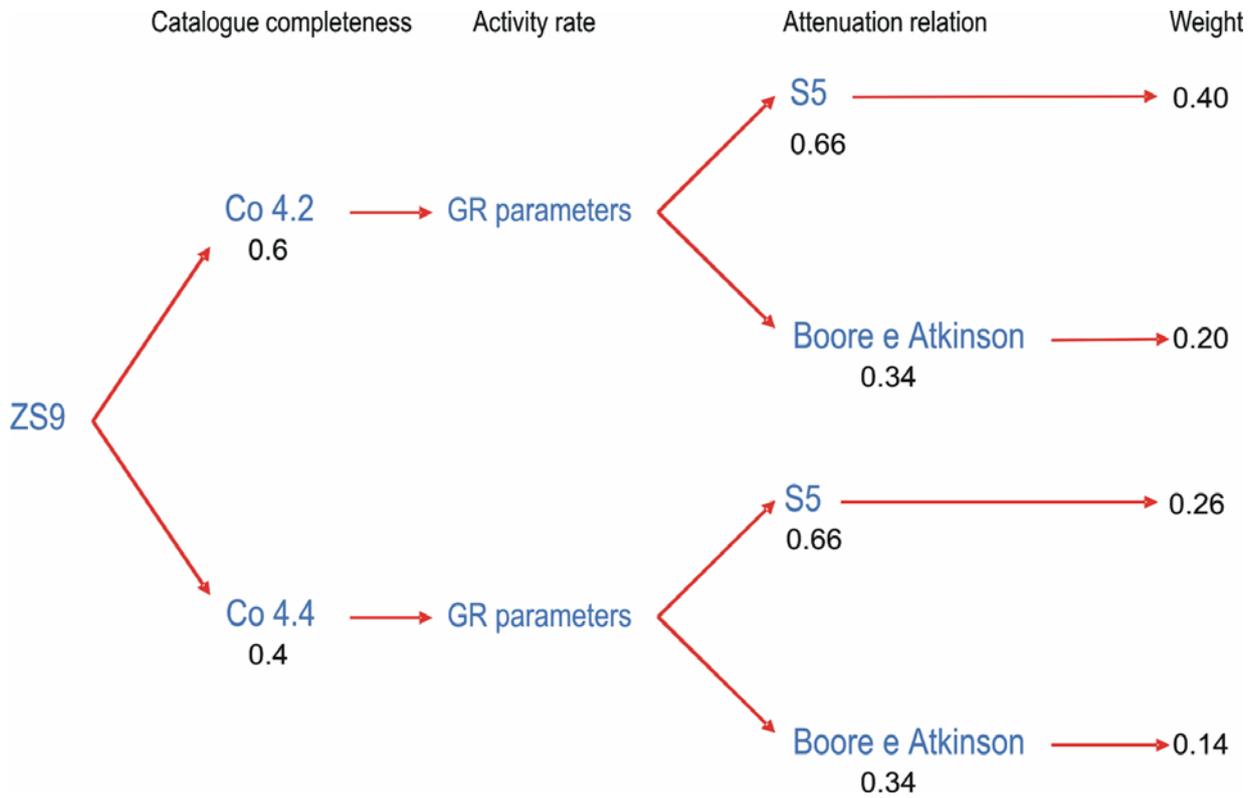


Figure 24 – Logic tree used in the PSHA to produce maps of *DRS* ordinates up to 5 s. For $T > 5$ s the Boore and Atkinson branches are suppressed.

6.7.3 Strumento di calcolo

I calcoli di pericolosità per l’intero territorio italiano sono stati eseguiti con il programma CRISIS2003¹, (Ordaz *et al.*, 1991) particolarmente adatto (a differenza di SEISRISK) ad essere applicato a regioni estese, e che incorpora il metodo di Cornell con alcune importanti integrazioni; in particolare il parametro b della $G - R$, il tasso globale λ_0 di occorrenza ed M_{max} della zona sismogenetica sono trattati con la tecnica bayesiana e considerati quindi come variabili aleatorie con specifiche densità di probabilità. Si possono così includere nell’analisi sia la M_{max} osservata nella ZS, sia una M_{max} attesa uguale o superiore a quella osservata. Si è verificato che ciò comporta da un lato differenze trascurabili negli spettri a PU e dall’altro tempi di calcolo notevolmente più elevati (circa doppi). Per questa ragione, solo la M_{max2} (cautelativa) è stata usata nei calcoli. CRISIS2003 suddivide le ZS in celle triangolari, considerando ogni cella come puntiforme quando la misura della distanza nella relazione di attenuazione sia ipocentrale, e come una sorgente estesa, con area circolare stimata in funzione della magnitudo (p. es. con la relazione di Wells e Coppersmith 1994), ove si usi un altro tipo di distanza (per esempio la distanza dalla faglia, come nella relazione di Boore e Atkinson).

¹ CRISIS2003 Ver. 3.0.1, Program for Computing Seismic Hazard, M. Ordaz et al., UNAM, Città del Messico 2003.



6.7.4 Risultati

I risultati sono presentati come mappe di ordinate *SRS* a smorzamento 0.05 per $T = 2, 5$ e 10 s, per probabilità di eccedenza 0.05, 0.10 e 0.50 in 50 anni (corrispondenti a periodi di ritorno rispettivamente di 975, 475 e 72 anni), v. Deliverable D23, e anche come spettri a PU per i comuni italiani (le cui coordinate sono disponibili sul sito dell'ISTAT <http://www.istat.it>). Per le mappe di pericolosità a 10 s e 7.5 s (come già spiegato nel par. 7.3) e per il calcolo degli spettri a PU nei comuni si è fatto uso della sola relazione di attenuazione sviluppata in S5, mentre è stato usato l'intero *albero logico* di Fig. 24 solo per la produzione di mappe a ordinate spettrali non superiori a 5 s. (in particolare per 2 s e 5 s). In Fig. 25 si mostrano esempi significativi di spettri a PU per suolo di tipo A e, a titolo di esempio, di tipo C, con $180 < V_{S30} < 360$ m/s, valori che corrispondono ai limiti superiore e inferiore delle fasce retinate.

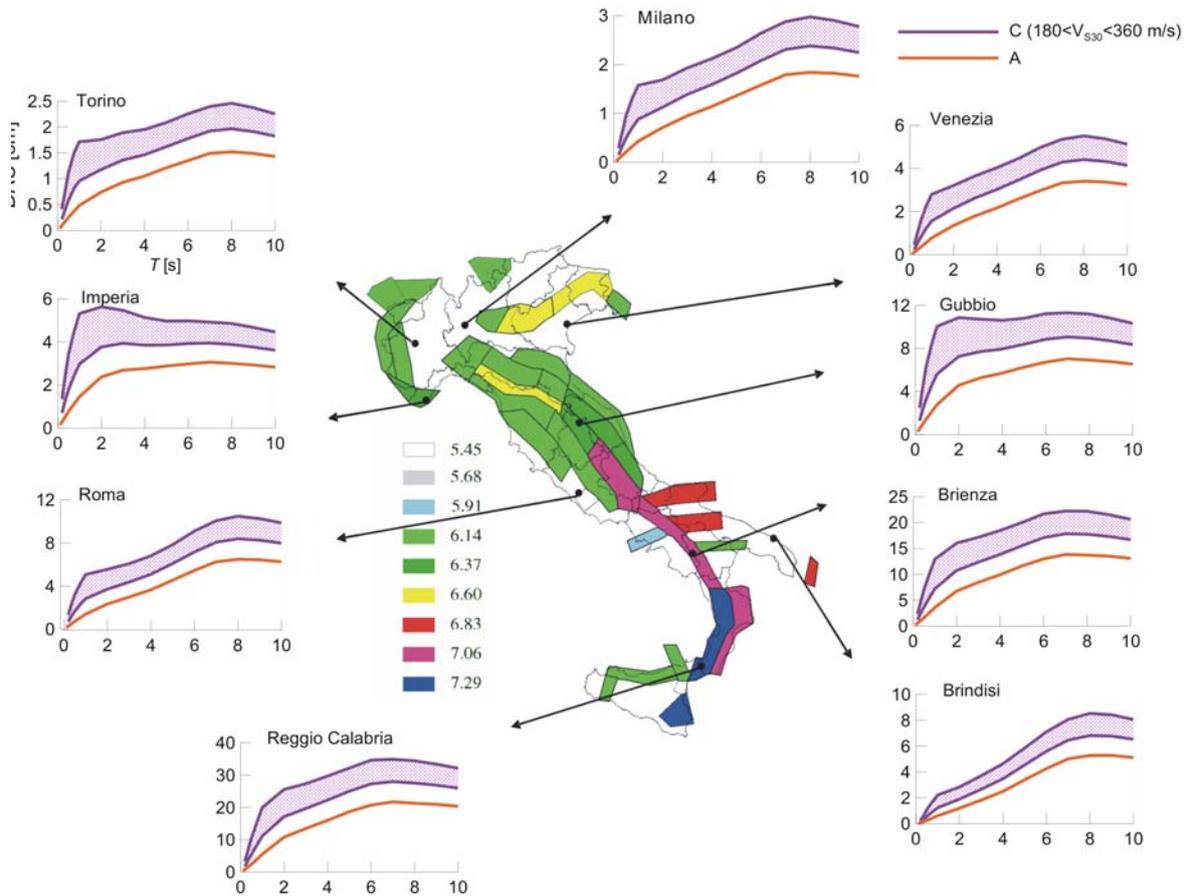


Figure 25 – Map of the maximum magnitudes in the ZS9 model of SSZs, with UH spectra for ground types A (red line) and C ($180 \leq V_{S30} \leq 360$ m/s, blue shaded bands) shown at selected locations.

6.8 Spettri sovra-smorzati

Gli spettri di risposta per fattore di smorzamento $\zeta \neq 0.05$ vengono ottenuti applicando un fattore correttivo η dello smorzamento allo *SRS* con $\zeta = 0.05$. Tale fattore correttivo è definito in letteratura in diversi modi (Bommer *et al.*, 2000); con riferimento ai periodi di controllo dello spettro dell'Eurocodice 8 (e delle norme italiane) η risulta costante per $T_B < T < T_E$ e cresce linearmente per $T < T_B$ e $T > T_E$ raggiungendo il valore 1 per $T = 0$ e $T = T_F$. Onde definire il fattore correttivo che meglio approssima gli *SRS* con $\zeta > 0.05$, sono stati calcolati i rapporti tra gli spettri a PU (calcolati su circa 50 siti con le relazioni di attenuazione di cui al Cap. 4) per $\zeta > 0.05$ (v. Deliverable D e quelli con $\zeta = 0.05$ e i risultati confrontati con i fattori η disponibili in letteratura. Dal confronto è emerso che per $T < 7$ s la formulazione dello EC8 fornisce il miglior accordo con i rapporti medi derivanti dagli spettri a PU (Fig. 26). Per $T > 7$ s i rapporti crescono linearmente fino a raggiungere il valore 1 a circa $T=25$ s. Questo significa che a tale periodo di vibrazione lo spostamento relativo della struttura dovrebbe uguagliare, in valore assoluto, quello assoluto del terreno. L'espressione che si propone è la seguente:



$$\begin{cases} \eta_0 = \frac{SRS(\xi)}{SRS(5\%)} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} & T_B \leq T \leq 7s \\ \eta = \frac{1}{18} [(1 - \eta_0)T + 25\eta_0 - 7] & 7s \leq T \leq 25s \end{cases} \quad (9)$$

Per validazione si sono calcolati gli spettri a PU sovrasmorzati per 3 città italiane e confrontati con quelli ottenuti dall'applicazione della (9) allo spettro a PU con $\zeta = 0.05$. La Fig. 27 indica che, anche se a lungo periodo si ha qualche differenza, questa appare trascurabile ai fini pratici.

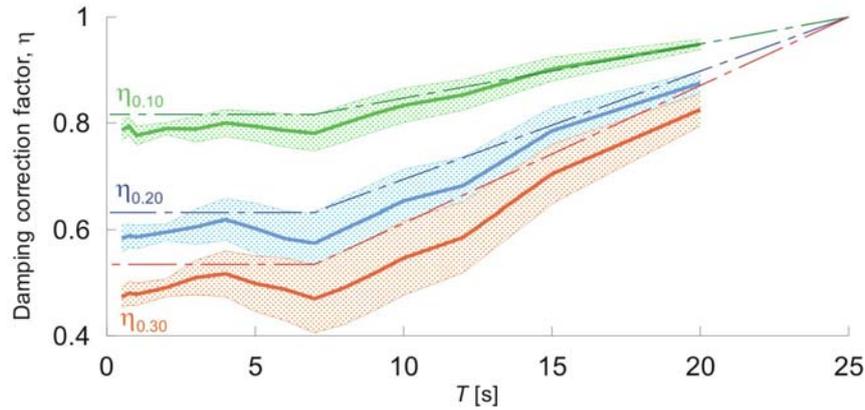


Figure 26 – Correction factors of overdamped DRS ordinates with respect to the 0.05 damped DRS: solid lines represent median ratios ($\pm s$ in the shaded bands) derived from the UH spectra computed by using attenuation relations for different damping values, while dashed lines are the ratios yielded by (9).

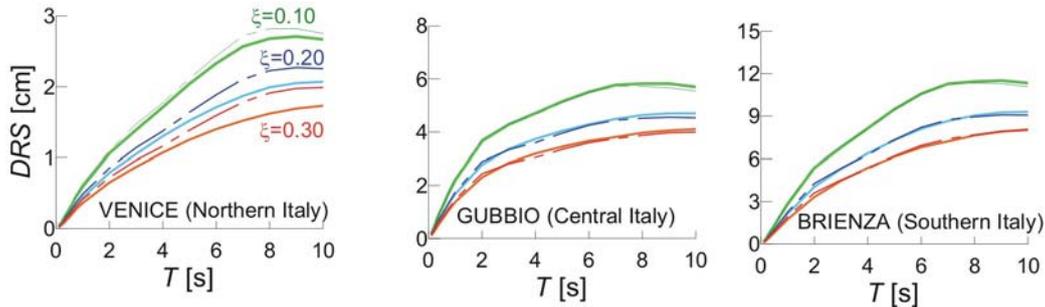


Figure 27 – UH DRS for three selected locations: solid curves denote spectra computed with attenuation relation for overdamped spectral ordinates, while dashed curves show the approximate spectra yielded by application of (9) to the 0.05 damped spectrum.

6.9 Raccomandazioni normative

6.9.1 Spettri di spostamento per classe di sito A

Tra i suoi principali risultati, questo progetto si è proposto di definire, oltre agli SRS a PU illustrati sopra, raccomandazioni sugli spettri elastici di progetto a lungo periodo in forma idonea all'inserimento in una normativa tecnica. I risultati ottenuti indicano chiaramente che la forma più semplice con cui approssimare uno spettro di progetto in spostamento è quella bilineare (Fig. 28), definita, per smorzamento 0.05, come:

$$0 < T \leq T_D \quad SRS(T) = \frac{D_{10} \cdot F(T; V_{S30}) \eta}{T_D} \quad (10a)$$

$$T > T_D \quad SRS(T) = D_{10} \cdot F(T; V_{S30}) \eta \quad (10b)$$

Entrano in tale definizione l'ordinata spettrale, D_{10} , del ramo costante a lungo periodo dello SRS, e il "periodo d'angolo" T_D , calcolato come

$$T_D = \frac{2\pi D_{10}}{\max_T PSV} \quad (10c)$$

dove il denominatore denota il massimo dello spettro di pseudo-velocità, ricavato dallo SRS a PU al sito tramite la relazione pseudospettrale. Il termine $F(T;V_{S30})$ che compare nelle (10) è il fattore di amplificazione spettrale definito nel seguente par. 9.2, che per siti di classe A è pari a 1. Le mappe che illustrano la distribuzione di D_{10} e T_D su suolo A per il periodo di ritorno 475 anni, sono riportate nelle Figg. 29 e 30.

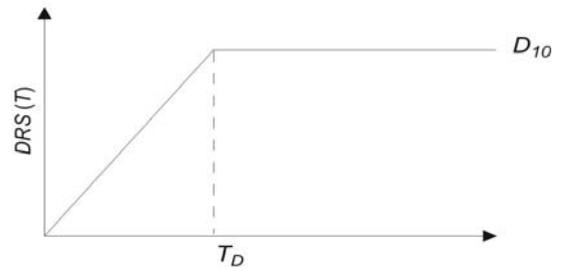


Figure 28 – Bilinear approximation for the definition of a design, elastic DRS .

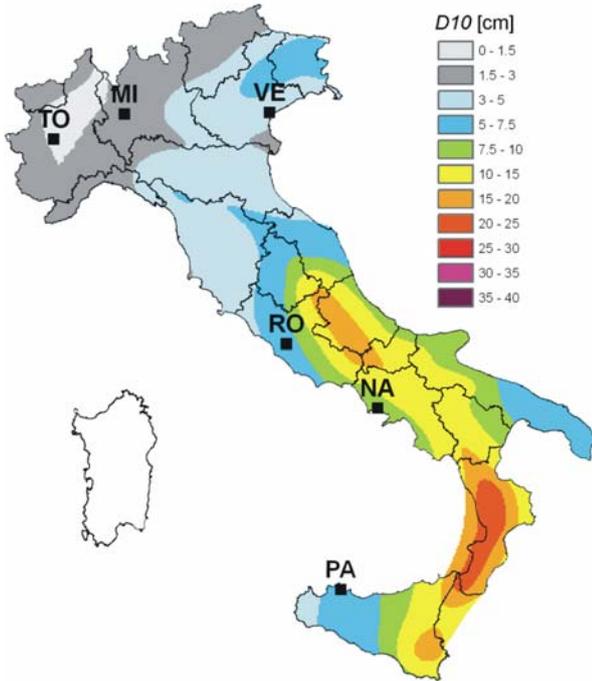


Figure 29 – Map of D_{10} for 475yr return period on ground A

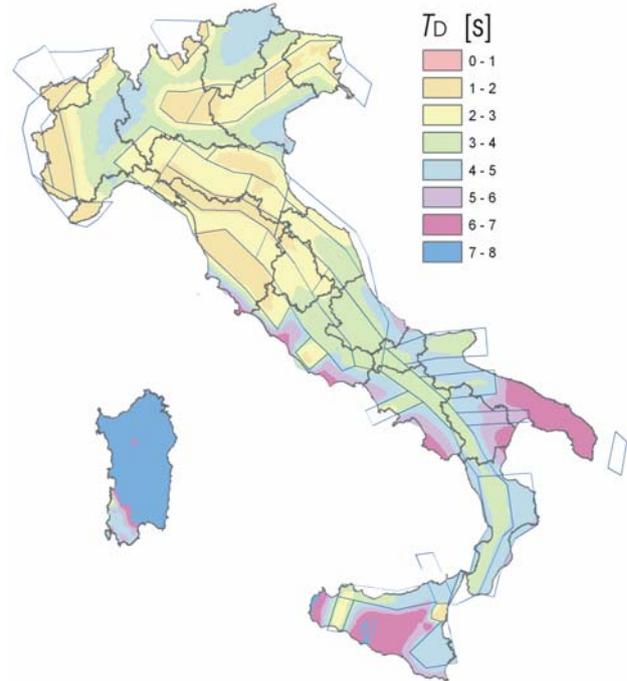


Figure 30 – Map of T_D for 475yr return period on ground A.

Lo spettro bilineare (10) definisce, a meno del fattore η definito dalla (9), l'azione sismica per l'approccio di progetto agli spostamenti: in quanto tale, l'eq. (10a) non va adottata a ritroso per calcolare l'azione sismica in termini di accelerazione, ed in generale non fornisce ordinate spettrali in accordo con quelle definite nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2005).

