



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE
DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA
XXIII Ciclo

**ANALISI NUMERICA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE
IN SITUAZIONI GEOTECNICHE COMPLESSE**

Antonio Ferraro

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Coordinatore del Dottorato:
Prof. Ing. Michele Maugeri

Tutor:
Prof. Ing. Michele Maugeri

Catania, Dicembre 2010

ai miei Genitori

SOMMARIO

INTRODUZIONE	1
Capitolo 1 MODELLI ANALITICI PER LO STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	3
1.1 Generalità	3
1.2 Analisi monodimensionale della risposta sismica locale.....	3
1.2.1 Analisi lineare.....	4
1.2.2 Modello lineare equivalente	32
1.2.3 Modello completamente non lineare	34
Capitolo 2 STUDI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN SITUAZIONI GEOTECNICHE COMPLESSE.....	40
2.1 Generalità	40
2.2 Gli effetti di sito.....	43
2.3 Effetti stratigrafici.....	46
2.3.1 Schemi monodimensionali.....	50
2.4 Effetti topografici	58
2.4.1 Schema di pendio di altezza finita	61
2.4.2 Schema di rupe.....	77

2.5	Effetti di bordo	93
2.6	Fattore di aggravio topografico (TAF)	119

Capitolo 3 STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DELLA COLLINA DI

MONTE PO (CT)..... 124

3.1	Introduzione	124
3.2	Inquadramento territoriale dell'area	125
3.3	Successione stratigrafica	127
3.4	Lineamenti idrogeologici	129
3.5	Caratterizzazione geotecnica del terreno	130
3.6	Profilo stratigrafico e scelta dei parametri geotecnici di riferimento	158
3.7	Sismicità di riferimento.....	163
3.8	Analisi di Risposta Sismica Locale 1-D	169
3.9	Analisi di Risposta Sismica Locale 2-D utilizzando i codici di calcolo Quad4M e Quake/W	196

Capitolo 4 STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DI SAN GIULIANO

DI PUGLIA (CB) 210

4.1	Introduzione	210
4.2	Sismicità storica del Molise	211
4.3	Inquadramento territoriale dell'area	220
4.4	Modelli geologici proposti.	222
4.5	Analisi delle stratigrafie dei sondaggi.....	226

4.6	Caratterizzazione della formazione argillosa da prove DH, DPT, CPT ed SDMT.	237	
4.7	Caratterizzazione da prove di laboratorio.	253	
4.8	Input sismici.	263	
4.9	Analisi comparative di risposta sismica locale 1-D con il solo codice di calcolo EERA, per differenti profili di V_S , con l'accelerogramma sintetico hic31Bn.	267	
4.10	Analisi della risposta sismica locale 1-D con i codici di calcolo GEODIN, EERA, QUAKE/W e QUAD4M, con gli accelerogramma sintetici "INOGS".	272	
4.11	Analisi della risposta sismica locale 2-D con il codice di calcolo QUAD4M.	301	
4.12	Confronto con le elaborazioni 1D – 2D dei risultati.....	311	
Capitolo 5 STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DI UN SITO			
UBICATO NELLA VALLE DELL'ATERNO, INTERESSATO DAL			
TERREMOTO DI L'AQUILA DEL 6 APRILE 2009			312
5.1	Introduzione	312	
5.2	Registrazioni accelerometriche del terremoto del 6 Aprile 2009.	316	
5.3	Proprietà dinamiche del terreno con riferimento ai siti AQG ed AQV.	325	
5.4	Analisi di deconvoluzione per la stazione AQV.	326	
5.5	Valutazione degli effetti di sito nella stazione AQV.	326	
5.6	Considerazioni finali.	339	
CONCLUSIONI			341
BIBLIOGRAFIA			344

INTRODUZIONE

L'amplificazione dell'azione sismica, dovuta ad eterogeneità stratigrafiche ed a fattori topografici, costituisce un elemento di grande importanza per la valutazione della risposta sismica locale, soprattutto per il territorio Italiano, caratterizzato da eterogeneità verticali e laterali dei terreni, con contrasti di velocità delle onde di taglio in alcuni casi rilevanti.

I fattori di amplificazione sismica locale dovuti alla variazione stratigrafica dei terreni ed a fattori topografici, sono forniti dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni, emanata a Gennaio del 2008; tuttavia i fattori suggeriti dalla stessa, si riferiscono a situazioni "medie" di carattere generale, che spesso non si riscontrano in situazioni particolari. Di conseguenza, nel lavoro di tesi, dopo una visione generale dei modelli analitici per lo studio della risposta sismica, vengono approfonditi i modelli riguardanti situazioni geotecniche complesse.