L'apparente discrepanza è spiegabile se si considera che gli spettri ottenuti in S5 sono stati calibrati su una base di dati molto diversa, enormemente più ricca ed aggiornato, rispetto a quella usata per gli spettri elastici in accelerazione delle Norme Tecniche.

Una rappresentazione alternativa (sempre per siti di classe A), scritta in termini di spettro di accelerazione S_e , che ha il pregio di raccordare i valori dell'azione sismica a corto periodo prescritti dalle Norme Tecniche con quelli ottenuti a lungo periodo in questo progetto è:

$T < T_C$ come da Norme tecniche

$$T_C < T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot 2.5 \left(\frac{T_c}{T} \right)^\alpha \quad (11a)$$

$$\text{dove: } \alpha = \frac{\log \frac{4\pi^2 D_{10}}{a_g \cdot 2.5 \cdot T_D^2}}{\log(T_c / T_D)} \quad (11b)$$

$$T > T_D \quad S_e(T) = D_{10} \cdot \eta \cdot \frac{4\pi}{T^2} \quad (11c)$$



Dalle eqq. (11), i valori delle ordinate spettrali in spostamento si ottengono moltiplicando per $(T^2/4\pi^2)$. I valori del coefficiente α riscontrati sul territorio italiano variano tipicamente tra 1.0 e 1.3, a testimonianza del fatto che gli spettri vigenti, per i quali $\alpha=1$, tendono a sottostimare il decadimento delle ordinate spettrali per periodi superiori a T_C . Il confronto tra lo spettro di spostamento definito dalle (10) con quello definito dalle (11) è riportato in Fig. 31, a titolo di esempio, per due località a sismicità medio – alta (Udine e Brienza). Come si vede, le due rappresentazioni forniscono spettri molto simili, circostanza che si verifica ovunque.

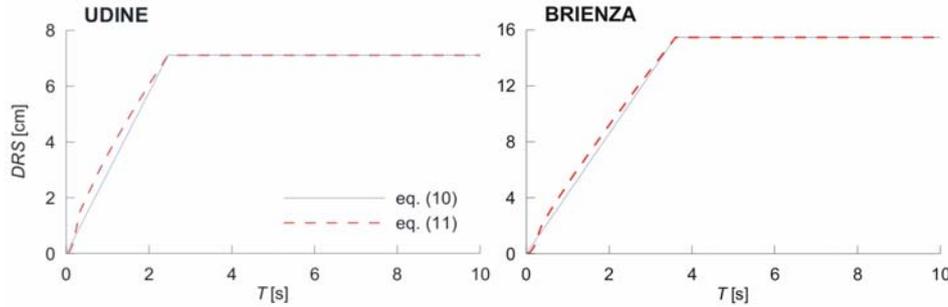


Figure 31 – Comparison of design response displacement spectra, obtained using eqs. (10) and (11) for 2 locations (Udine and Brienza).

6.9.2 Fattori di amplificazione per classi di suolo B, C e D

Per ricondurre le caratteristiche osservate dell'amplificazione spettrale legata alle diverse classi di suolo, commentate nel Cap. 4 e illustrate in Fig. 9, a una forma che ne agevoli l'applicazione, si è formulata la seguente schematizzazione del fattore moltiplicativo $F(T; V_{S30})$ che permette di passare dallo spettro di riferimento su suolo A a quello su suoli di B, C, D ed E:

$$T = 0: \quad F(T; V_{S30}) = F_0 = \begin{cases} 1.75 - 0.75 \frac{V_{S30} - 360}{800 - 360}, & \text{suolo B} \\ 1.75 - 0.5 \frac{V_{S30} - 180}{360 - 180}, & \text{suolo C, E} \\ 1.75 - 0.5 \frac{V_{S30} - 100}{180 - 100}, & \text{suolo D} \end{cases} \quad (12a)$$

$$0 < T \leq T_1: \quad F(T; V_{S30}) = \left(\frac{F_p - F_0}{T_1} \right) T + F_0 \quad (12b)$$

$$T_1 < T \leq T_2 \quad F(T; V_{S30}) = F_p = \left(\frac{800}{V_{S30}} \right)^{0.8} \quad (12c)$$

$$T_2 < T \leq T_3: \quad F(T; V_{S30}) = F_p - \left(\frac{F_p - F_{LP}}{T_3 - T_2} \right) (T - T_2) \quad (12d)$$

$$T_3 < T: \quad F(T; V_{S30}) = F_{LP} = \left(\frac{800}{V_{S30}} \right)^{0.375} \quad (12e)$$

I periodi di “controllo” T_1, T_2, T_3 degli involuipi di $F(T; V_{S30})$ appaiono in Fig. 32, con i valori di Tab. 5:

Table 5 – Values of T_1, T_2 and T_3 in eq. (12) for the different ground types.

Ground type	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
B	0.3	0.7	3
C, E	0.3	0.7	3
D	0.3	$1.2 - 0.5 (V_{S30} - 100) / (180 - 100)$	3



Le fasce di $F(T; V_{S30})$ dettate dai valori limite di V_{S30} per i diversi suoli sono evidenziate in Fig. 32.

L'uso delle due rappresentazioni (10) e (11) dello SRS, moltiplicate per i fattori di sito dati rispettivamente dalle (12) e dalle norme tecniche (i fattori S indipendenti da T) conduce ai risultati esemplificati nella Fig. 5.5 del deliverable D2 (a cui si rimanda), che mostra i confronti per tre località a diverso livello di sismicità (D_{10}) e valore di T_D . Mentre il fattore di suolo S delle norme appare compatibile con la base di dati mondiale per suoli di tipo B, esso sottostima la risposta di sito per i suoli D, per i quali occorrerebbe $S=1.9$ circa. La classe C si colloca in una situazione intermedia, vicina al limite inferiore con $V_{S30}=360$ m/s; un incremento di S fino al valore 1.5 circa porterebbe così a una stima più congruente l'amplificazione per questa classe di suoli.

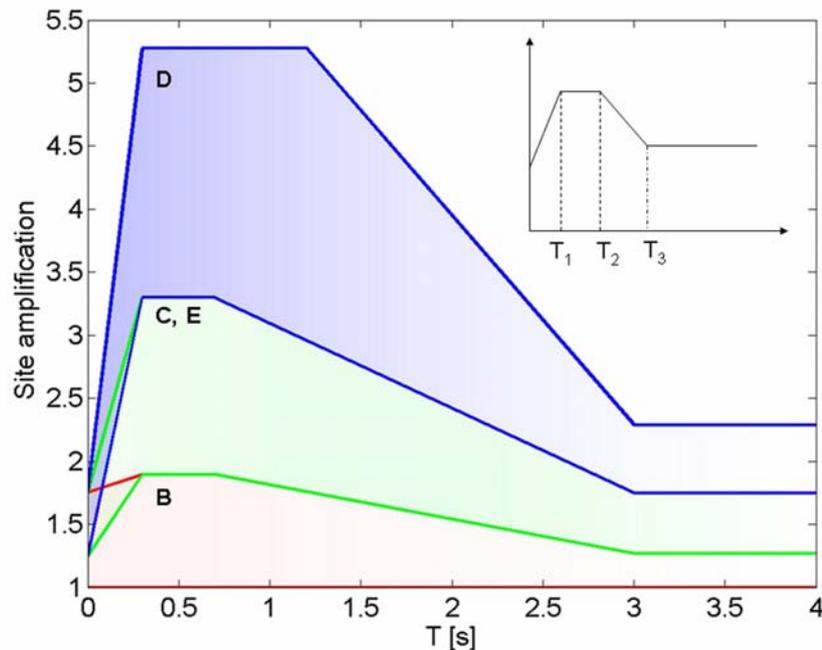


Figure 32 – Envelopes of spectral amplification $F(T; V_{S30})$ for ground types B (pink shaded band), C-E (green band), and D (light blue band). The lower and upper bounds of each band correspond to the highest and lowest V_{S30} values, respectively, for each ground class as given by eqs. (12).

6.10 Riferimenti bibliografici

- Ambraseys, N.N., Simpson K. (1996). A Prediction of vertical response spectra in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(4): 401-412.
- Ambraseys N.N., Smit P., Sigbjornsson R., Suhadolc P., Margaris B. (2002). Internet-Site for European Strong-Motion data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD
- Ambraseys N.N., Douglas J. (2003). Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23: 1–18
- Ambraseys N.N., Douglas J., Sarma S.K., Smit P.M. (2005). Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3: 1-53
- Akkar S., Bommer J.J. (2006). Influence of long-period filter cut-off on elastic spectral displacements. *Earthquake Engineering and structural dynamics*; 35: 1145-1165
- Bielak J., Loukakis K., Hisada Y., Yoshimura C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions. Part I: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93: 817-824.
- Bommer J.J., Elnashai A.S., Weir A.G. (2000). Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Paper no. 207
- Bommer J.J., Scherbaum F., Bungum H., Cotton F., Sabetta F., Abrahamson N.A. (2005). On the Use of Logic Trees for Ground Motion Prediction Equations in seismic-Hazard Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95 (2): 377-389
- Boore D.M., Joyner W.B., Fumal T.E. (1997). Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from Western North American earthquakes: a summary of recent work. *Seismological Research Letters* 68(1): 128 – 153
- Boore D. M (2001). Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 91(5): 1199-1211.



- Boore DM, Atkinson GM. Ground-Motion predictions equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped SA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s [revised 30 April 2007]. http://quake.wr.usgs.gov/~boore/pubs_online.php/
- Campbell K.W., Bozorgnia Y. (2003). Updated near-source ground-motion (attenuation) relations for the horizontal and vertical components of peak ground acceleration and acceleration response spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(1): 314-331.
- CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bruxelles
- Chávez García F. et Faccioli E. (2000). Complex site effects and building codes: Making the leap, *Journal of Seismology* 4 (1): 23-40.
- Choi Y., Stewart J.P., Graves R.W. (2005). Empirical model for basin effects accounts for basin depth and source location. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95: 1412–1427
- Cornell C.A. (1968), Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58: 1583–1606.
- Cotton F., Scherbaum F., Bommer J.J. et Bungum H. (2006). Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: application to central Europe and rock site. *Journal of Seismology*, online.
- Douglas J. (2003). An investigation of analysis of variance as a tool for exploring regional differences in strong ground motions. *Journal of Seismology* 8: 485 – 496.
- Faccioli E. (1992). Selected aspects of the characterization of seismic site effects, including some recent European contribution, *Int. Symp. on the Effects of Surface Geology on seismic motion, ESG 1992, Japan*.
- Faccioli E., Maggio F., Paolucci R., Quarteroni, A. (1997). 2D and 3D elastic wave propagation by a pseudo-spectral domain decomposition method, *Journal of Seismology*, 1: 237-251.
- Faccioli E., Paolucci R., Rey J. (2004) Displacement spectra for long periods. *Earthquake Spectra* 20: 347-376.
- Faccioli E., Vanini M., Paolucci R., Stupazzini M. (2005). Comment on “Domain reduction method for three-dimensional earthquake modelling in localized regions, Part I: Theory” by J. Bielak, K. Loukakis, Y. Hisada, C. Yoshimura, and “Part II: Verification and applications”, by C. Yoshimura, J. Bielak, Y. Hisada, A. Fernández. *Bulletin of the Seismological Society of America* 95: 763-769.
- Faccioli E., Cauzzi C., Paolucci R., Vanini M., Villani M., Finazzi D. (2007) Long period strong ground motion and its use as input to displacement based design. In Pitilakis K (Editor). *Earthquake Geotechnical Engineering: 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures*
- Figini, R. (2006). *Analisi degli effetti di sito sui lunghi periodi degli spettri di risposta di spostamento*, Master Thesis, Politecnico di Milano, Italy.
- Gruppo di lavoro CPTI (2004) *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04)*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>
- Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (2004), INGV, *Rapporto Conclusivo*, (<http://esse1.mi.ingv.it>) con appendici.
- Hisada Y. et Bielak J. (2003). A theoretical method for computing near-fault ground motions in layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a physical interpretation of fling step and rupture directivity. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93 (3): 1154-1168.
- Joyner W.B., Boore D.M. (1981). Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* 71(6): 2011-2038
- Joyner W.B., Boore D.M. (1993) Methods for regression analysis of strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America* 83(2): 469-487
- Kulkarni R.B., Youngs R.R. e Coppersmith K.J. (1984), Assessment of Confidence Intervals for Results of Seismic Hazard Analysis, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CA, July 21-28, 1984, vol I:263-270.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2005) *Norme tecniche per le costruzioni - Parte I*. Roma (G.U. 23-09-2005).
- Mortgat C.P. e Shah H.C. (1979), A Bayesian model for seismic hazard mapping, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 69: 1237-1251.
- Ordaz M., Jara J.M., Singh S.K. (1991) *Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero*. Technical Report, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico City.
- Ordinanza PCM 3519 (2006), *Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, Presidenza del Consiglio dei Ministri, 28 aprile 2006.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). *Next Generation Attenuation of Ground Motions (NGA) Project*. [revised January 19 2007]. http://peer.berkeley.edu/products/nga_project.html
- Paolucci R. (1999). Shear resonance frequencies of alluvial valleys by Rayleigh’s method., *Earthquake Spectra*, 15(3): 503-521.
- Sabetta F.; Pugliese A. (1996). Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(2): 337-352
- Servizio Geologico Nazionale (edz.) (1978). *Carta Geologica d’Italia al 500.000*.



- Stupazzini, M. (2004). A spectral element approach for 3D dynamic soil-structure interaction problems, PhD. Thesis, Politecnico di Milano, Italy.
- Wells D.L., Coppersmith K.J. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin of the seismological Society of America*, 84:974-1002.
- Zhao J.X., Irikura K., Zhang J., Fukushima Y., Somerville P.G., Asano A., Ohno Y., Oouchi T., Takahashi T., Ogawa H. (2006). An Empirical Site-Classification Method for Strong-Motion Stations in Japan Using H/V Response Spectral Ratio. *Bulletin of the Seismological Society of America* 96: 914-925.

7 UR 7 – EUCENTRE, Pavia

UR 7 - Responsabile: Rui Pinho, EUCENTRE, Pavia
Collaboratori: Helen Crowley, Marta Faravelli

7.1 Introduzione

D'accordo con il programma iniziale del progetto S5, la UR7 avrebbe dovuto affrontare i seguenti temi, ricadenti nel Task 2, intitolato "Valutazione dell'influenza di diverse forme di dissipazione sullo SRS":

1. revisioni delle formulazioni attualmente disponibili per il calcolo dei fattori di riduzione dello SRS, e individuazioni dei loro limiti e necessità di sviluppo;
2. analisi dinamiche non lineari su sistemi ad 1-gdl, variando il periodo di vibrazione (cioè, rigidità a snervamento), le capacità di deformazione (cioè, duttilità) e il tipo di risposta (cioè, legge isteretica). In particolare i modelli isteretici di maggiore interesse sono: elasto-plastico, bilineare, Takeda modificato, Ramberg-Osgood e "flag-shaped".
3. derivazione, tramite analisi statistica dei risultati di (b), dei fattori di riduzione dello SRS, rapportati allo spettro standard (smorzamento 5%), in funzione di duttilità e periodo proprio;
4. introduzione di coefficienti correttivi nei fattori di riduzione derivati in (c) per tenere conto del degrado di resistenza (softening) e di rigidità dovuta all'azione ciclica, non considerati in (b).
5. studio approfondito di eventuali modifiche delle equazioni ottenute in (d) passare dal modello ad 1 -gdl (necessario per l'esteso studio parametrico descritto) ad una struttura con più gradi di libertà (tipica delle applicazioni reali).

Come risultato del lavoro sopradescritto, la UR7 avrebbe dovuto produrre i seguenti deliverables:

- a) deliverable D5a - revisione fattori scala SRS
- b) deliverable D5b - analisi dinamiche non-lineari SDOF c/ diverse legami isteretici
- c) deliverable D6 - quantificazione fattori riduzione SRS in funzione di duttilità
- d) deliverable D7 - formulazione fattori riduzione corretti per degrado di resistenza (softening) e di rigidità; procedure per passaggio da uno- a molti-gdl. Esempi applicativi

Questo piano iniziale è stato però opportunamente rivisto ed aggiornato, per tenere conto dei seguenti fattori:

1. lo studio, verifica e derivazione di adeguati fattori di scala dello spettro di risposta in spostamento (in funzione dello smorzamento equivalente) è stato eseguito da UR6, come conseguenza naturale e logica delle restanti attività svolte dalla suddetta unità di ricerca
2. è consigliabile effettuare la verifica degli effetti di degrado di resistenza e rigidità assieme all'accertamento dell'applicabilità delle equazioni derivate per sistemi ad 1-gdl a strutture reali con più gradi di libertà, visto che così facendo s'elimino le incertezze legati all'utilizzo di sistemi equivalenti ad 1-gdl
3. è risultato opportuno svolgere uno studio sugli effetti dell'utilizzo delle nuove mappe di pericolosità in spostamento derivate in questo progetto sul livello di rischio sismico in Italia
4. si è ritenuto ugualmente necessario svolgere un'analisi delle soglie inferiori significative (in termini di applicazione alla progettazione strutturale) dello spettro di risposta in spostamento proposto in questo progetto

Di conseguenza, i deliverables finali prodotti da UR7 nell'ambito del presente progetto sono stati i seguenti:

- a) ***deliverable D5 – verifica dell'applicabilità al caso Italiano delle più recenti equazioni di smorzamento equivalente esistenti in letteratura***, tramite un esteso studio parametrico in cui sono state eseguite numerose analisi dinamiche non lineari su sistemi ad 1-gdl (variando il periodo di vibrazione, le capacità di deformazione e il tipo di risposta), così come su strutture a molti gradi di libertà (incluso edifici con comportamento degradante (rigidità e resistenza) nella fase post-picco). In altre parole, questa versione aggiornata del deliverable D5 ingloba tutti i quattro deliverables che erano stati ipotizzati all'inizio del progetto (vedi elenco sopra), notando però che non viene più trattato o discusso il tema dei fattori scala SRS, ma invece vengono studiati e verificati i legami tra duttilità e smorzamento equivalente.



b) **deliverable D6 - studio preliminare sugli effetti dell'utilizzo delle mappe di pericolosità in spostamento sul livello di rischio sismico in Italia**, prendendo atto del fatto che il rapporto tra domanda e capacità non è lineare, motivo per il quale un semplice confronto tra vecchie e nuove mappe di pericolosità può non essere sufficientemente indicativo del effetto che queste ultime potranno avere al livello di una valutazione di rischio sismico. Sono stati quindi prodotti scenari di danno a scala nazionale, considerando le caratteristiche del costruito Italiano; edifici in cemento armato e in muratura sono stati accomunati in una serie di gruppi in funzione delle loro caratteristiche fisiche e geometriche, quali il numero di piani, il materiale da costruzione, il livello di confinamento del calcestruzzo e il probabile meccanismo di collasso. I spettri di risposta considerati sono stati quelli su roccia.

c) **deliverable D7 - studio preliminare per identificare le soglie inferiori significative dello spettro di spostamento**, in cui si è cercato di identificare le soglie inferiori dello spettro di spostamento che sono ritenute significative per quanto riguarda la progettazione di edifici in cemento armato e muratura, impiegando una procedura di valutazione della capacità basata sul metodo della progettazione agli spostamenti (Direct Displacement-Based Design). Le capacità di spostamento di strutture progettate secondo i requisiti minimi di progettazione indicati nelle moderne normative Italiane, sono quindi state calcolate considerando anche l'attesa variabilità (i.e. distribuzione statistica) delle proprietà geometriche e meccaniche delle strutture. Si sono così ottenuti i valori minimi di spostamento spettrale sotto i quali la progettazione sismica non è necessaria (poiché il 95% delle strutture, anche se non progettata sismicamente, avrà una capacità uguale o superiore a tale soglia).

7.2 Verifica delle formulazioni di smorzamento equivalente

Come discusso nella introduzione generale al progetto S5, le moderne metodologie di progettazione in zona sismica, basate sul concetto del *performance-based design*, richiedono la definizione della domanda sismica in termini di spettro di risposta elastico in spostamento (SRS). Tale necessità si applica senza distinzioni sia alle procedure del tipo 'linearizzazione equivalente', quali il *Direct Displacement-Based Design* (Priestley et al., 2007) o il *Capacity Spectrum Method* (Freeman, 1998), che alle procedure del tipo 'modifica dello spostamento', come il *Displacement Coefficient Method* (FEMA, 1997) o il *metodo N2* (Fajfar, 1988, 1999). Inoltre, e sempre come già ampiamente discusso nella introduzione generale al progetto S5, i metodi di progetto e verifica basati sulla tecnica di linearizzazione equivalente fanno uso di uno spettro di risposta che deve essere caratterizzato con valori spettrali definiti per un ampio range di periodi (poiché si utilizza il periodo effettivo, anziché quello iniziale) e per un ampio range di livelli di smorzamento (in quanto si utilizza lo smorzamento effettivo per rappresentare la capacità di dissipare energia della struttura per diversi livelli di domanda di duttilità). Dall'altra parte, le metodologie basate sulla modifica dello spostamento fanno uso di uno spettro anelastico di risposta in spostamento ottenuto moltiplicando le ordinate spettrali elastiche per opportuni coefficienti empirici. Mentre le regole di trasformazione spettrale da elastico ad anelastico descritte in FEMA-440 (ATC, 2005) costituiscono un vero e proprio stato dell'arte sull'argomento e possono essere sicuramente adottate nell'impiego di metodi basati sulla modifica dello spostamento, le formulazioni attualmente disponibili per il calcolo dello smorzamento equivalente in funzione della duttilità sono tuttora oggetto di ulteriori verifiche ed aggiornamenti. In letteratura sono infatti presenti un ampio numero di equazioni per esprimere il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ξ) in funzione della duttilità (μ), che portano però a valori molto diversi, anche del 100%, come illustrato in Figura 1.

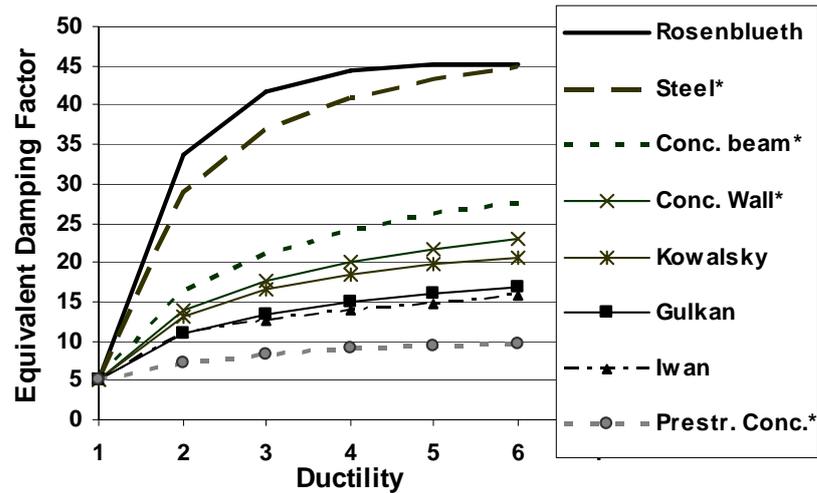


Figura 1. Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fornito da equazioni esistenti

Risulta quindi evidente la necessità di uno studio parametrico approfondito che prenda in esame i valori corretti del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente per differenti tipologie strutturali, aventi diversi livelli di rigidità e capacità di spostamento. A tale scopo sono state svolte analisi dinamiche non lineari su sistemi ad 1 gdl, variando il periodo di vibrazione, le capacità di deformazione e il tipo di risposta. Si sono quindi confrontati gli smorzamenti ottenuti con quelli calcolati con le recenti proposte di Blandon e Priestley (2005) e le equazioni di Priestley et al. (2007) per sistemi ad uno o più gradi di libertà e con 29 accelerogrammi reali, 15 dei quali selezionati nell'ambito di questo progetto come rappresentativi della sismicità Italiana. L'attendibilità dell'equazione di volta in volta in esame è stata valutata tramite il parametro DR (*displacement ratio*), definito come il rapporto tra lo spostamento ottenuto tramite un'analisi dinamica non lineare della struttura (valore "esatto") e quello previsto con lo SRS ridotto tramite l'utilizzo delle equazioni proposte (valore approssimato o semplificato). Inoltre, in conseguenza del gran numero (migliaia) di analisi richieste, modelli ad un solo grado di libertà (1 gdl) sono stati adottati al fine di descrivere la risposta del sistema strutturale reale. Analogamente, sei modelli costitutivi (rappresentati in Figura 2) sono stati identificati per la rappresentazione del comportamento non lineare di strutture reali soggette ad azione sismica:

- Modello Takeda "tozzo", solitamente adottato per riprodurre la risposta di strutture a telaio in cemento armato;
- Modello Takeda "snello", ritenuto appropriato per rappresentare la risposta di pile di ponti e strutture a pareti;
- modello bilineare, rappresentativo della risposta di ponti isolati (particolarmente quando isolatori friction pendulum vengono impiegati);
- modello elastico perfettamente plastico, considerato principalmente per il suo ruolo storico nel campo di analisi dinamiche non lineari, anche se la risposta di strutture flessibili isolate mediante isolatori ad attrito si potrà caratterizzare con una legge isteretica di questo genere
- Modello di Ramberg-Osgood, scelto in quanto realistica rappresentazione della risposta di elementi strutturali in acciaio;
- Modello ring-spring (oppure flag-shaped), scelto per rappresentare strutture in calcestruzzo prefabbricato collegate attraverso cavi pretesi non-aderenti.

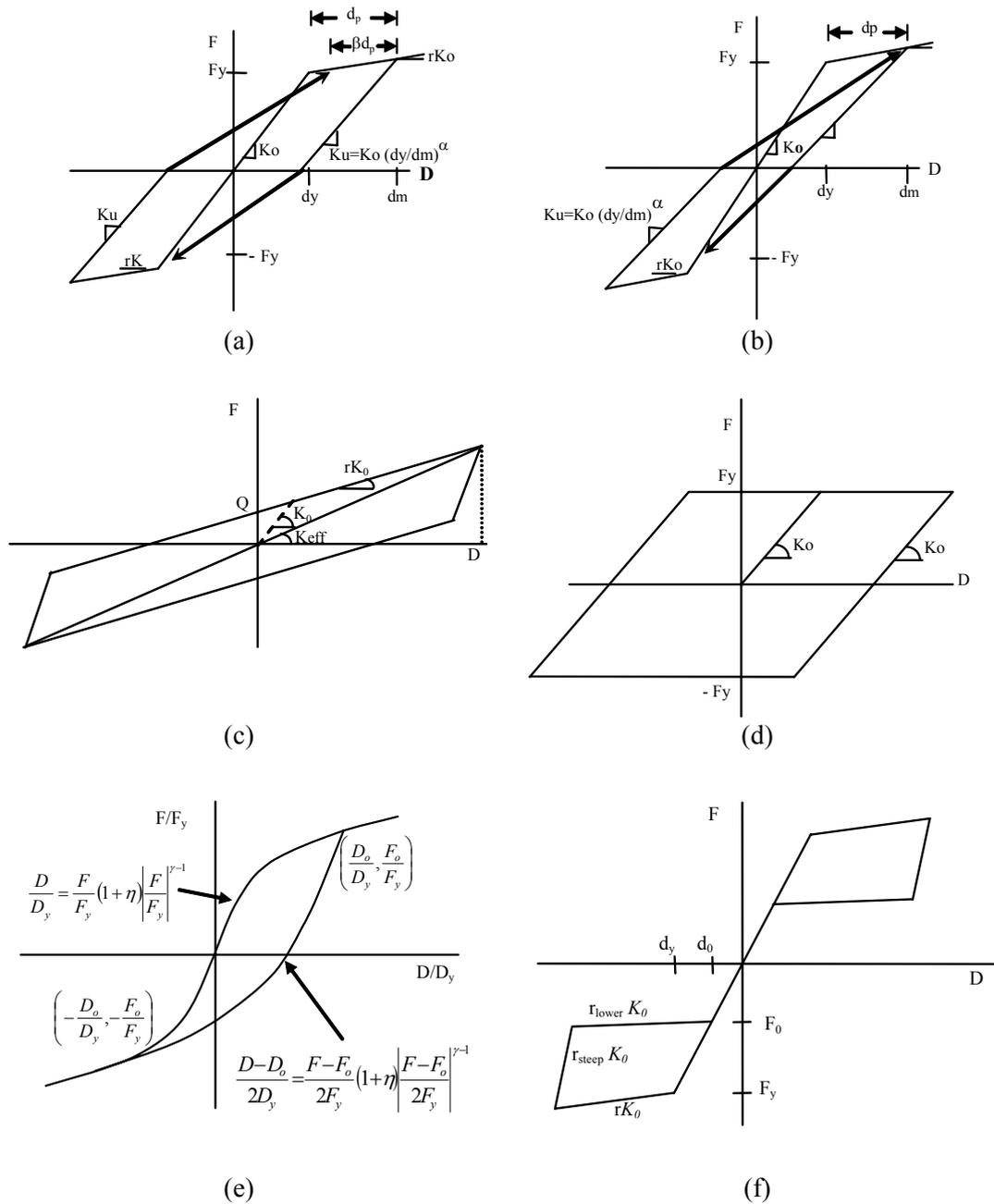


Figura 2. Modelli costitutivi adottati; (a) Takeda “tozzo”, (b) Takeda “snello”, (c) Bilineare, (d) Elastico-perfettamente-plastico, (e) Ramberg-Osgood, (f) Ring spring

I valori medi del rapporto fra spostamenti (dinamico/spettro) sono risultati essere prossimi all’unità (Figura 3), tuttavia si è osservato un grosso scarto nei risultati, testimoniato da alti valori di covarianza e deviazione standard (vedi Tabelle 1 e 2). Si è cercato quindi di indagare questa variabilità studiando il legame tra il displacement ratio e le caratteristiche del moto. I coefficienti di correlazione tra il displacement ratio e diversi parametri del moto (ad es. PGA, PGV, PGD, ordinate spettrali Sd/Sa, aree spettrali Sd/Sa, Arias Intensità, Magnitudo, distanza epicentrale, ecc) per ogni modello isteretico, sono stati calcolati sia con regressione lineare sia con regressione esponenziale. In generale si è osservato che c’è una correlazione molto bassa sia per le regressioni lineari sia per quelle esponenziali: nella maggioranza dei casi, infatti, i coefficienti di correlazione sono minori di 0.5 (vedi ad es. Tabella 3). D’accordo con i risultati presentati in Hancock and Bommer (2007), l’utilizzo di accelerogrammi spectrum-matched può portare ad un riduzione della variabilità dei risultati senza però eliminare tutte le caratteristiche intrinseche degli accelerogrammi originali. Si è pensato quindi di ripetere lo studio sopradescritto utilizzando invece 35 accelerogrammi spectrum-matched, esplorando ancora una volta la possibilità di ottenere un collegamento fra lo smorzamento equivalente e le caratteristiche dell’azione sismica. Come descritto nel Deliverable D5, però, i



risultati ottenuti hanno ancora una volta dimostrazione una bassa correlazione tra i valori di smorzamento equivalente e le caratteristiche del moto.

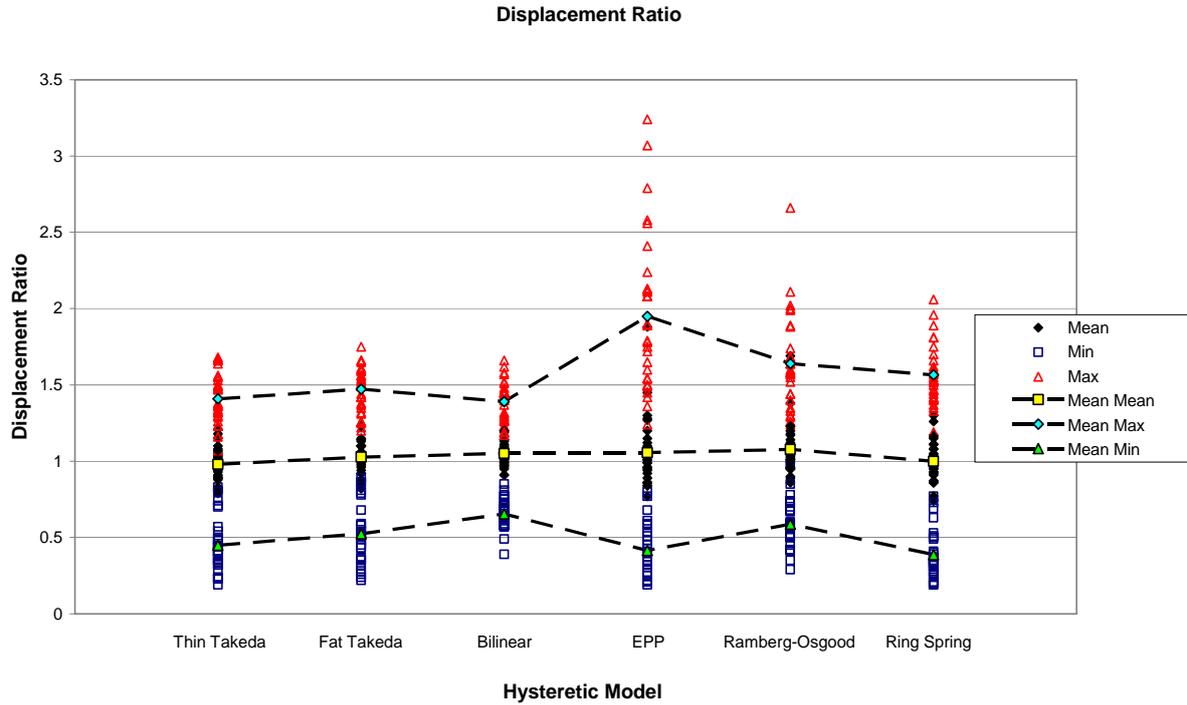


Figura 3. Displacement ratio medio, minimo e massimo per ogni modello isteretico

Tabella 1. Valori medi, massimi e minimi del displacement ratio per ogni time-history (medie globali)

Means	Mean DR			Min DR			Max DR		
	Mean	Min	Max	Mean	Min	Max	Mean	Min	Max
Thin Takeda	0.98	0.79	1.21	0.45	0.19	0.83	1.41	1.07	1.68
Fat Takeda	1.03	0.82	1.23	0.52	0.22	0.89	1.47	1.20	1.75
Bilinear	1.05	0.91	1.20	0.65	0.39	0.85	1.39	1.17	1.66
EPP	1.06	0.77	1.88	0.41	0.19	0.80	1.95	1.24	3.24
Ramberg-Osgood	1.08	0.86	1.69	0.59	0.29	0.98	1.64	1.24	2.66
Ring Spring	1.00	0.74	1.30	0.39	0.19	0.77	1.57	1.19	2.06

Tabella 2. Media , deviazione standard e covarianza del displacement ratio per tutte le analisi time-histories (medie globali)

Means	Standard Deviation			Covariance		
	Mean	Min	Max	Mean	Min	Max
Thin Takeda	0.26	0.10	0.43	0.27	0.09	0.45
Fat Takeda	0.26	0.10	0.42	0.26	0.10	0.40
Bilinear	0.19	0.11	0.31	0.18	0.11	0.30
EPP	0.38	0.16	0.69	0.36	0.14	0.56
Ramberg-Osgood	0.27	0.15	0.52	0.25	0.15	0.39
Ring Spring	0.32	0.15	0.48	0.33	0.13	0.52



Tabella 3. Coefficienti di correlazione per il modello isteretico Takeda “tozzo”, con i dati raggruppati in funzione di AI, Ds, M, de, PGA, PGV e PGD (regressione lineare)

ground motion parameters		N° of Rec.	Coefficient of correlation									
			Sd	Area Sd	Sa	Area Sa	A.T0-1.5T0	A.T0-1.6T0	A.T0-1.7T0	A.T0-1.8T0	A.T0-1.9T0	A.T0-2.0T0
AI	0 - 0.99	9	0.069	0.35	-0.415	0.416	-0.283	-0.294	-0.303	-0.31	-0.316	-0.321
	1 - 1.99	1	0.105	0.014	-0.389	0.344	-0.105	-0.085	-0.061	-0.039	-0.019	-0.003
	2 - 2.99	2	0.197	0.327	-0.079	0.302	0.06	0.064	0.067	0.069	0.07	0.071
	>2.99	2	0.498	0.796	-0.6	0.653	-0.399	-0.423	-0.444	-0.461	-0.475	-0.488
Ds	3 - 5.99	6	-0.232	-0.063	-0.249	-0.239	-0.319	-0.319	-0.319	-0.319	-0.319	-0.319
	6 - 8.99	3	0.157	0.494	-0.626	0.273	-0.444	-0.457	-0.468	-0.478	-0.486	-0.493
	9 - 11.99	4	-0.136	-0.077	-0.48	0.007	-0.311	-0.313	-0.314	-0.315	-0.316	-0.318
	>11.99	1	0.071	0.509	-0.575	0.26	-0.626	-0.655	-0.673	-0.683	-0.688	-0.688
M	5.5 - 5.9	4	0.418	0.366	-0.012	0.297	0.132	0.126	0.121	0.116	0.113	0.11
	6 - 6.4	5	0.078	0.394	-0.358	0.368	-0.314	-0.331	-0.344	-0.354	-0.362	-0.368
	6.5 - 6.9	2	0.554	0.831	-0.54	0.68	-0.211	-0.232	-0.25	-0.264	-0.277	-0.287
	7 - 7.4	3	0.02	0.058	-0.258	0.221	-0.146	-0.14	-0.133	-0.128	-0.125	-0.123
d	0 - 9.9	3	0.094	0.364	-0.572	0.199	-0.327	-0.338	-0.347	-0.355	-0.362	-0.368
	10 - 19.9	8	-0.211	-0.138	-0.336	-0.164	-0.318	-0.316	-0.313	-0.311	-0.309	-0.308
	20 - 29.9	1	-0.272	-0.159	0.637	-0.542	0.722	0.721	0.717	0.712	0.707	0.703
	30 - 39.9	2	0.31	0.46	-0.041	0.348	0.013	0.009	0.006	0.005	0.006	0.006
PGA	0 - 1.99	3	-0.156	0.159	-0.481	0.159	-0.488	-0.498	-0.504	-0.508	-0.51	-0.51
	2 - 3.99	6	-0.165	-0.036	-0.526	0.081	-0.372	-0.374	-0.375	-0.377	-0.379	-0.381
	4 - 5.99	3	-0.134	0.04	-0.198	-0.14	-0.234	-0.233	-0.232	-0.232	-0.232	-0.232
	6 - 7.99	2	0.498	0.796	-0.6	0.653	-0.399	-0.423	-0.444	-0.461	-0.475	-0.488
PGV	0 - 0.14	7	-0.178	0.083	-0.291	0.259	-0.391	-0.398	-0.403	-0.406	-0.408	-0.409
	0.15 - 0.29	3	0.415	0.565	-0.371	0.588	-0.225	-0.244	-0.261	-0.276	-0.288	-0.299
	>0.29	4	0.397	0.579	-0.415	0.597	-0.177	-0.189	-0.199	-0.207	-0.215	-0.222
PGD	0 - 0.14	9	0.026	0.307	-0.333	0.278	-0.276	-0.288	-0.297	-0.304	-0.31	-0.315
	0.15 - 0.29	1	0.487	0.661	-0.524	0.593	-0.635	-0.616	-0.601	-0.589	-0.581	-0.575
	0.30 - 0.44	3	0.391	0.57	-0.435	0.598	-0.224	-0.24	-0.252	-0.262	-0.271	-0.28
	> 0.44	1	0.214	-0.368	0	-0.124	0.016	0.017	0.018	0.018	0.017	0.017

Visti gli ottimi valori medi ottenuti nel confronto tra le equazioni di smorzamento equivalente proposte da Blandon and Priestley (2005) e le analisi dinamiche non lineari, e costatata l'impossibilità di ridurre lo scarto osservato, si è passato alla verifica dell'applicabilità di tale formulazioni per la stima dello smorzamento equivalente per strutture a molti gdl, considerando in particolare sette modelli di telai in cemento armato (edifici a 3, 4, 5, 6 ed 8 piani), che presentano anche problemi di softening (degrado di rigidità e resistenza). Sono stati eseguiti confronti tra lo spostamento ottenuto da analisi dinamiche non-lineari con quello di un oscillatore ad un grado di libertà sovra-smorzato tramite il legame per il modello isteretico Takeda “tozzo”, il più adatto a telai in c.a. Come si evince dalla Figura 4, i valori medi dei risultati (confronto tra sistemi 1-gdl e m-gdl) sono vicini all'unità (leggermente superiore, quindi conservativo), per cui si può ritenere lecito assumere che le equazioni derivate e inizialmente verificate per sistemi ad 1-gdl possano essere applicate a strutture m-gdl, anche quelle che presentano problemi di post-peak softening.