Successivamente viene valutata la risposta sismica locale in alcuni casi reali, che riguardano: la collina di Montepo, nel centro abitato di Catania, interessata dal , $M_I=5.2$, che ha causato 12 morti nel centro abitato di Carlentini (SR); il centro urbano di San Giuliano di Puglia (CB), interessato dal Terremoto del Molise del 31-10-2002, $M_I=5.4$, che ha causato la morte di 27 bambini ed un'insegnante, per il crollo della scuola elementare "F.Jovine"; un sito della Valle dell'Aterno, interessato dal Terremoto dell'Abruzzo del 6-04-2009, $M_I=5.8$, che ha causato 308 morti nella città di L'Aquila, nei centri abitati vicini ed in particolare nel centro abitato di Onna, dove l'intensità è stata $MCS=X$.

Per ciascuno di questi siti viene presentato un inquadramento generale territoriale dell'area, le successioni stratigrafiche dei terreni, la caratterizzazione geotecnica, con particolare riferimento ai parametri dinamici. Definita la sismicità di riferimento dell'area prescelta, viene eseguita per ogni sito l'analisi di risposta sismica locale, 1-D e/o 2-D, con almeno due differenti codici di calcolo in modo da confrontare criticamente i risultati acquisiti.

Sono stati utilizzati i codici di calcolo GEODIN, EERA, QUAD4M, in campo monodimensionale, QUAD4M e QUAKE/W in campo bidimensionale. Per la valutazione della risposta sismica in ognuna delle località, sono stati confrontati i risultati ottenuti con almeno due

codici di calcolo. In particolare, per la valutazione della risposta sismica locale della collina di Montepo sono stati confrontati i risultati ottenuti con i codici EERA, QUAD4M e QUAKE/W. In tutti i siti, sono state eseguite prove sui terreni, in situ ed in laboratorio, in campo statico e dinamico, per la determinazione dei parametri geotecnici da inserire nei codici di calcolo utilizzati. In particolare, per il sito di Catania sono state eseguite prove in situ DH, CH ed SDMT, e prove di laboratorio RCT e CLTST; nel sito di San Giuliano di Puglia (CB) sono state eseguite prove in situ DH ed SDMT e prove di laboratorio RCT e CLTST (eseguite presso il Laboratorio di Geotecnica del Politecnico di Torino); nel sito della Valle dell'Aterno, sono state eseguite prove in situ DH ed SDMT e di laboratorio RCT, quest'ultime eseguite presso i laboratori universitari di geotecnica di Napoli, Roma, Firenze, Torino e Catania.

Infine, nel sito della Valle dell'Aterno, i risultati della risposta sismica locale ottenuta con il codice 1-D EERA, sono stati confrontati con le registrazioni accelerometriche effettuate nella stazione AQV e AQG.

I risultati ottenuti sono riportati nei capitoli seguenti.

Capitolo 1 **MODELLI ANALITICI PER LO STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE**

1.1 Generalità

Condurre uno studio di risposta sismica locale consente di valutare qualitativamente e quantitativamente il moto sismico sulla superficie di un deposito, determinando la distribuzione e gli effetti delle tensioni e delle deformazioni indotte dal sisma. Mediante lo studio e la conoscenza delle proprietà dinamiche del terreno e delle caratteristiche del moto sismico (elementi essenziali per condurre uno studio di risposta sismica locale), è possibile infatti osservare come un dato segnale sismico si modifichi attraversando gli strati in cui esso stesso si propaga.

Nonostante la scienza e la tecnica negli ultimi decenni siano progredite in notevole misura, tuttavia sussistono ancora alcune incertezze riguardanti l'aliquota di energia trasmessa dal punto di rottura al sito interessato. A tali incertezze si associano inoltre le complessità dovute alla natura e alla geometria dei meccanismi di generazione e propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo.

1.2 Analisi monodimensionale della risposta sismica locale

Al momento dell'innesco di un movimento di faglia, nella formazione rocciosa di base iniziano a propagarsi differenti tipologie di onde sismiche. Esse, prima di giungere in corrispondenza del sito di riferimento, percorrono differenti unità geologiche, subendo fenomeni di riflessione e rifrazione. I fenomeni di rifrazione che si innescano al passaggio di un'onda sismica dalla formazione rocciosa di base ai terreni più superficiali, producono un avvicinamento della direzione di propagazione dell'onda stessa alla normale all'interfaccia che separa i due mezzi; nel caso di depositi con rigidità crescente con la profondità ciò comporta che in corrispondenza dei depositi superficiali, la direzione di propagazione delle onde sismiche può essere assunta verticale (Figura 1.1).