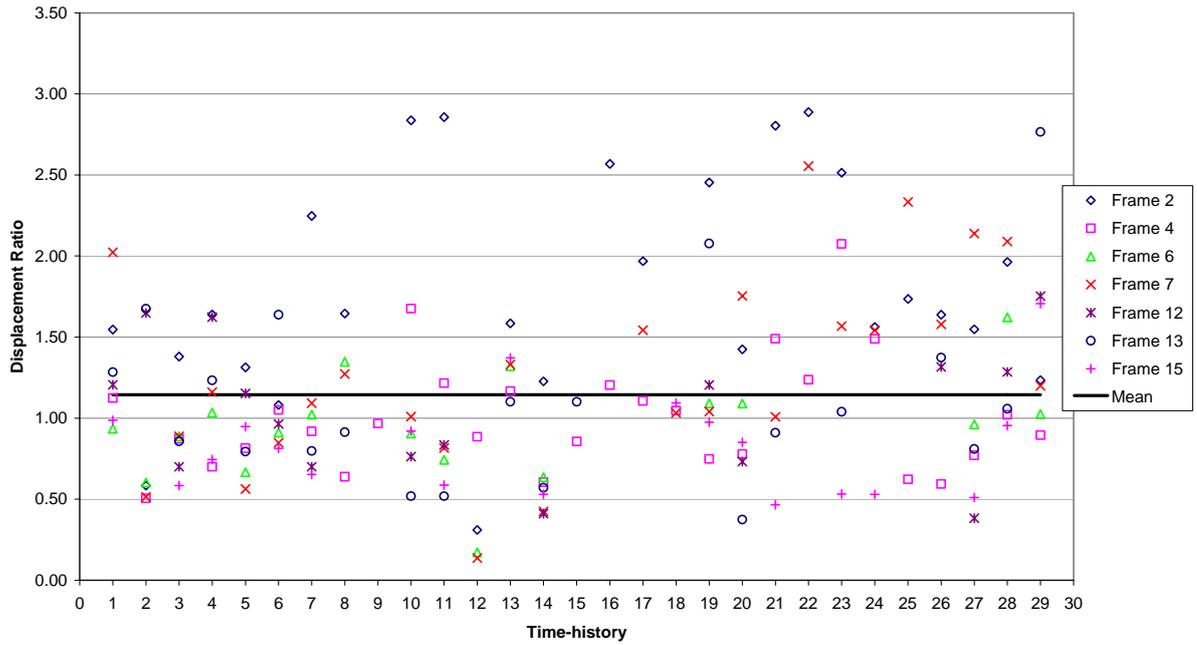


Figura 4. Rapporto fra spostamenti previsti dallo spettro di risposta sovra-smorzato e quelli ottenuti dalle analisi non-lineari dinamiche

Il calcolo dello smorzamento equivalente utilizzando le equazioni finora studiate (proposte da Blandon and Priestley, 2005) richiede come input il valore di domanda di duttilità e del periodo equivalente/effettivo del sistema. Come discusso in Priestley et al. (2007), tale formulazione introduce un livello di complessità non necessariamente giustificato, visto che l'impiego di una variante semplificata di tale equazioni (proposta ugualmente in Priestley et al., 2007), dipendente esclusivamente dal valore di duttilità, porta a risultati del tutto simile e/o conservativi. Di conseguenza, il passo finale di questo studio è consistito nella ripetizione dello studio sopradescritto, cioè, nella verifica dell'applicabilità delle seguenti formulazioni semplificate:

Takeda “tozzo” (FT):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (1)$$

Takeda “snello”(TT):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (2)$$

Modello Bilineare (BI):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.519 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (3)$$

Modello elastico perfettamente plastico (EPP):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.670 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (4)$$

Ramberg-Osgood (RO):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (5)$$



Modello Ring-Spring (oppure flag-shaped) (FS):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.186 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (6)$$

Quest'ultima verifica ha portato ancora una volta ad ottimi valori medi, rassicurando così la adeguatezza dell'impiego delle equazioni sopraelencate nella progettazione/verifica sismica di strutture sul territorio Italiano, utilizzando procedure basate sulla linearizzazione equivalente. Si ricorda invece che per i metodi basati sulla modifica dello spostamento, l'utilizzo delle formulazioni presente nel FEMA-440 è raccomandato.

7.3 Gli effetti della pericolosità in spostamento sul rischio sismico in Italia

Come sopradiscusso, un secondo obiettivo dell'UR7 è stato quello di valutare gli effetti dell'introduzione di una nuova mappa di pericolosità in spostamenti sulla valutazione del rischio sismico in Italia. Si è quindi proceduto con il confronto del panorama di "rischio sismico" in Italia derivante dall'utilizzo di quattro tipi di input sismici: nei primi due si parte dagli spettri in accelerazione forniti dal progetto S1 per poi ricavare quelli in spostamento, ma in un caso lo spettro assume la forma spettrale descritta dall'Ordinanza 3274 e nell'altro caso si utilizza uno spettro a probabilità uniforme; per gli ultimi due tipi di input, invece, la domanda è fornita direttamente in termini di spettro in spostamento grazie ai dati derivanti dal presente progetto S5, e anche per questa seconda tipologia ci sono due casi: nel primo lo spettro è di tipo bilineare e nel secondo si utilizza uno spettro a probabilità uniforme come per S1. Le nuove norme Italiane prevedono la progettazione e valutazione di edifici con una "filosofia" *performance-based*, nella quale diversi livelli di performance devono essere verificati. Per la verifica di edifici esistenti si prendono in considerazione tre stati limite - danno lieve, danno severo e collasso - e si associano a ciascuno di essi azioni sismiche con periodo di ritorno di 72, 475 e 2500 anni rispettivamente. Il primo stato limite, danno lieve, è raggiunto quando la struttura subisce un danno lieve e gli elementi strutturali non presentano significative deformazioni anelastiche. Il secondo stato limite, danno severo, è verificato quando la struttura, pur subendo danni di gravi entità sia agli elementi strutturali che a quelli non strutturali, mantiene una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali. L'ultimo stato limite, collasso, è realizzato quando la struttura è pesantemente danneggiata e gli elementi verticali possono appena sostenere i carichi gravitazionali e molti elementi non strutturali sono collassati. In questo studio sono stati quindi utilizzati i quattro modelli di pericolosità sopradescritti in seguito al fine di calcolare il danno previsto per i tre periodi di ritorno appena menzionati. Le caratteristiche generali del costruito italiano sono state ricavate dai dati del 14° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni (ISTAT 2001). Per ogni Comune italiano tale fonte ha fornito il numero di edifici in muratura portante, in cemento armato (vedi Figura 5) e in altro materiale (che molto probabilmente include acciaio, legno, ecc.), il numero di edifici totali ad uso abitativo (cioè non divisi in base al materiale di costruzione) per epoca di costruzione e il numero totale degli edifici con n piani fuori terra (n = 1, 2, 3, più di 3). Per gli edifici in muratura, sono state identificate quattro classi in funzione del numero di piani, mentre per il cemento armato le classi sono state definite considerando il numero di piani, l'anno di costruzione e l'anno di classificazione per ciascun Comune per dividere gli edifici non-progettati da quelli progettati sismicamente e per considerare i cambiamenti nelle tecniche di progettazione che influiscono sul tipo di acciaio utilizzato e sul livello di confinamento raggiunto (per ulteriori informazioni vedi Deliverable D6). Si è quindi calcolato il numero di edifici che appartengono ad ogni classe in ogni Comune italiano.

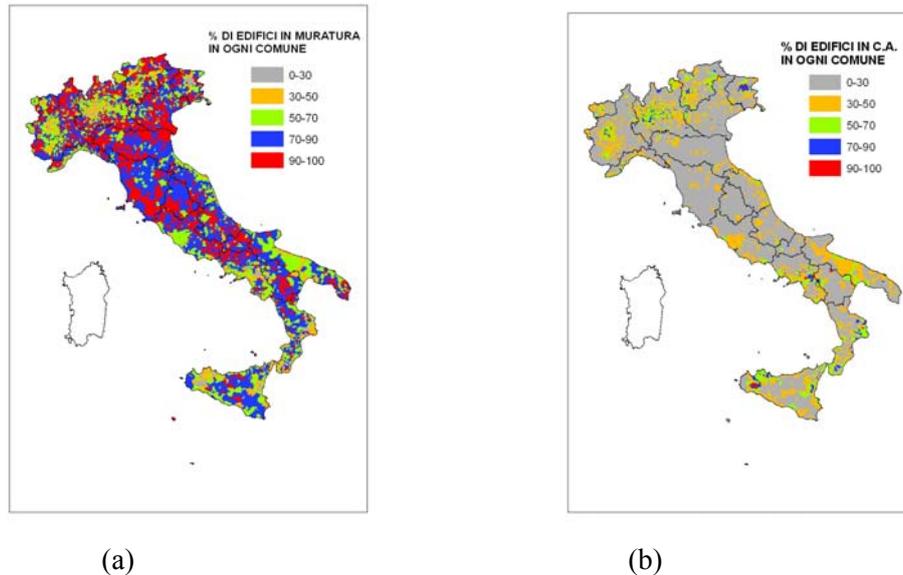


Figura 5. Percentuale di edifici in (a) muratura e (b) cemento armato in ogni comune

La vulnerabilità sismica è stata elaborata tramite la procedura DBELA (Displacement-Based Earthquake Loss Assessment) che utilizza un metodo probabilistico di valutazione della vulnerabilità basato sugli spostamenti (Crowley et al., 2004) per gli edifici in cemento armato. Per quanto riguarda gli edifici in muratura, la procedura proposta da Calvi (1999) è stata implementata con ulteriori sviluppi proposti da Restrepo-Velez e Magenes (2004). Questi approcci basati sugli spostamenti utilizzano un legame tra il periodo di vibrazione e la capacità in spostamento per confrontare quest'ultima con la domanda in spostamento. Il periodo di vibrazione viene stimato con una relazione semplificata in funzione dell'altezza degli edifici (Crowley and Pinho, 2004; 2006). La capacità in spostamento è derivata modellando l'edificio come un sistema ad un grado di libertà con una certa deformata che dipende dal meccanismo di collasso: si ipotizza che gli edifici in cemento armato ben progettati mostrino un meccanismo di collasso a colonna forte e trave debole, mentre gli edifici in cemento armato progettati solo per le forze di gravità siano soggetti più probabilmente ad un meccanismo di piano o danno concentrato. Le componenti di rischio sismico (pericolosità sismica, esposizione e vulnerabilità) descritte in precedenza, possono essere combinate per calcolare il rischio sismico. In questo lavoro, sono stati invece calcolati scenari di danno o livelli di rischio condizionato, poiché dipendono dal periodo di ritorno preso in considerazione. Per calcolare questi scenari di danno, la variabilità della capacità è abbinata allo spettro di risposta (che è considerato deterministico) per calcolare la percentuale degli edifici che supera lo stato limite in esame per ogni Comune italiano e per ogni classe di edifici. Questa percentuale viene moltiplicata per il numero di edifici appartenenti ad ogni gruppo e sommando i risultati per tutti i gruppi si arriva ad avere per ogni Comune italiano il numero di edifici che superano i tre stati limite in esame: danno lieve, danno severo e collasso (vedi ad es. Figura 6). Si nota anche come lo scopo del presente lavoro è di mettere in evidenza l'influenza che le nuove mappe di pericolosità potrebbero avere sul rischio sismico a livello nazionale. Il presente è quindi uno studio preliminare che dipende dalle ipotesi descritte in precedenza, perciò non sono rilevanti i numeri assoluti presentati, bensì l'andamento da un modello ad un'altro.

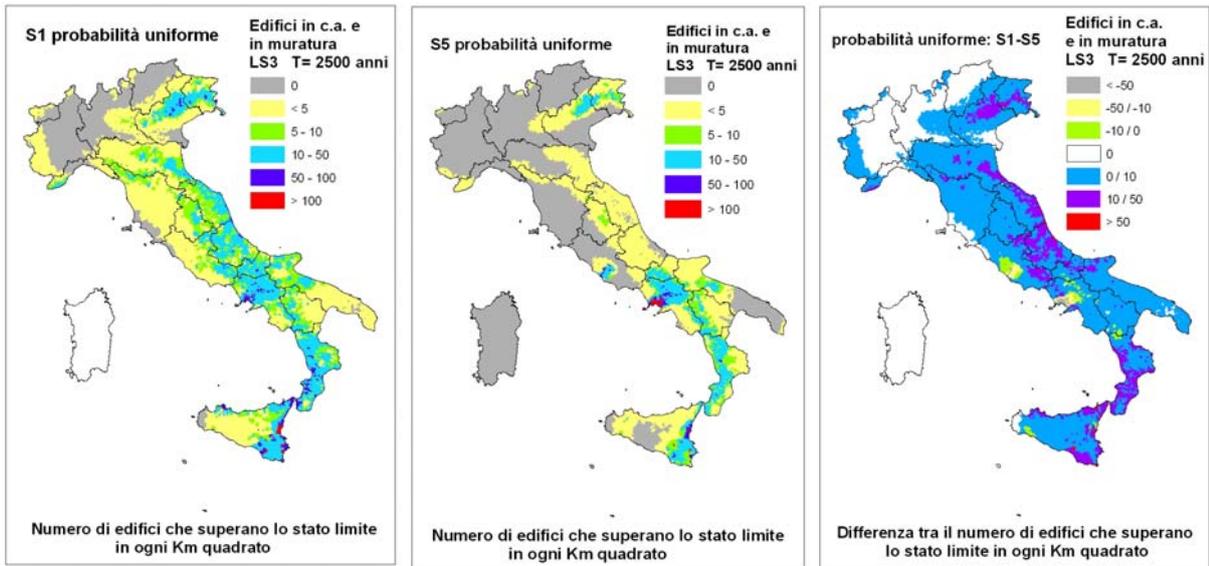


Figura 6. Numero di edifici che superano lo stato limite di collasso (LS3) in ogni comune diviso la superficie del comune: (a) utilizzando dati della pericolosità in accelerazione, (b) utilizzando dati della pericolosità in spostamento e (c) la differenza tra le due mappe

I risultati mostrano che quando si utilizza una forma spettrale/bilineare il numero di edifici, per unità di superficie, che supera lo stato limite è maggiore con la pericolosità S5 (vedi Figura 7), mentre quando si utilizza uno spettro di probabilità uniforme i risultati si capovolgono (vedi Figura 8). Si è cercato di indagare i fattori che influenzano questi risultati e si è visto che per quanto riguarda la forma spettrale/bilineare l'andamento dello spettro in spostamento con S1 nel tratto da 0 a 0.4s è diverso da quello lineare che si ottiene dallo spettro bilineare S5. Questa diversità influisce soprattutto sugli edifici in muratura a 2 piani che sono molto numerosi in Italia (Figura 5) e che hanno un periodo a snervamento intorno ai 0.3 s e quindi all'interno di questo range. Inoltre, S1 ha un corner period fisso a 2s, mentre per S5 questo valore cambia per ogni Comune: le mappe riportate in Deliverable D6 mostrano che nella maggior parte del nord è più basso di 2s e nella maggior parte del sud è più alto di 2s. L'influenza del corner period è più evidente sui risultati per gli edifici in cemento armato poiché hanno periodi più alti, situati nel tratto da 0.4 s a T_d , come confermato dai risultati ottenuti: nel nord Italia in cui il corner period è minore il numero di edifici in c.a. che superano lo stato limite è maggiore con l'input sismico fornito da S1, mentre nel sud Italia in cui T_d assume valori più alti avviene il contrario.

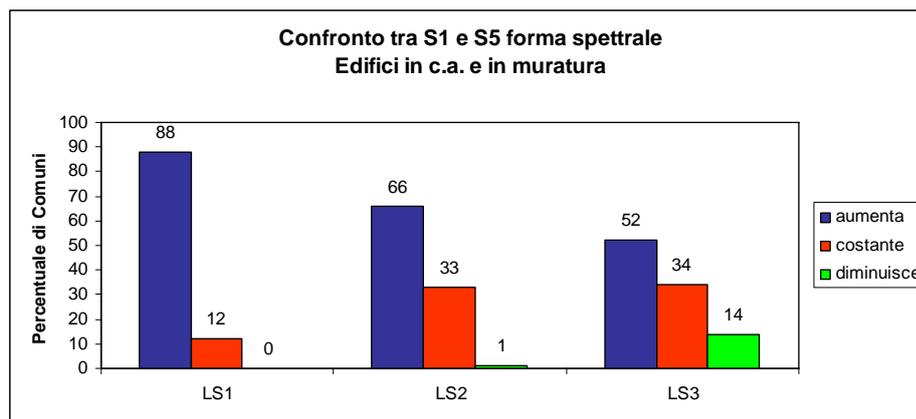


Figura 7. Percentuale di Comuni in cui, passando da S1 a S5 forma spettrale, il numero di edifici in c.a. e in muratura che superano lo stato limite diminuisce, resta costante o aumenta

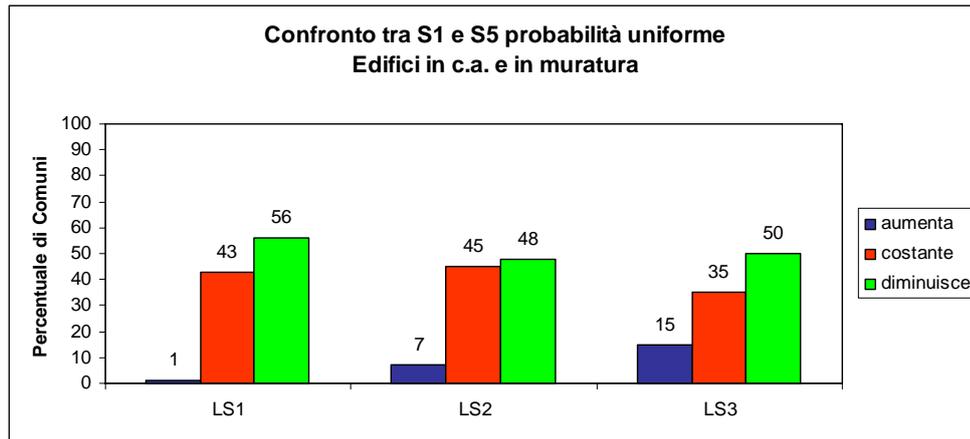


Figura 8. Percentuale di Comuni in cui, passando da S1 a S5 probabilità uniforme, il numero di edifici in c.a. e in muratura che superano lo stato limite diminuisce, resta costante o aumenta

7.4 Soglie inferiori dello SRS significative per la progettazione sismica

Come sopradiscusso, il terzo studio elaborato dall'UR7 ha avuto come obiettivo l'individuazione di possibili soglie inferiori dello spettro di spostamento che possano essere ritenute significative per la progettazione di edifici in cemento armato e muratura. Le capacità di spostamento di strutture progettate secondo i requisiti minimi di progettazione indicati nelle moderne normative Italiane, sono quindi stato calcolate considerando anche l'attesa variabilità (i.e. distribuzione statistica) delle proprietà geometriche e meccaniche delle strutture (vedi Tabelle 4, 5 e 6).

Tabella 4. Dati di input per cemento armato

Proprietà	Media	Deviazione standard	Distribuzione probabilistica
Capacità di drift interpiano, ϑ	0.005*	-#	
Lunghezza trave, l_b	5 m	1 m	Normale
Altezza trave, h_b	0.5 m	0.1 m	Normale
Altezza interpiano, h_s	3 m	-#	
Deformazione dell'acciaio a snervamento, ε_v (440MPa)	0.0025	0.00025	Normale
Deformazione del calcestruzzo ε_{cls2}	0.01125	0.005625	Normale
Deformazione dell'acciaio ε_{sls2}	0.0375	0.01875	Normale

* Questo valore è "per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa."

deterministico

Tabella 5. Dati di input per muratura ordinaria

Proprietà	Media	Deviazione standard	Distribuzione Probabilistica
Capacità di drift interpiano, ϑ	0.003	-	-
Capacità di drift interpiano, ϑ_{LS}	0.004		
Altezza interpiano, h_s	3.25 m	0.5 m	Normale
Altezza del murario maschio	2.2 m	0.5 m	Normale

Tabella 6. Dati di input per muratura armata

Proprietà	Media	Deviazione standard	Distribuzione Probabilistica
Capacità di drift interpiano, ϑ	0.004	-	-
Capacità di drift interpiano, ϑ_{LS}	0.006	-	-
Altezza interpiano, h_s	3.25 m	0.5 m	Normale
Altezza del murario maschio	2.2 m	0.5 m	Normale

I risultati sono stati riportati (Deliverable D7) in termini di funzione di probabilità cumulata della capacità di spostamento. Si è deciso di applicare una soglia a un percentile di 5% per essere allineati con la resistenza caratteristica che è usata nella progettazione di edifici. Si sono così ottenuti i valori minimi di spostamento spettrale sotto i quali la progettazione sismica non è necessaria (poiché il 95% delle strutture, anche se non



progettata sismicamente, avrà una capacità uguale o superiore a tale soglia). Nel caso delle strutture in cemento armato, per il primo stato limite, il danno strutturale (che è minore di quello non-strutturale) condiziona la soglia che è approssimativamente uguale a 1,25 cm. Per lo stato limite di danno severo (TR=475 anni) la soglia è pari a 3,5 cm, come si evince dalla Figura 9, in cui la funzione di probabilità cumulata della capacità di spostamento per gli edifici in cemento armato per il secondo stato limite (cioè, quello relativo al raggiungimento di danno strutturale), in cui si evince che il 95% degli edifici c.a. non subiranno alcuni danni strutturali per una domanda di spostamento uguale od inferiore a 3.5 cm. In altre parole, per le aree del paese dove gli spettri sono sotto queste soglie (circa 3480 comuni Italiani), gli edifici potrebbero non essere progettati esplicitamente per le azioni sismiche, essendo sufficiente l'applicazione dei requisiti minimi attualmente presenti nelle Norme.

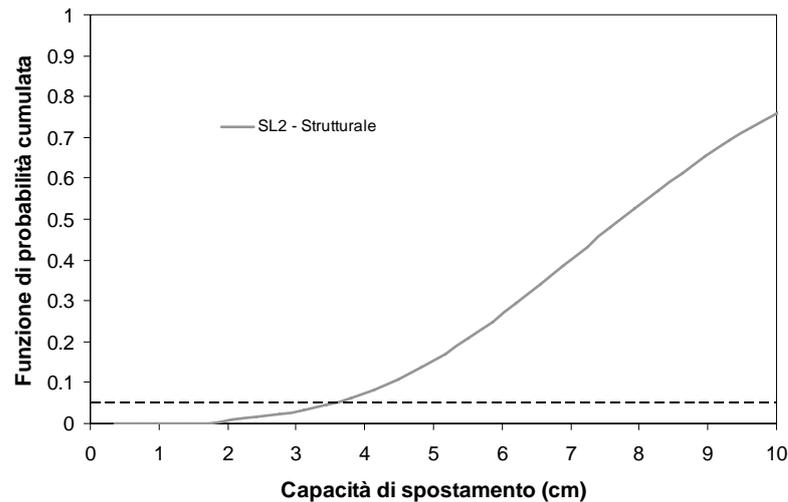


Figura 9. Funzione di probabilità cumulata della capacità di spostamento per gli edifici in cemento armato per il secondo stato limite (danno strutturale)

Riguardo le strutture in muratura ordinaria, per il primo stato limite la soglia per il danno non-strutturale è approssimativamente uguale a 0,60 cm, mentre per lo stato limite di danno severo la soglia è pari a 0,75 cm. Considerando invece le strutture in muratura armata, per il primo stato limite la soglia per il danno non-strutturale è approssimativamente uguale a 0,75 cm, mentre per lo stato limite di danno severo la soglia è pari a 1,15 cm (Figura 10). Questo potrebbe implicare che nei 5600 circa comuni in cui i valori spettrali tra periodi di 0 e 0,5s (limiti tipici per strutture in muratura) si trovano sotto le soglie sopraindicate, non sarebbe necessario progettare esplicitamente le strutture per le azioni sismiche, essendo sufficiente l'applicazione dei requisiti minimi attualmente presenti nelle Norme. Questo breve studio, di carattere chiaramente preliminare, ha messo in evidenza come la progettazione strutturale in zone in cui la domanda spettrale in spostamento è relativamente ridotta possa essere notevolmente semplificata. Sarebbe quindi opportuno e pertinente approfondire ulteriormente questo studio in modo da verificare in modo più esaustivo e sistematico le importanti osservazioni e conclusioni sopraesposte.

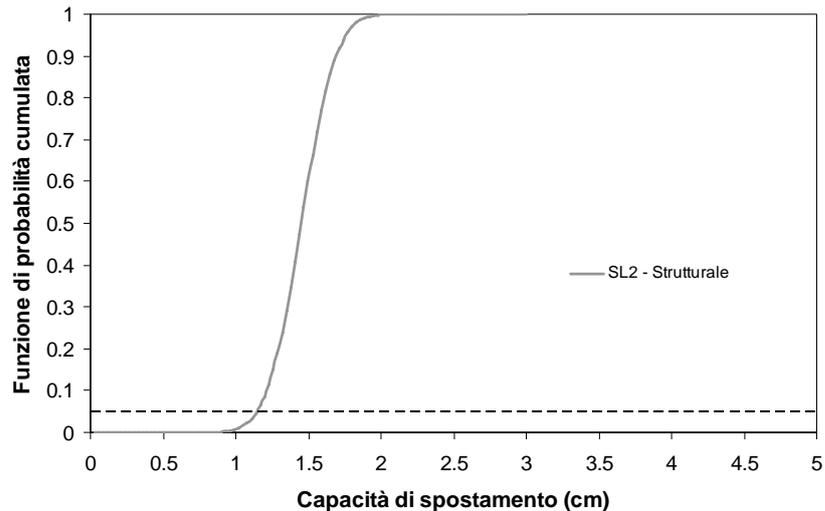


Figura 10. La funzione di probabilità cumulata della capacità di spostamento per gli edifici in muratura armata per il secondo stato limite (danno strutturale)

7.5 Bibliografia

- ATC (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA-440, Applied Technology Council, California, USA.
- Bommer JJ, Pinho R (2006) “Adapting earthquake actions in Eurocode 8 for performance-based design,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 1, pp. 39-55.
- Bommer JJ, Mendis R (2005) “Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, No. 2, pp. 145 –165.
- Calvi GM (1999) “A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings,” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 3, pp. 411-438.
- Crowley H, Pinho R, Faravelli M, Montaldo V, Meletti C, Calvi GM, Stucchi M (2007) “Gli effetti dell’introduzione di una nuova mappa di pericolosità sulla valutazione del rischio sismico in Italia,” *Proceedings of the Twelfth Italian Conference on Earthquake Engineering*, Pisa, Italy, Paper no. 163. (in Italian)
- Crowley H, Pinho R (2006) “Simplified equations for estimation of period of vibration of existing buildings,” *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper no. 1122.
- Crowley H, Pinho R (2004) “Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings,” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, Special Issue 1, pp. 93-120.
- Crowley H, Pinho R, Bommer JJ (2004) “A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 2, pp. 173-219.
- Fajfar P, Fischinger M (1988) “N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings,” *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. 5, pp. 111-116.
- Fajfar P (1999) “Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 979 –993.
- Federal Emergency Management Agency (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, Washington, DC, USA.
- Freeman SA (1998) “Development and use of capacity spectrum method,” *Proceedings of the Sixth U.S. National Conf. Earthquake Engineering*, Seattle, Oakland, USA.
- Hancock J, Bommer JJ (2007) “Accelerograms for Estimating Inelastic Structural Response, Part 2: Linear Scaled vs Spectral Matched,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, in press.
- Iwan WD (2002) “The use of equivalent linearization in performance based engineering,” *Proceedings of the International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research*, Harbin, China.



- Lin Y, Chang K (2003) “Study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motion”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 2, pp. 206-214.
- Moehle JP (1992) “Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes,” Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 3, pp. 403–428.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, (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, GU n. 72 del 8-5-2003.
- Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ (2007) Displacement-based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 721 pp.
- Restrepo-Velez LF (2003) A simplified mechanics-based procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings, Individual Study, European School for Advanced Studies in Earthquake Engineering (ROSE School), Institute for Advanced Study of Pavia, Italy.
- Restrepo-Velez LF, Magenes G (2004) “Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings,” Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper no. 2561.
- Ruiz-Garcia J, Miranda E (2003) “Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, No. 8, pp. 1237–1250.
- Sullivan TJ, Calvi GM, Priestley MJN, Kowalsky MJ (2003) “The limitations and performances of different displacement-based design methods,” Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, Special Issue 1, pp. 201–241.

8 UR 8 – DISEG, Università di Genova

*UR 8 - Responsabile: Sergio Lagomarsino, DISEG, Università di Genova
Collaboratori: Sonia Giovinazzi, Sonia Resemini, Emanuela Curti*

8.1 Premessa

A causa di un'intrinseca vulnerabilità tipologica (geometria, grandi dimensioni, fasi costruttive, trasformazioni, etc.) e della limitata resistenza a trazione della muratura, il danno ed il collasso negli edifici monumentali si sviluppano nella forma di meccanismi locali. L'azione dinamica del sisma evidenzia, nelle costruzioni monumentali, “macroelementi” (Doglioni et al., 1994) caratterizzati da un comportamento strutturale autonomo. In presenza di muratura di buona qualità, il danno si manifesta con la perdita di equilibrio di rilevanti porzioni murarie assimilabili a corpi rigidi. Dopo l'attivazione del meccanismo, tali blocchi ruotano e traslano sostenendo spostamenti anche elevati prima del collasso. E' importante osservare che le strutture monumentali sono caratterizzate da grandi capacità di spostamento, periodi iniziali relativamente elevati e periodi in condizioni non lineari che incrementano notevolmente a causa dalla limitata resistenza a trazione della muratura (non linearità legata alla fessurazione). Questo comporta la necessità di una accurata definizione degli spettri di spostamento nel campo dei lunghi periodi ($T > 2$ s).

8.2 Considerazioni metodologiche

Per gli edifici ordinari, la verifica dei meccanismi locali si esegue (ai sensi dell'OPCM 3431/2005 - Allegato 11.C), confrontando la domanda e la capacità in termini spettrali. La capacità viene valutata applicando l'analisi cinematica lineare e non lineare (Analisi Limite dell'Equilibrio) per valutare rispettivamente l'accelerazione di attivazione del cinematismo (per la verifica allo stato limite di danno) e la capacità di spostamento ultimo (per la verifica allo stato limite ultimo). L'estensione di questi criteri al caso degli edifici monumentali ha richiesto approfondimenti relativamente alla definizione di un sistema ad 1 grado di libertà (SDOF) non lineare equivalente e di curve di capacità per le configurazioni cinematiche tipiche dei macroelementi. Le caratteristiche dinamiche in fase non lineare nel campo dei lunghi periodi rende inapplicabile il metodo degli spettri anelastici, per la riduzione della domanda; le duttilità risultano, infatti, molto elevate e di conseguenza l'approccio degli spettri anelastici non può essere considerato attendibile, essendo basato sul periodo elastico della struttura. L'utilizzo di spettri elastici sovrasmorzati per rappresentare la domanda ridotta, è stato approfondito nell'ambito di questa ricerca, con particolare riferimento agli edifici monumentali.



8.3 D8 –Analisi preliminari per la scelta di configurazioni caratteristiche in strutture monumentali ai fini di analisi SRS

L'analisi su base statistica dei danni sismici alle strutture monumentali in Italia (prevalentemente chiese) ha portato all'identificazione dei meccanismi di danno più frequenti o, comunque, d'interesse per lo studio e dei macroelementi da essi interessati. Negli anni passati, campagne di rilievo dei danni sono state condotte in modo sistematico per il patrimonio monumentale (Lunigiana e Garfagnana, 1995; Umbria e Marche, 1997; Piemonte, 2000 e 2003; Puglia e Molise, 2002; Salò, 2004). Le informazioni della scheda per il rilievo del danno alle chiese (G.U. n. 55 del 07/03/2006) hanno permesso la creazione di ampi database. Da un'analisi del danno avvenuto in molti manufatti (630 chiese ed analisi parziale di 1145 chiese umbro-marchigiane), sono state individuate le configurazioni più significative per alcuni macroelementi: gli archi trionfali (meccanismo M13 nella scheda 2006); le facciate (meccanismi M1 – ribaltamento - e M2 – ribaltamento sommitale), i campanili e le celle campanarie (meccanismo M28) (Figura 1). Tali configurazioni caratteristiche possono essere rappresentative anche di comportamenti a collasso di altre tipologie, in particolare: archi di saloni nei palazzi, facciate di palazzi monumentali, torri. Nelle Tabelle 1-3 sono riportati, per i diversi database analizzati, il numero di chiese relativo ai diversi livelli di danno associati ai meccanismi analizzati.

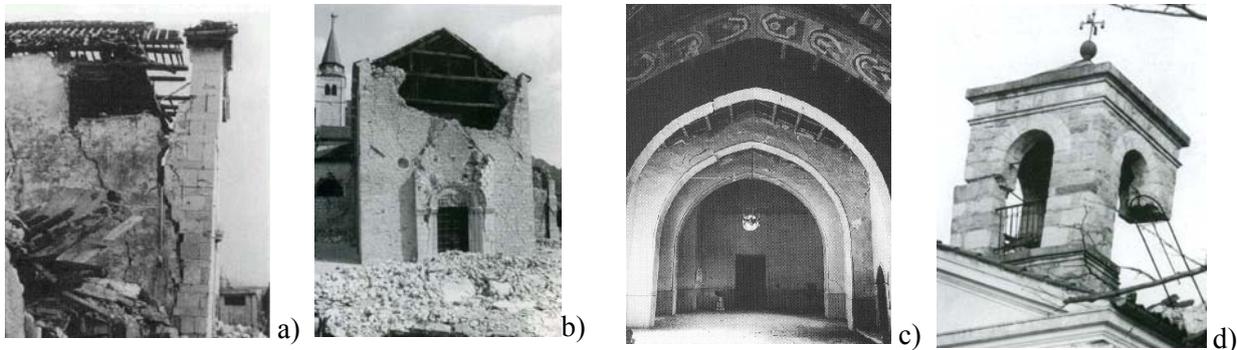


Figura 1. Meccanismi significativi sulla base dell'analisi statistica dei danneggiamenti post sismici subiti dalle chiese: a) ribaltamento globale della facciata, b) ribaltamento della porzione sommitale della facciata; c) meccanismo di danno degli archi trionfali; d) danneggiamento delle celle campanarie (Doglioni et al., 1994).

Tabella 1. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese del Molise danneggiate dal terremoto del 2002.

Meccanismo	Livello 0	Livello 1	Livello 2	Livello 3	Livello 4	Livello 5	Totale
M1	228	44	20	8	1	0	301
M2	222	53	18	6	1	1	301
M13	114	38	23	16	3	2	196
M28	101	20	10	4	5	1	141

Tabella 2. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese del Piemonte danneggiate dal terremoto del 2003.

Meccanismo	Livello 0	Livello 1	Livello 2	Livello 3	Livello 4	Livello 5	Totale
M1	103	45	43	14	0	0	205
M2	167	24	7	6	1	0	205
M13	95	46	30	12	0	0	183
M28	127	17	16	6	1	0	167

Tabella 3. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese della Lombardia danneggiate dal terremoto del 2004.

Meccanismo	Livello 0	Livello 1	Livello 2	Livello 3	Livello 4	Livello 5	Totale
M1	56	28	15	6	0	0	105
M2	73	20	10	1	1	0	105
M13	36	32	27	6	1	0	102
M28	73	4	5	5	1	1	89



E' necessario sottolineare, che l'attivazione del danno (condizione legata all'accelerazione di picco) è molto frequente in queste strutture anche per terremoti non particolarmente severi; d'altro canto, livelli di danno elevato si riscontrano decisamente più di rado, a dimostrazione che le strutture monumentali mostrano risorse più elevate per questa condizione (governata dalla risposta in spostamento). Al fine di analizzare il comportamento sismico di questi manufatti le tipologie di danneggiamento rilevate possono essere tradotte in cinematismi di corpi rigidi che possono essere studiati attraverso modelli meccanici basati sull'analisi limite dell'equilibrio. In Figura 2 sono riportati alcuni meccanismi ricollegabili ai danneggiamenti osservati.