Gli strati di terreno da considerare in un'analisi di risposta sismica monodimensionale, devono essere infinitamente estesi nella direzione orizzontale. A tale ipotesi si associa quella di assumere che tutte le interfacce tra gli strati costituenti il deposito siano orizzontali e che la risposta del

terreno sia determinata principalmente dalla propagazione verticale di onde di taglio polarizzate lungo un piano orizzontale (onde SH).

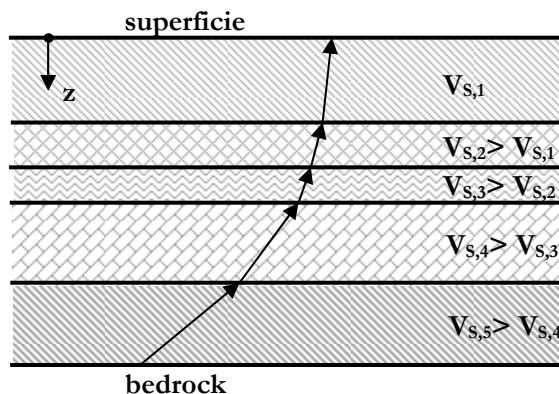


Figura 1.1 – Meccanismo di propagazione delle onde sismiche all'interno di un terreno stratificato caratterizzato dall'aver rigidità crescente con la profondità

1.2.1 Analisi lineare

L'utilizzo delle funzioni di trasferimento consente di condurre una soddisfacente valutazione della risposta sismica locale, tuttavia condizione necessaria per l'utilizzo delle stesse è la validità del principio di sovrapposizione degli effetti. Da ciò ne consegue che si opererà nel campo dei sistemi a comportamento lineare; quest'ultimo aspetto riveste un'importanza particolare, dal momento che il comportamento del terreno può essere opportunamente approssimato utilizzando una modellazione di tipo lineare-equivalente.

Avvalendosi dello sviluppo in serie di Fourier, in particolare della procedura FFT (Fast Fourier Transform), è possibile rappresentare un segnale sismico complesso. Per determinare lo spettro di Fourier relativo al moto sismico in superficie, si opera infatti determinando la FFT per il segnale di input al bedrock e moltiplicandone, successivamente, lo spettro di Fourier per la funzione di trasferimento del sistema terreno considerato.

Volendo dunque esprimere la risposta sismica in superficie nel dominio del tempo, è sufficiente utilizzare la procedura IFFT (Inverse Fourier Transform); a ciascuna frequenza verranno infatti applicate delle amplificazioni o deamplificazioni tramite la funzione di trasferimento.

Ne consegue dunque l'importanza fondamentale rivestita dalla funzione di trasferimento e dalla sua valutazione. Si riportano adesso alcune soluzioni teoriche relative a differenti modelli geotecnici di sottosuolo.

1.2.1.1 Deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base rigida

Consideriamo inizialmente (Figura 1.2) il caso di uno strato di terreno omogeneo ed isotropo, dal comportamento elastico-lineare posto sopra uno strato di terreno infinitamente rigido (bedrock).

Consideriamo adesso un'eccitazione del bedrock armonica ed orizzontale; essa si propagerà verticalmente, attraverso il deposito considerato, producendo delle onde di taglio regolate, nel campo monodimensionale, dalla seguente equazione:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.1)$$

dove V_s rappresenta la velocità di propagazione delle onde di taglio.