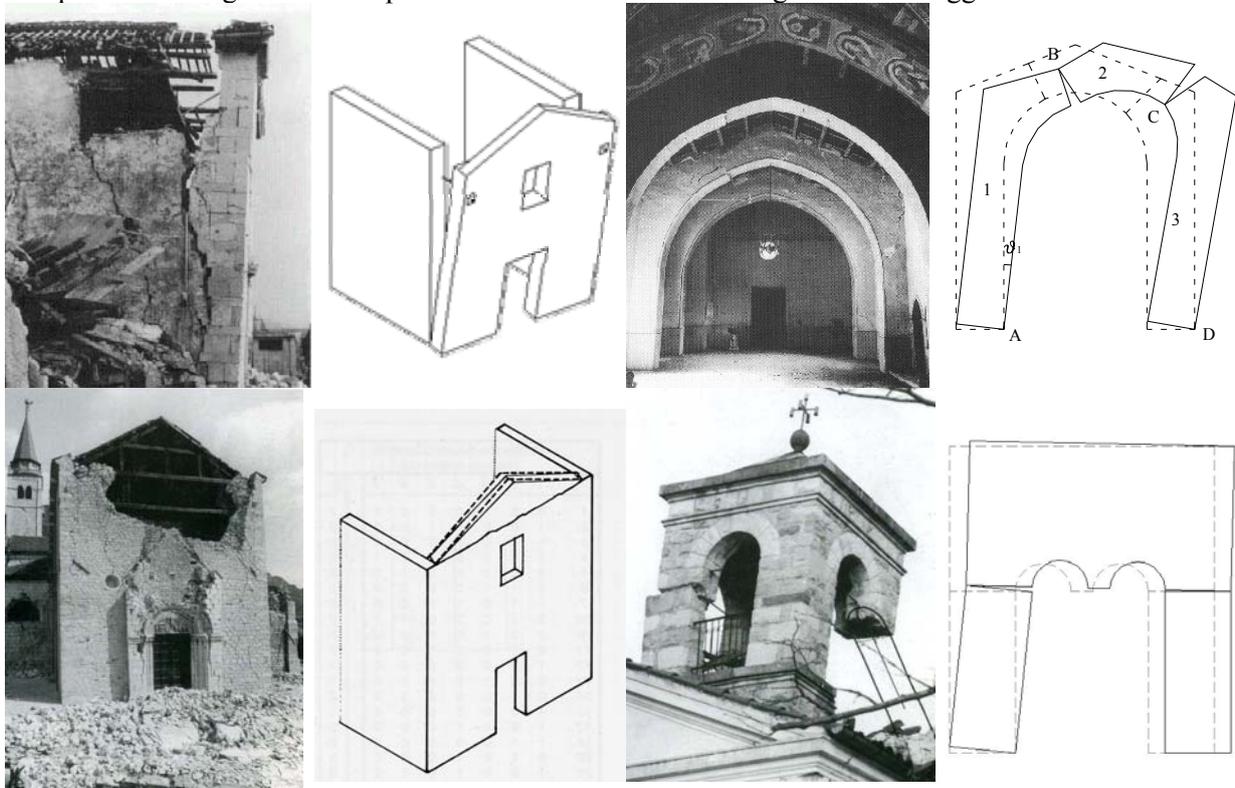


Figura 2. Definizione di possibili cinematismi sulla base dei danneggiamenti osservati.

8.4 D9 – Analisi dinamiche non lineari di modelli di configurazioni caratteristiche in strutture monumentali

E' stato messo a punto un modello dinamico non lineare capace di descrivere la risposta sismica di un macroelemento rappresentativo di porzioni di edificio monumentale. Utilizzando tale modello, sono state eseguite un gran numero di analisi dinamiche al passo, su SDOF non lineari ed utilizzando diversi accelerogrammi, a supporto della proposta e della calibrazione di metodi normativi semplificati.

8.4.1 Il modello dinamico

Per descrivere il comportamento dinamico di un sistema SDOF equivalente ad un macroelemento è stato utilizzato un modello analogo a quello proposto da Housner (1963), caratterizzato da: 1) comportamento elastico non lineare, con ramo softening, 2) dissipazione dell'energia tenuta in conto, nella forza di richiamo, attraverso il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente. Con riferimento ad una configurazione cinematica tipica per il macroelemento (Fig. 2), la forza di richiamo $r(\theta)$ è stata descritta attraverso la curva di capacità risultante dall'analisi cinematica non lineare (Fig. 3). La curva di capacità per il SDOF equivalente (Fig. 3-a) è stata ottenuta considerando il fattore di partecipazione modale e la massa partecipante, calcolati rispetto al vettore degli spostamenti orizzontali (OPCM 3431/2005 - Allegato 11.C). E' stato, inoltre, introdotto un ramo elastico iniziale, al fine di rappresentare una prima deformabilità globale del sistema macroelemento-struttura.

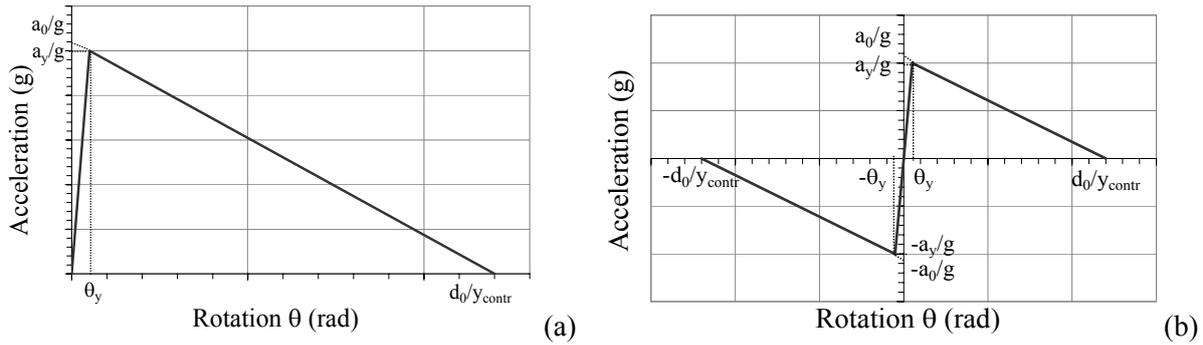


Figura 3: Modello meccanico: a) curva di capacità bilineare con ramo elastico in termini di accelerazione (in unità di g) e rotazioni θ ; b) legame accelerazione-rotazione $r(\theta)$ derivato dalla curva di capacità.

La soluzione numerica dell'equazione del moto, per l'oscillatore non lineare e nel caso di vibrazioni forzate smorzate (1), è stata ottenuta implementando un programma numerico in linguaggio Fortran, dove, per l'integrazione numerica, è stato adottato il metodo esplicito proposto da Runge-Kutta.

$$\ddot{\theta} + \gamma \dot{\theta} + p^2 r(\theta) = -p^2 \frac{a_g(t)}{g} \quad (1)$$

con $\theta = \theta(t)$ grado di libertà rotazionale, $\dot{\theta}$ e $\ddot{\theta}$ derivate temporali prima e seconda, γ coefficiente di smorzamento funzione dello smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} , $r(\theta)$ forza di richiamo, $a_g(t)$ l'accelerazione al suolo, g l'accelerazione di gravità. Dopo aver considerato diverse formulazioni, lo smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} è stato definito in funzione del periodo con: 1) un valore costante $\xi_{eq} = 5\%$ per periodi inferiori ad un valore convenzionale assunto $T \leq T_I$ con $T_I = 0.4$ s, 2) un valore costante $\xi_{eq} = 20\%$ per periodi superiori ad un valore finale $T \geq T_F$, 3) una variazione lineare nel range di periodo $T_I \leq T \leq T_F$. Il valore costante $\xi_{eq} = 5\%$ (per $T \leq T_I$) è stato imposto con la finalità di rendere la fase non lineare per quanto possibile indipendente dal valore del periodo iniziale T_0 , caratterizzato da notevole incertezza. Il limite superiore $\xi_{eq} = 20\%$ (per $T \geq T_F$) è stato introdotto sulla base di evidenze sperimentali (Doherty et al., 2002). In questa fase dell'analisi, sono stati identificati intervalli di valori plausibili per i parametri a_0 , d_0 , T_0 , per definire curve di capacità rappresentative di oscillatori SDOF equivalenti a meccanismi di ribaltamento delle facciate. In particolare, sono state identificate 864 combinazioni per altrettanti SDOF equivalenti, considerando parametricamente i seguenti valori: periodo iniziale T_0 ($0.1 \text{ s} \leq T_0 \leq 0.6 \text{ s}$), accelerazione di attivazione a_0 ($0.5 \text{ m/s}^2 \leq a_0 \leq 8 \text{ m/s}^2$), spostamento ultimo d_0 ($0.5 \text{ m} \leq d_0 \leq 2.1 \text{ m}$).

8.4.2 Definizione dell'input sismic

Le analisi dinamiche sono state effettuate con riferimento sia ad accelerogrammi registrati sia ad una base accelerometrica artificiale spettro-compatibile. La base accelerometrica reale è stata fornita dalla UR6. Gli accelerogrammi artificiali sono stati generati con il programma SIMQKE (Gasparini e Vanmarke, 1976) con riferimento agli spettri di progetti EC8 (CEN 2003), per una accelerazione di $a_g = 0.35$ g, classi di suolo A, B e D e durata $t = 15$ s e $t = 20$ s.

8.4.3 Definizione preliminare della procedura per la valutazione della risposta

La procedura semplificata proposta per la valutazione della risposta sismica di meccanismi legati a edifici monumentali (o loro macroelementi) utilizza l'approccio cinematico non lineare per la descrizione delle curve di capacità e gli spettri elastici sovrasmorzati per la rappresentazione della domanda del terremoto. La prestazione della struttura, in termini di spostamenti, è ottenuta dal loro confronto. Per ciascuno degli 864 sistemi SDOF considerati, è stato valutato il periodo secante $T_{max} = T(\theta_{max})$ corrispondente alla massima rotazione θ_{max} risultante dalle analisi dinamiche. Lo smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq} = \xi_{eq}(T_{max})$ è stato calcolato secondo la correlazione descritta in § 4.1. Lo spettro elastico è stato quindi ridotto tramite il fattore proposto dall'EC8 (eq. 3.6 in §3.2.2.2), in funzione di ξ_{eq} . In corrispondenza di T_{max} , sono stati valutati lo spostamento atteso $S_d(T_{max})$ e la corrispondente accelerazione spettrale $S_a(T_{max})$ sullo spettro sovrasmorzato, secondo la procedura semplificata. Per la validazione del metodo semplificato, questi valori sono stati confrontati con lo spostamento massimo d_{max} (corrispondente a θ_{max}) e la corrispondente accelerazione $a(T_{max})$ ottenuti dalle analisi dinamiche. Per ragioni di sinteticità, è stato fatto riferimento ad una particolare



modalità di rappresentazione dei risultati (Fig. 4-5), in un formato con doppio asse delle ordinate. In esso sono rappresentati: 1) lo spettro di risposta in spostamento S_d (ridotto con $\xi_{eq}(T)$ definita in §4.1) ed il periodo T ; 2) lo spettro di risposta in accelerazione S_a (ridotto con $\xi_{eq}(T)$ definita in §4.1) ed il periodo T ; 3) lo spostamento massimo d_{max} delle analisi dinamiche ed il periodo T ; 4) l'accelerazione $a(T_{max})$ corrispondente a d_{max} ed il periodo T . La procedura semplificata fornisce valori corretti, rispetto alla risposta dinamica, se il punto d_{max} sta sullo spettro sovrasmorzato in spostamento S_d e, contemporaneamente, $a(T_{max})$ giace sullo spettro sovrasmorzato in accelerazione S_a .

8.4.4 Risultati e commenti

La prima fase di validazione del metodo ha previsto l'utilizzo di accelerogrammi spettro-compatibili (§ 2). In Fig. 4, sono proposti alcuni risultati confrontati con 3 tipi di spettri: 1) lo spettro elastico EC8 ridotto tramite il fattore di riduzione, funzione dello smorzamento, proposto dall'EC8 (S_d PP EC8, S_a PP EC8); 2) lo spettro di risposta ottenuto (con tecniche di convoluzione nel dominio del tempo) sulla base della massima risposta di sistemi SDOF lineari con smorzamento del 5% di sistemi SDOF e ridotto con il fattore dell'EC8 (S_d PP, S_a PP); 3) lo spettro ottenuto sulla base della massima risposta di sistemi SDOF lineari, con fattore di smorzamento calcolato con la relazione in § 4.1 Tipo 3 (S_d overdamped, S_a overdamped).

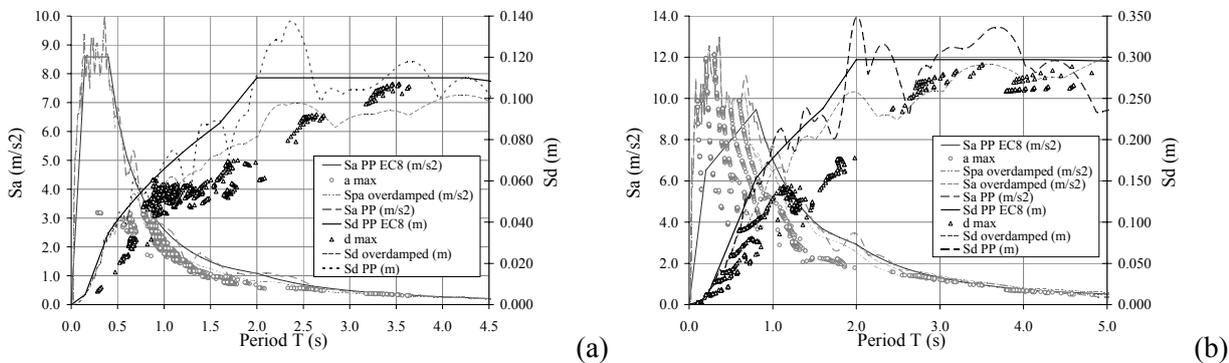


Figura 4: Confronto tra analisi dinamiche e procedura semplificata, smorzamento Tipo3: (a) suolo A; (b) suolo D.

La risposta dinamica è affetta da dispersione solo nell'intervallo dei bassi periodi, meno interessanti per lo studio. Se si considerano gli spettri reali dell'accelerogramma (S_d overdamped, S_a overdamped), la previsione del metodo semplificato nel medio-lungo periodo è in perfetto accordo con i risultati dinamici. La validazione rispetto ad accelerogrammi reali è presentata in Fig. 5 per gli eventi EQ1 e EQ12. Si nota come, per uno spettro in spostamenti caratterizzato da alti contenuti energetici in un intervallo di periodi vicino a T_{max} , la risposta col metodo semplificato sovrastima il valore dell'analisi dinamica. Questo perché nel metodo semplificato la risposta dipende solo da $\xi_{eq}(T_{max})$, mentre dinamicamente il comportamento non-lineare investe un intervallo più ampio di frequenze. Si rileva peraltro anche la tendenza opposta, nei casi in cui lo spettro in concomitanza di T_{max} sia più basso rispetto ai valori immediatamente inferiori del periodo. Non è stato possibile correlare questo fatto con grandezze significative dell'input (intensità di Arias, magnitudo, ecc.). Se lo spettro non mostra picchi o gole significative, come in EQ 12 - Turkey-Duzce1, il metodo semplificato fornisce buoni risultati. Ciò risulta di conforto, poiché lo studio in esame prevede lo sviluppo di spettri in spostamento di tipo pre-normativo, con andamento regolare (in particolare, bilineare). In conclusione, i risultati dell'analisi dinamica sono affetti da dispersione solo nell'intervallo dei bassi periodi. I risultati delle analisi dinamiche sono invece in perfetto accordo con quelli del metodo semplificato con spettri sovrasmorzati per periodi medio-lunghi.

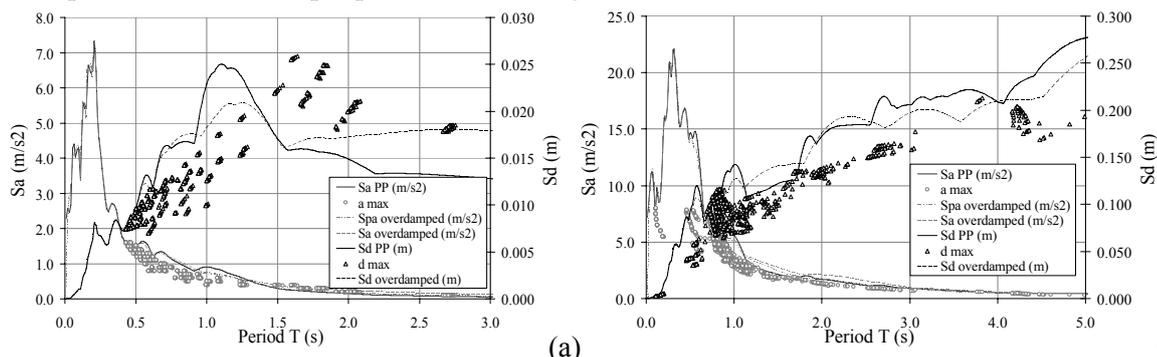


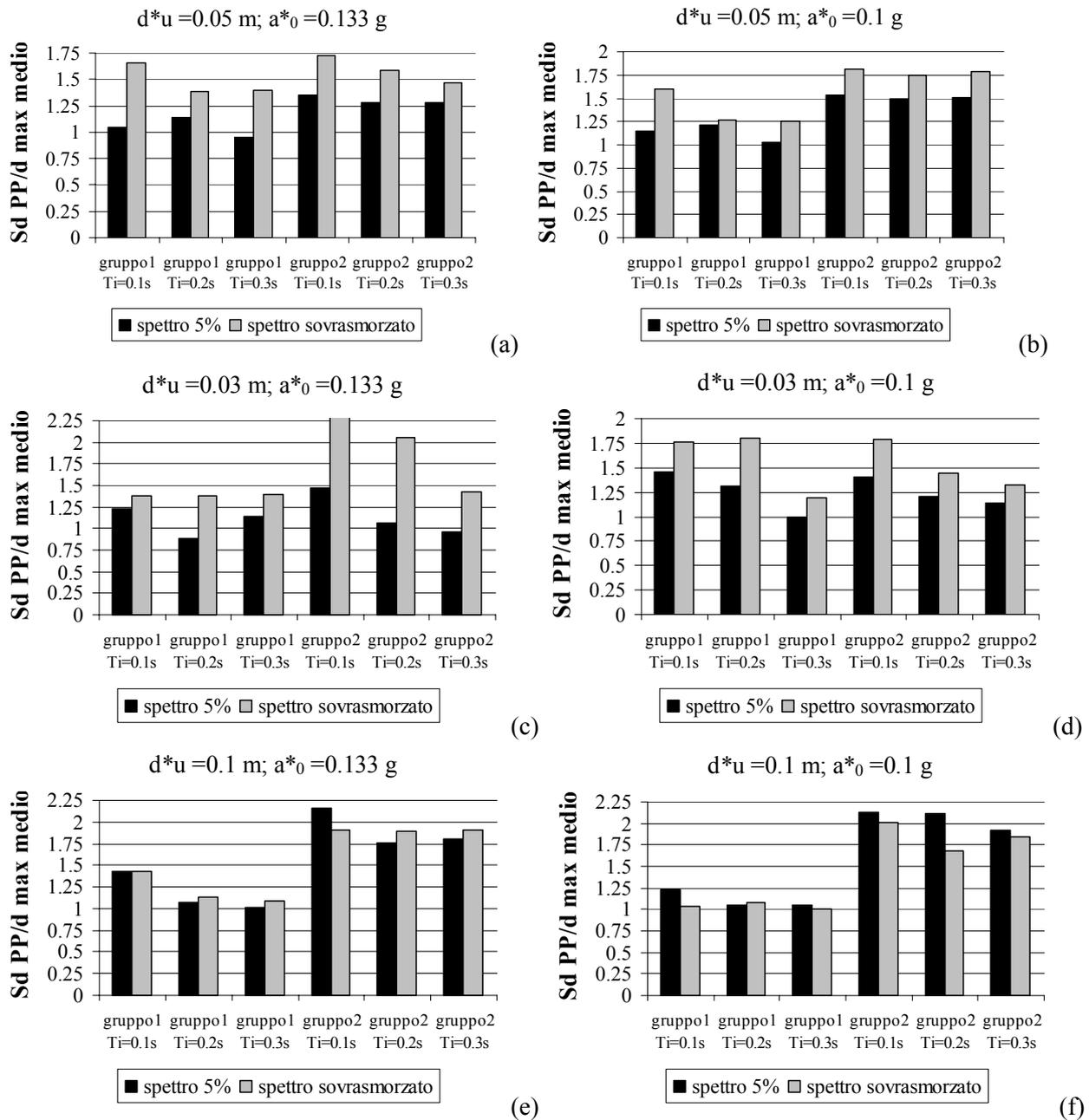
Figura 5: Confronto tra analisi dinamiche e procedura semplificata: (a) EQ 1 - Umbria-Marche -Colfiorito Casermette; (b) EQ 12 - Turkey-Duzce1.



W

Per comprendere l’affidabilità della metodologia semplificata proposta rispetto alla procedura dell’OPCM 3431 (spettro elastico al 5% e periodo secante non in condizioni ultime) sono state effettuate ulteriori analisi dinamiche (smorzamento di Tipo 3). Tramite i due metodi, è stata valutata la PGA che porterebbe ad ottenere il performance point in corrispondenza dello spostamento in condizioni ultime; questo valore di PGA è stato assegnato agli input delle analisi dinamiche (al singolo accelerogramma o in termini di media, a seconda del gruppo considerato). Sono stati utilizzati diversi gruppi di accelerogrammi (ogni gruppo di almeno 7 storie temporali al fine di poter considerare il valor medio dello spostamento massimo ottenuto): il gruppo 1 è rappresentato da accelerogrammi registrati in media compatibili con lo spettro EC8 (Iervolino et. al. 2005), il gruppo 2 da accelerogrammi sintetici compatibili con lo spettro EC8.

In figura 6, è mostrato il rapporto tra spostamento stimato con le due procedure e quello delle analisi dinamiche in caso di differenti valori di periodo secante in condizioni ultime T_u^* e di diversi periodi iniziali T_i assegnati alla struttura equivalente.



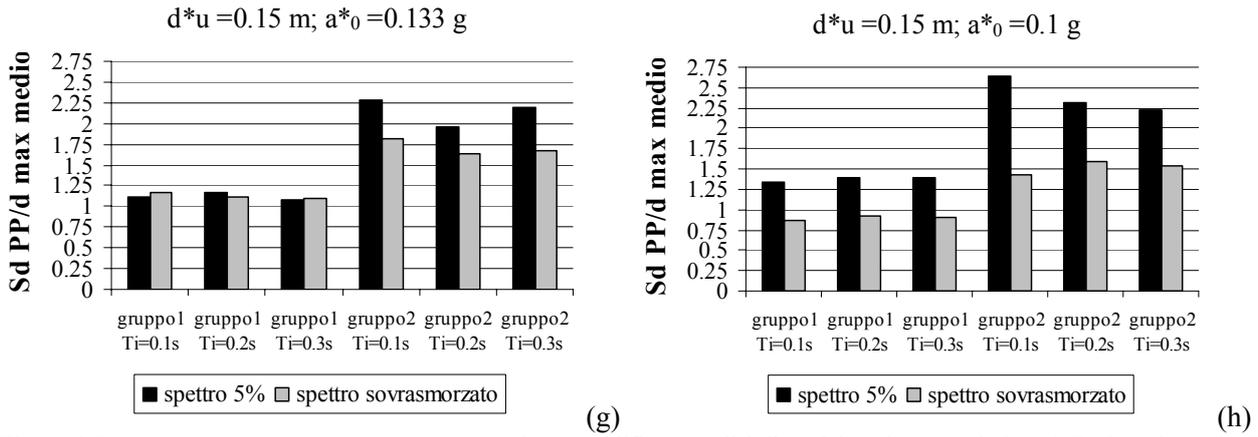


Figura 6: Rapporto tra spostamento atteso con procedura semplificata analisi dinamiche a basso periodo: (a) $T_u^* = 1.34$ s; (b) $T_u^* = 1.55$ s; (c) $T_u^* = 1.04$ s; (d) $T_u^* = 1.20$ s; (e) $T_u^* = 1.89$ s; (f) $T_u^* = 2.19$ s; (g) $T_u^* = 2.32$ s; (h) $T_u^* = 2.68$ s.

Si può notare come, se si considerano gli spettri sovrasmorzati, la previsione del metodo semplificato nel medio-lungo periodo è in buon accordo con i risultati dinamici. Nel caso di breve periodo, la metodologia dell’OPCM 3431 (spettro elastico al 5% e periodo secante non in condizioni ultime) fornisce invece risultati più aderenti alle analisi dinamiche (per un dato spettro al suolo). L’impiego di gruppi di accelerogrammi di tipo differente fa variare notevolmente la qualità della risposta. A lunghi periodi, la stima ottenuta tramite il metodo semplificato proposto appare ben approssimare i risultati dinamici in caso di accelerogrammi registrati (gruppo 2). Invece, utilizzando gli accelerogrammi spettro-compatibili (gruppo 1), si nota che il metodo appare cautelativo.

8.5 D10 – Formulazione completa metodo SRS per verifica strutture monumentali. Esempi applicativi

La procedura semplificata proposta per la valutazione della risposta sismica di meccanismi in edifici monumentali utilizza l’approccio cinematico non lineare per la descrizione delle curve di capacità e gli spettri elastici sovrasmorzati per la rappresentazione della domanda del terremoto.

8.5.1 Procedura di verifica per meccanismi locali in strutture monumentali

I principali passi della procedura sono articolati come segue:

Step 1: identificazione del meccanismo cinematico di collasso.

Step 2: valutazione del moltiplicatore sismico α_0 che induce l’attivazione del meccanismo, attraverso l’analisi limite dell’equilibrio (Principio dei Lavori Virtuali), come in eq.(2).

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (2)$$

dove la nomenclatura è quella dell’Allegato 11.C (OPCM 3431/2005).

Step 3: valutazione dell’evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, fino all’annullamento della forza sismica orizzontale.

Step 4: trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità (oscillatore equivalente), ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali e valutazione dello spostamento ultimo a collasso d_u^* (il minimo tra il 40% spostamento d_0^* per cui l’equilibrio è possibile solo in assenza di azione sismica e lo spostamento corrispondente a situazioni di incompatibilità locali, per es. sfilamento di travi). Le equazioni 3-4 fanno riferimento alla nomenclatura dell’ Allegato 11.C (OPCM 3431/2005).

$$a^* = \frac{\alpha \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \quad (3)$$



$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (4)$$

Step 5: valutazione del performance point (e corrispondente spostamento $\Delta(T_u^*)$ che rappresenta la domanda sismica) su uno spettro opportunamente sovrasmorzato, in cui lo **smorzamento equivalente** è valutato (secondo la legge tipo 3 in §4.1), in corrispondenza del periodo secante T_u^* , per lo spostamento ultimo stimato d_u^* . Lo spettro di riferimento è quello bilineare (smorzamento $\xi=5\%$) proposto nel presente studio dall'UR6, in eq.(5), ridotto tramite il fattore η_D in eq.(6) per ottenere la forma sovrasmorzata.

$$\Delta(T) = \begin{cases} 2.5 \cdot \frac{T_c T}{(2\pi)^2} \cdot a_g \cdot \eta_D \cdot S \cdot F_1 & T \leq T_D \\ D_{10} \cdot \frac{T_c}{T_c^A} \cdot \eta_D \cdot S \cdot F_2 & T > T_D \end{cases} \quad (5)$$

$$\eta_D(T) = \begin{cases} \eta_0 = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} & T \leq 7 \text{ s} \\ 0.066(1 - \eta_0)T + 22\eta_0 - 7 & 7 \text{ s} < T \leq 15 \text{ s} \end{cases} \quad (6)$$

in cui T_c è pari a T_C del suolo considerato (T_c^A per il suolo A), a_g è l'accelerazione di picco al suolo ed i parametri sono dati nella tabella 4.

Tabella 4: Valori dei parametri spettrali.

Tipo di suolo	normativa		da relazione di attenuazione	
	T_c	S	F_1	F_2
B	0.5	1.25	0.77	0.65
C	0.5	1.25	1.29	0.83
D	0.8	1.35	1.28	0.67

Il periodo T_D è dato dalla eq.(7).

$$T_D = \frac{(2\pi)^2 \cdot D_{10} \cdot F_2}{2.5 \cdot T_c^A \cdot a_g \cdot F_1} \quad (7)$$

Step 6: verifiche di sicurezza, attraverso il confronto tra la domanda di spostamento $\Delta(T_u^*)$ e la capacità d_u^* .

Nel caso di meccanismi di danno situati ad una certa altezza all'interno della struttura (per es., vele in facciata, celle campanarie), è stata sviluppata una procedura per valutare la domanda sismica amplificata alle varie quote: essa risulta influenzata sia dalle caratteristiche dinamiche del meccanismo, sia dall'interazione con la struttura.

8.5.2 Valutazione dello spettro sismico per meccanismi a quota diversa dal piano campagna

Al fine di valutare la risposta sismica di strutture poste in elevazione, sulla base di una serie di analisi dinamiche condotte su un campione esteso di modelli relativi a campanili del Friuli danneggiati dal terremoto del 1976, è stato possibile formulare una forma spettrale in grado di tenere in conto dell'effetto filtro operato dalla struttura sull'input al suolo (Curti, 2007). Tale formulazione si basa su alcune proposte presenti in letteratura (Singh, 1975; Burdisso e Singh, 1987) nate al fine di definire il corretto input sismico da utilizzare per la verifica sismica di elementi tradizionalmente considerati non strutturali o impianti (tubazioni del gas, condotti elettrici, generatori d'emergenza, impianti ascensore, controsoffitti, computers, impianti di centrali, cisterne ecc.). Questi studi si basano sulla dinamica aleatoria e propongono la definizione dell'input direttamente in termini spettrali (floor spectra) unicamente sulla base della conoscenza dello spettro dell'input al suolo e delle principali caratteristiche dinamiche della struttura principale (frequenze, forme modali e coefficienti di partecipazione modale dei modi ritenuti significativi). Sulla base di tali proposte e dei risultati delle analisi dinamiche condotte, è stato possibile definire una forma spettrale



che, pur computando in maniera idonea l'effetto filtro operato dalla struttura sull'input al suolo, fosse il più possibile semplice in modo da poter essere utilizzabile a livello progettuale. La formulazione proposta in termini di spettro di risposta in spostamento, e quindi la domanda in termini di spostamento $\Delta(T)$, risulta dalla eq.(8).

$$\Delta(T) = \sum_{r=1}^n \begin{cases} \frac{T^2}{T_r^2} \frac{\Delta_{h=0}(T_r) |\gamma_r \psi_r(z)|}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{T}{T_r}\right)^2\right]^2 + \frac{0.02}{\eta_D^2(\xi_s)} \left(\frac{T}{T_r}\right)}} & T \leq T_r \\ \frac{T^2}{T_r^2} \frac{\Delta_{h=0}(T_r) |\gamma_r \psi_r(z)|}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{T}{T_r}\right)^2\right]^2 + 0.02 \left(\frac{T}{T_r}\right)}} \cdot \eta_D(\xi_s) & T > T_r \end{cases} \quad (8)$$

dove:

T: periodo per il quale si calcola l'ordinata spettrale;

n: numero di modi ritenuti significativi;

γ_r coefficiente di partecipazione modale della struttura complessiva relativo all' *r-esima* forma modale Ψ_r ed alla direzione dell'azione sismica di verifica;

$\psi_r(z)$: componente dell'autovettore relativo all' *r-esima* forma modale Ψ_r alla quota *z* della sottostruttura in esame e nella direzione dell'azione sismica di verifica;

T_r : periodo proprio del *r-esimo* modo della struttura complessiva;

$\Delta_{h=0}$: spettro di risposta in spostamento agente al suolo (smorzamento pari al 5%);

ξ_s : fattore di smorzamento relativo al critico della sottostruttura in esame;

η_D : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5% e definito in eq.(6), in cui ξ è da intendersi come ξ_s .

Si sottolinea come la domanda sismica proposta, pur consentendo di condurre un'analisi della definizione della risposta della sottostruttura separatamente dal resto dell'edificio, non trascura l'interazione dinamica tra le due porzioni. A tale proposito occorre sottolineare, infatti, come i termini T_r , γ_r e ψ_r siano riferiti alla struttura complessiva (sottostruttura e struttura principale).

Al fine di ottenere risultati idonei nel caso di meccanismi posti in prossimità del suolo, la domanda sismica può essere assunta come l'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto. Ciò, infatti, permette di ottenere forme spettrali non modificate per macroelementi posti in prossimità del suolo e, contemporaneamente, tenere in conto dell'effetto filtro operato dalla struttura per quelli posti a quote elevate. La definizione della risposta di un macroelemento posto ad una certa quota della costruzione richiede una procedura iterativa maggiormente complessa rispetto a quella necessaria nel caso di macroelementi posti al suolo. In questo caso, ad ogni passo relativo alla ricerca del performance point (Step 6), infatti, è necessario ipotizzare la forma dello spettro dato che questa dipende dalle caratteristiche dinamiche dell'intera struttura che, a loro volta, risultano definite in funzione del periodo secante ipotizzato per la sottostruttura.

8.5.3 Stime semplificate per valutare la domanda sismica amplificata a varie quote

Sebbene per valutare le caratteristiche dinamiche dei singoli manufatti sia preferibile eseguire analisi più dettagliate (per es., analisi modali, ecc.), si propongono alcune formulazioni approssimate per stimare le grandezze necessarie all'utilizzo dello spettro della domanda sismica amplificata a varie quote in eq.(8).

Nel caso delle seguenti formulazioni viene considerato esclusivamente il primo modo di vibrazione della struttura. Si assuma una forma modale Ψ_r lineare, nella direzione dell'azione sismica di verifica, per cui la componente di spostamento a quota *z* vale:

$$\psi_r(z) = \frac{z}{H} \quad (9)$$

dove *H* è il valore di riferimento dell'altezza della struttura, indicata a seconda della tipologia.

Si riportano in Tabella 5 alcune indicazioni per valutare i termini T_r , γ_r e $\psi_r(z)$ riferiti alla struttura complessiva, a seconda della tipologia.



Tabella 5: Formulazioni approssimate per T_r , γ_r e $\psi_r(z)$.

Tipologia	Periodo T_r (s)	Coefficiente di partecipazione modale γ_r	H altezza della struttura
Edifici, palazzi (n = numero di piani)	$0.05H^{3/4}$	$\frac{3n}{2n+1}$	quota di colmo
Chiese	$0.07H^{3/4}$	1.1	quota di gronda
Campanili, torri	$0.04H$	1.5	quota di gronda

Le formulazioni semplificate per il periodo T_r dei campanili sono dedotte da statistiche sui risultati di analisi modali di modelli FEM a trave equivalente, rappresentativi di strutture reali (31 campanili del Friuli); per i palazzi è stata utilizzata la formula di normativa, mentre per le chiese l'espressione deriva da valutazioni di scala a partire da geometrie prototipo. In questa forma semplificata, il periodo T_r viene assunto costante, ovvero non dipendente dalla non linearità del macroelemento interessato dal cinematico. Per i coefficienti di partecipazione modale γ_r della struttura complessiva, la formulazione per i palazzi si basa sull'ipotesi di masse di piano e altezze di interpiano costanti, per le torri e campanili dall'ipotesi di massa uniformemente distribuita in altezza e per le chiese è dedotta dalla formula dei palazzi ipotizzando un comportamento simile ad edifici con al massimo due orizzontamenti. Sebbene le diverse caratteristiche dinamiche della struttura complessiva (struttura principale e sottostruttura) siano in realtà dipendenti dello stato di danneggiamento della sottostruttura (in cui si ipotizza concentrato il danno), le espressioni approssimate riportate in tabella 5 e nell'equazione (9) possono ugualmente essere utilizzate qualora non sia possibile disporre di un modello maggiormente accurato in grado di valutare tale aspetto, evitando di ricorrere alla procedura iterativa per la definizione del performance point.

8.5.4 Esempi applicativi

Durante la ricerca, sono stati sviluppati esempi applicativi con diverse finalità. Da un lato, sulla base di informazioni geometriche e costruttive su strutture reali, si è cercato di stimare la capacità di spostamento ultimo di configurazioni tipiche per strutture monumentali, secondo la procedura proposta (curva di capacità dall'Analisi Limite dell'Equilibrio). Dall'altro, si è cercato di proporre un esempio reale per descrivere nel dettaglio la procedura.

Capacità di spostamento ultimo di configurazioni tipiche: gli archi trionfali delle chiese di Catania

A titolo di esempio applicativo, si riporta una parte dello studio sulla valutazione della capacità di spostamento ultimo di configurazioni tipiche per strutture monumentali. Nel presente caso, è stato analizzato un campione di 21 chiese della città di Catania, in riferimento al macroelemento arco trionfale. In tabella 6-7, sono riportati i dati principali delle chiese analizzate. Il meccanismo A si riferisce a quello in figura 2, mentre il meccanismo B riguarda il ribaltamento di un solo piedritto.

Tabella 6: Caratteristiche principali e capacità di spostamento ultimo per gli archi trionfali analizzati (chiese ad 1 navata).

Chiesa	h bar/H	meccanismo	posizione cerniere		α_0	d_u^* (m)	T_u^* (s)
			Θ	φ			
S. Agostino	3	B	85	135	0.1017	0.20	3.62
S. Cristoforo alle Sciare	4	B	80	135	0.1160	0.17	3.12
S.S. Cuore di Gesù	5	A	75	120	0.1630	0.47	4.39
S. Maria della Provvidenza	3	B	75	130	0.1769	0.42	3.98
S. Biagio	3	A	75	130	0.1787	0.61	4.80
S. Berillo	2	A	70	125	0.1868	0.35	3.56
S. Filippo Neri	2	A	70	125	0.1913	0.49	4.14
S. Martino ai Bianchi	2	A	75	130	0.1960	0.69	4.85
S. Sebastiano	2	A	75	130	0.2047	0.33	3.31
S. Agata al Borgo	3	A	75	120	0.2058	0.53	4.17
S. Maria di Monserrato	2	A	80	130	0.2081	0.37	3.44
S. Giuseppe al Duomo	2	A	70	125	0.2313	0.57	4.05
S.S. Angeli Custodi	2	A	70	115	0.2401	0.57	3.97



S. Nicolò al Borgo	3	A	65	115	0.2481	0.57	3.94
S. Agata la Vetere	1	A	70	130	0.2682	0.104	5.11
S. Benedetto	1	A	65	120	0.3003	0.87	4.41
S. Maria del Carmelo	2	A	65	130	0.3209	0.52	3.28

Tabella 7: Caratteristiche principali e capacità di spostamento ultimo per gli archi trionfali analizzati (chiese a 3 navate).

Chiesa	h/b centrale	h/b laterale	posizione cerniere (°)					α_0	d_u^* (m)	T_u^* (s)	
			θ_e	Φ_f	θ_g	Φ_h	θ_i				Φ_l
S. Maria di Ognina	7.350	6.118	95	115	95	130	95	130	0.0803	0.13	3.25
S. Maria dell'Elemosina	7.967	5.154	90	115	90	140	90	140	0.0903	0.21	3.97
Basilica Cattedrale	5.971	5.019	85	125	85	140	85	140	0.1038	0.53	5.86
S. Maria dell'Indirizzo	6.000	7.476	70	125	70	160	70	125	0.1067	0.32	4.51

Si ribadisce che questi valori non considerano la limitata resistenza a compressione del materiale, per cui l'effettiva capacità può risultare ridotta anche del 40-50% rispetto ai suddetti. A tal fine è utile citare i lavori di Giuffrè (1993). La verifica per valutare la sicurezza di meccanismi di ribaltamento fuori piano implica l'idea della rotazione del blocco attorno allo spigolo e quindi un valore di tensione di compressione infinito. Per tenere in considerazione la limitata resistenza a compressione del materiale, una procedura possibile è quella di trasformare in termini geometrici il problema della resistenza: la posizione della cerniera è tanto più arretrata all'interno quanto più la qualità della muratura è scarsa; implicitamente si tiene conto del rapporto tra tensione agente e resistenza. Giuffrè propose valori dell'arretramento pari al 5% e 10% dello spessore murario nel caso degli edifici del centro storico di Ortigia. Inoltre, è necessario notare che le stime di capacità si riferiscono ad una condizione ultima, vicina al collasso, e come è quindi lecito aspettarsi un danneggiamento rilevante anche per domande sismiche di spostamento ben inferiori (dopo l'attivazione del meccanismo, che di solito avviene per terremoti anche non particolarmente severi, la struttura è in grado di sostenere spostamenti anche elevati prima del collasso).

Analisi sismica eseguita sulla facciata della chiesa di San Nicola di Bari a Macchia Valforte (CB)

Un altro esempio, descritto nel dettaglio, su cui si è eseguita l'analisi sismica è stato la chiesa di San Nicola di Bari a Macchia Valforte (CB) di cui si riportano delle foto in Figura 8. Di questa chiesa sono stati rilevati i danni a seguito del terremoto del 13 ottobre 2002 che si è verificato in Molise e Puglia. Per il rilievo dei danni (Tabella 8) è stata utilizzata la scheda di II livello per le chiese (D.P.C.M. 23 febbraio 2006) che cataloga i danni e la vulnerabilità secondo la logica dei meccanismi di collasso locali attivabili (danno secondo la scala macrosismica EMS da 0 a 5).

Tabella 8: Rilievo del danno.

	MECCANISMI ATTIVABILI (0) E ATTIVATI (1-5)	Livello di danno EMS 98	
1	M1 Ribaltamento della facciata	2	Medio
2	M2 Sommità della facciata	2	Medio
3	M3 Piano della facciata	1	Lieve



Facciata anteriore



Particolare del campanile

Figura 8: Fotografie di San Nicola di Bari a Macchia Valforte.

L'analisi che viene condotta sui vari meccanismi non si pone l'obiettivo di verificare se i danni rilevati sono gli stessi che derivano dai risultati della procedura. Infatti, i danni rilevati derivano dall'evento sismico del 2002 (intensità macrosismica I_{MCS} 7 a Macchia Valforte), mentre la procedura esegue le verifiche considerando la massima pericolosità del sito come riportato dalle mappe di pericolosità in accelerazione e dagli SRS forniti dall'UR6. Nonostante questo, può essere utile un confronto tra le indicazioni dei danni attivati nella realtà e i risultati ottenuti da un modello meccanico. Il primo meccanismo considerato è il ribaltamento della facciata con la cerniera posta alla base della chiesa (Figura 9-a). Dall'analisi eseguita sulla muratura non si è notato un significativo ammorsamento tra le pareti laterali e la facciata: di ciò si è tenuto conto nella realizzazione del modello. E' stato considerato un arretramento della cerniera pari al 5% dello spessore della parete per tenere conto della limitata resistenza a compressione della muratura. Per la valutazione dei carichi si è considerato un peso specifico della muratura pari a 21 kN/m^3 , e si è considerato il peso della copertura P_i di mezza campata che grava sulla facciata e l'azione inerziale legata al peso della copertura P_j che si trova tra due irrigidimenti trasversali depurata da quello già considerato nel calcolo precedente. In questo caso P_j è presente in quanto gli elementi capriati che costituiscono la copertura hanno scarsa rigidità fuori dal piano. Per la valutazione della domanda di accelerazione spettrale si è considerato un valore di accelerazione orizzontale massima $a_g=0.225 \text{ g}$, un valore di D_{10} pari a 0.16 m e la categoria di suolo B. Il valore del moltiplicatore di attivazione è pari a $\alpha_0=0.05$. In Figura 9-b si trova la verifica a stato limite ultimo mediante lo spettro in spostamento sovrasmorzato; come si può osservare risulta non soddisfatta.

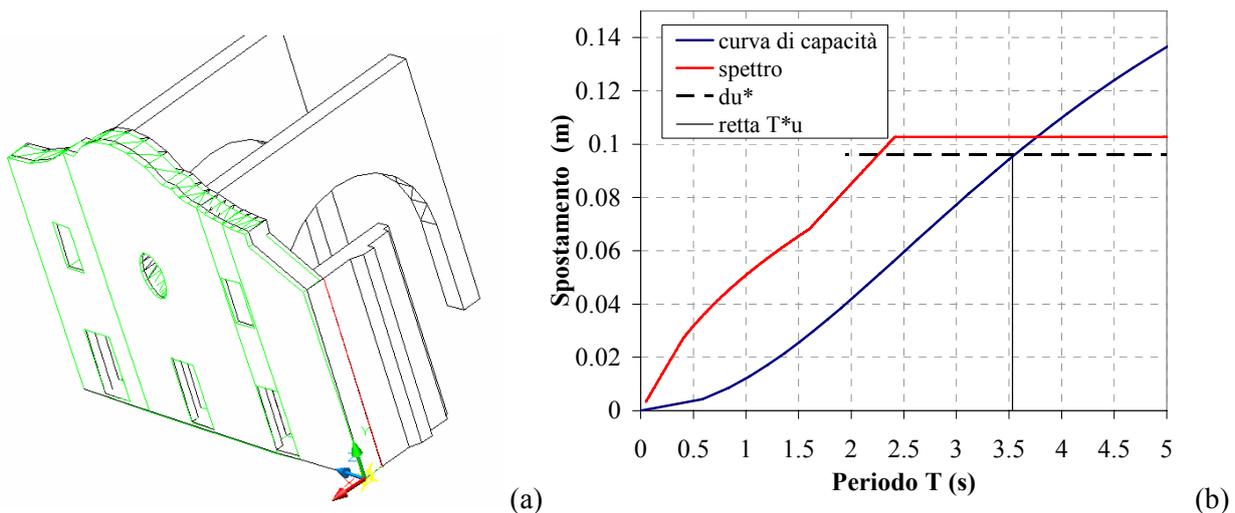


Figura 9: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della facciata alla base; (b) verifica con spettro di capacità.

Inoltre, si è considerato il ribaltamento della facciata intorno ad una cerniera posta in corrispondenza delle aperture (Figura 10-a). I carichi considerati sono gli stessi di quelli utilizzati nell'analisi precedente. In questo caso si può osservare come il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo sia maggiore ($\alpha_0=0.08$) rispetto a quello trovato con il meccanismo precedente. In Figura 10-b, si trova verifica a stato limite ultimo eseguita mediante lo spettro di risposta in spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota delle aperture: essa risulta soddisfatta. Si fa notare che lo spettro di domanda, in questo caso di meccanismo posti in prossimità del suolo, è assunto come l'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto.

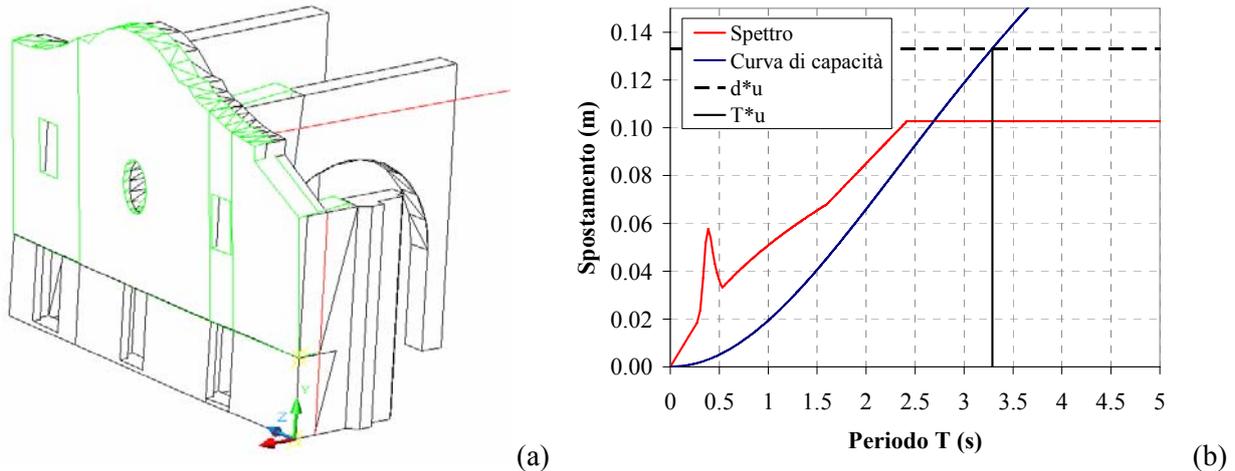


Figura 10: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della facciata a quota delle aperture; (b) verifica con spettro di capacità.

Tra i vari meccanismi che possono essere attivati da un evento sismico, è stato analizzato anche il ribaltamento del timpano. In questo caso i carichi considerati sono solo quelli della navata centrale. Il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo è pari a $\alpha_0=0.48$. In Figura 11, si riporta la configurazione variata del meccanismo considerato e il risultato della verifica effettuata mediante lo spettro di risposta in spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota del timpano; essa risulta soddisfatta. E' da notare che, in questo caso, l'elevata quota del meccanismo rispetto all'altezza complessiva della struttura comporta una modifica sostanziale dello spettro di domanda rispetto a quello al suolo, a causa dell'effetto filtro operato dall'intera struttura. A differenza del meccanismo del ribaltamento parziale della facciata alla quota delle aperture (Figura 10), nel caso in esame lo spettro di domanda, pur essendo definito dall'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto nell'equazione (8), risulta sostanzialmente definito da quest'ultimo, mentre lo spettro al suolo è caratterizzato da ordinate spettrali minori.

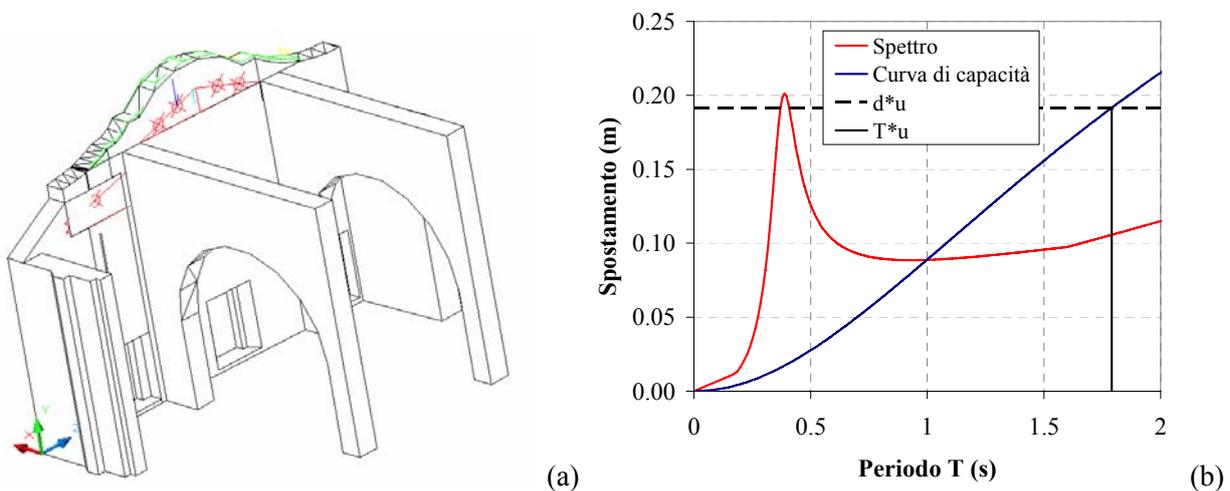


Figura 11: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento del timpano della facciata; (b) verifica con spettro di capacità.

Oltre al ribaltamento del timpano, è stato considerato anche il ribaltamento della parte superiore del timpano con la cerniera cilindrica posta all'altezza in cui si poggia la copertura. In questo caso il carico considerato è stato solo quello dovuto al peso proprio del blocco. L'assenza di ulteriori forze inerziali spiega il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo sia maggiore ($\alpha_0=0.88$) rispetto a quello trovato negli altri casi. In Figura 12, si riporta la configurazione variata del meccanismo considerato e il risultato della verifica effettuata mediante lo spettro di risposta in spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota della porzione di timpano; la verifica risulta soddisfatta. Analogamente a quanto visto per il meccanismo di ribaltamento del

timpano la forma spettrale è sensibilmente modificata rispetto a quella agente al suolo e sostanzialmente definita unicamente dallo spettro proposto (Equazione (8)).

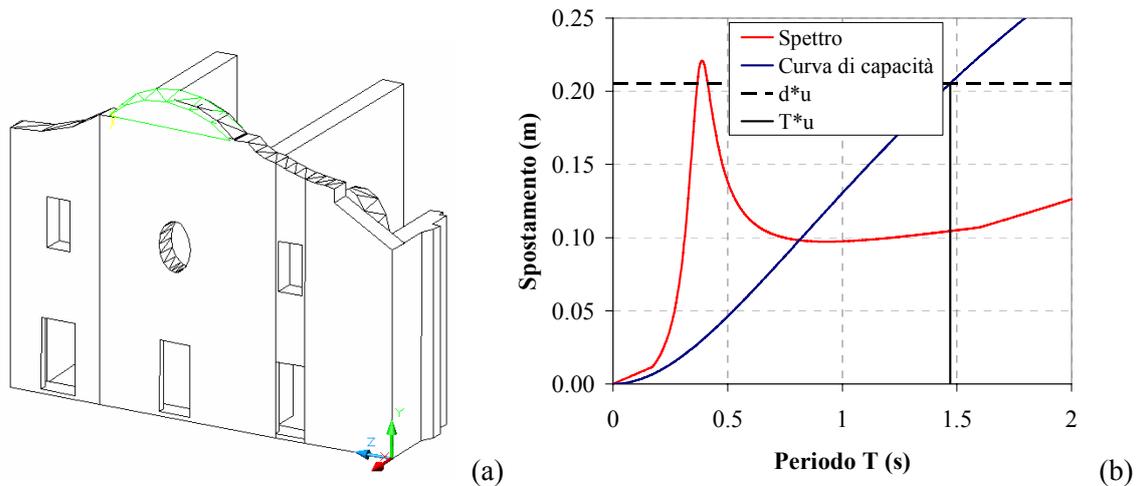


Figura 11: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della sommità del timpano della facciata; (b) verifica con spettro di capacità.

Al fine di valutare l'effetto di un possibile intervento di miglioramento, si sono inserite delle catene longitudinali di 30 mm di diametro a cui viene applicato un tiro di 20 kN, poste a 8.4 m d'altezza dalla base della struttura. In Tabella 9 si ritrovano i valori dei moltiplicatori dei diversi meccanismi analizzati della chiesa di San Nicola di Bari.

Tabella 9: Risultati dei moltiplicatori delle diverse analisi.

Tipo di meccanismo	α_0 senza catene	α_0 con catene
Ribaltamento alla base	0.05	0.08
Ribaltamento in corrispondenza della discontinuità	0.08	0.12
Ribaltamento del timpano	0.48	invariati
Ribaltamento parte superiore del timpano	0.88	invariati

In Tabella 10 si possono osservare i valori dello spostamento ultimo d_u^* e dei rapporti tra capacità e domanda in termini di spostamento (d_u^*/Δ_d) nelle situazioni senza catene e con le catene. Questo rapporto rappresenta il fattore di sicurezza secondo l'analisi cinematica non lineare con spettri sovrasmorzati, grazie al quale è possibile fornire un giudizio sulla sicurezza della struttura rispetto ai meccanismi analizzati.

Tabella 10: Rapporto d_u^*/Δ_d senza catene e con le catene.

Tipo di meccanismo	d_u^* (m)	$d_{u\ cat.}^*$ (m)	(d_u^*/Δ_d)	$(d_{u\ cat.}^*/\Delta_d)_{cat.}$
Ribaltamento alla base	0.10	0.20	0.97	2.00
Ribaltamento in corrispondenza della discontinuità	0.13	0.25	1.30	5.31
Ribaltamento del timpano	0.19	invariati	2.10	Invariati
Ribaltamento parte superiore del timpano	0.20	invariati	2.01	Invariati

Dal confronto dei danni osservati, sebbene con le limitazioni e precisazioni già espresse, si può vedere come il meccanismo del ribaltamento alla base sia rilevato anche dal modello meccanico, mentre la vulnerabilità del meccanismo in sommità della facciata sembra non essere perfettamente colta. E' da notare, però, che l'attribuzione del grado di danno 2 è stata probabilmente influenzata dal distacco del cornicione (danno non strutturale), non rappresentato ovviamente dal modello meccanico. Nell'esempio della chiesa di S. Nicola, si evince come il meccanismo più vulnerabile risulti il ribaltamento globale della facciata; questo è legato in parte al giudizio sull'ammorsamento non buono con le pareti laterali. D'altro canto, i meccanismi in sommità della facciata risultano meno penalizzanti, anche grazie al fatto che lo spessore del muro rimane costante anche nella parte superiore della facciata.



8.6 Risultati e commenti

In conclusione (anche in riferimento alle considerazioni del §5.3), le configurazioni tipiche per ribaltamento globale di facciate o meccanismi a quattro cerniere per archi trionfali mostrano capacità di spostamento ultimo $0.1m < d_u^* < 0.6m$ (periodo secante $2.0s < T < 4.5s$). Questi valori non considerano, però, la limitata resistenza a compressione del materiale, per cui l'effettiva capacità può risultare ridotta anche del 40-50% rispetto ai suddetti valori, restando tuttavia elevata rispetto ai valori di pericolosità. Problematiche possono sorgere nel caso di elementi di piccolo spessore e/o situati ad una quota elevata nella struttura (situazioni di particolare amplificazione della richiesta di spostamento, per es. nelle celle campanarie). Va tuttavia considerato che in molti casi reali, limitazioni della capacità di spostamento nascono da incompatibilità locali (sfilamento travi, ecc.), per cui anche valori di spostamento spettrale più piccoli possono portare alcuni macroelementi allo stato limite ultimo.

8.7 Riferimenti bibliografici

- Bommer, J.J., Mendis R. (2005). Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34:145–165.
- Burdasso, R. A., Singh, M. P. (1987). Multiply supported secondary systems part II: seismic inputs, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, pp.73-90.
- CEN (2003). EC8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee For Standardization, Brussels.
- Curti, E. (2007). Vulnerabilità sismica delle torri campanarie: modelli meccanici e macrosismici, Tesi di dottorato, Università di Genova.
- Dogliani, F., Moretti, A. & Petrini, V. (1994). Le chiese e il terremoto. Trieste: Edizioni LINT (in Italian).
- Doherty, K.T., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson, J. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earth. Eng. and Struct. Dyn.* 2002;31(4). pp. 833–50.
- D.P.C.M. 23 febbraio 2006, Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio culturale, G.U. n. 55 del 07/03/2006.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earth. Spectra*. 16(3): 573-592.
- Gasparini, D. and Vanmarke E. H. (1976), Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra, M.I.T., Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Order No. 527.
- Giuffrè, A., Safety and preservation of historical centres: the Ortigia case, Ed. Laterza, Bari, 1993 (in Italian).
- Housner, G.W. (1963). The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bullettin of the Seismological Society of America*, 17, pp.40-417.
- Iervolino, I., Cornell, C.A. (2005). Record selection for non linear seismic analysis of structures, *Earthquake Spectra*, 21(3), pp. 685-713.
- OPCM, no. 3431, 3 May 2005. Official Bulletin no. 107, 10 May 2005 (in Italian).
- Singh, M. P. (1975). Generation of seismic floor spectra, *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 101, EM5, 593-607.

8.8 Pubblicazioni (risultato diretto del progetto)

- Resemini, S., Lagomarsino, S., Giovinazzi, S. 2006. Damping factors and equivalent SDOF definition in the performance-based assessment of monumental masonry structures, Proc. of 1st European Conf. on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.
- Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., Resemini, S. 2006. Displacement capacity of ancient structures through non-linear kinematic and dynamic analyses. Proc. of Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006.
- Curti, E., Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., Resemini, S. 2007. Analisi non lineari di meccanismi locali di danno in strutture monumentali, XII Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Pisa 10-14 giugno 2007 (accettato).