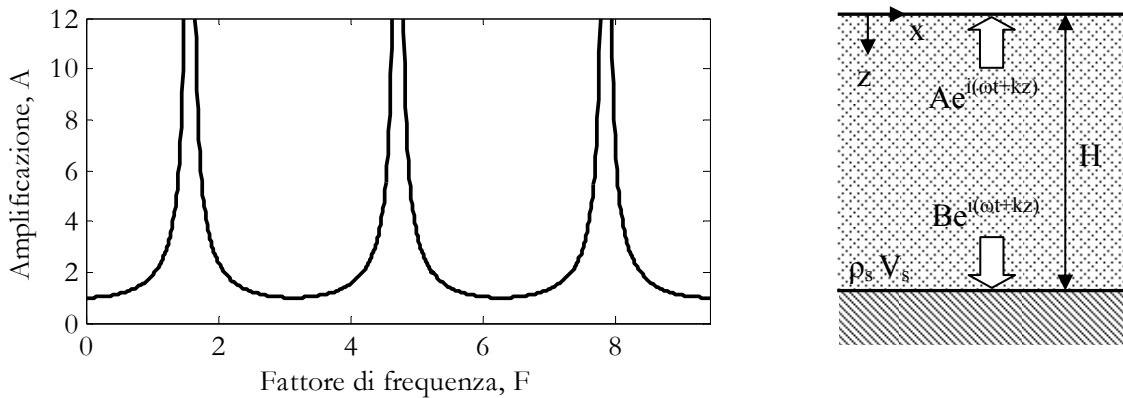


Figura 1.2 – Andamento della funzione di amplificazione bedrock-superficie e corrispondente schema di riferimento (deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base rigida)

Utilizzando la notazione complessa (equazione 1.2), è possibile esprimere sinteticamente, in termini di spostamenti orizzontali, la soluzione dell'equazione differenziale appena citata.

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (1.2)$$

A e B rappresentano le ampiezze d'onda che si propagano rispettivamente nel verso positivo e negativo dell'ascissa z che descrive la profondità dalla superficie del deposito (Figura 1.2), ω rappresenta la frequenza circolare dell'input sismico e k il numero d'onda ($k = \omega/V_s$). Per $z=0$, cioè in superficie, le tensioni di taglio si annullano, e quindi anche le deformazioni di taglio (equazione 1.3).

$$\tau(0,t)=G\gamma(0,t)=G\frac{\partial u(0,t)}{\partial z}=0 \quad (1.3)$$

effettuando la sostituzione dell'equazione (1.2) nella (1.3) e derivando si ottiene la (1.4):

$$Gik(A-B)e^{i\omega t}=0 \quad (1.4)$$

la soluzione, ottenuta per $A=B$, può essere quindi espressa come segue:

$$u(z,t)=2A\frac{e^{ikz}+e^{-ikz}}{2}e^{i\omega t}=2Ae^{i\omega t}\cos kz \quad (1.5)$$

Tale equazione descrive un'onda stazionaria la cui ampiezza è pari a $2A\cos kz$, e può essere usata per definire la funzione di trasferimento come rapporto tra l'ampiezza massima degli spostamenti in due punti qualsiasi del deposito.

In virtù di quanto appena detto, la funzione di trasferimento tra la superficie e il bedrock si può esprimere come:

$$F(\omega)=\frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(H,t)}=\frac{2Ae^{i\omega t}}{2Ae^{i\omega t}\cos kH}=\frac{1}{\cos kH} \quad (1.6)$$

Definiamo “funzione di amplificazione” il modulo della funzione di trasferimento (equazione 1.7) e “fattore di frequenza” il termine adimensionale $F=kH$.

$$A(\omega)=\sqrt{\{\text{Re}[F(\omega)]\}^2+\{\text{Im}[F(\omega)]\}^2}=\frac{1}{|\cos kH|}=\frac{1}{|\cos F|} \quad (1.7)$$

L'amplificazione cresce al diminuire del denominatore della (1.7) ed è massima quando tale denominatore assume valore zero; in tal caso le amplificazioni tendono all'infinito. Quanto appena detto descrive il fenomeno della risonanza e le relative frequenze prendono il nome di “frequenze naturali di vibrazione del sistema”. Esse sono in numero infinito (proprio come i gradi di libertà del sistema) ed equispaziate, essendo la funzione di amplificazione periodica. Le (1.8), (1.9) e (1.10) descrivono rispettivamente le frequenze naturali circolari e cicliche del sistema e i corrispondenti valori dei periodi naturali.

$$\omega_n = \frac{V_S}{H} F_n = \frac{V_S}{H} (2n-1) \frac{\pi}{2} \quad (1.8)$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{V_S}{4H} (2n-1) \quad (1.9)$$

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{4H}{V_S(2n-1)} \quad (1.10)$$

L'analisi dell'equazione (1.5), mostra che la distribuzione degli spostamenti è esprimibile in forma adimensionale dividendo la $u(z,t)$ per il suo valore massimo in superficie. È così possibile associare ad ogni frequenza naturale del sistema una “forma modale” $U_n(z)$ (equazione 1.11).

$$U_n(z) = \cos(kz) = \cos \left[(2n-1) \frac{\pi z}{2H} \right] \quad (1.11)$$

Le forme modali $U_n(z)$ sono plottate in Figura 1.3 per i primi quattro modi di vibrazione del sistema in funzione della profondità adimensionale z/H .

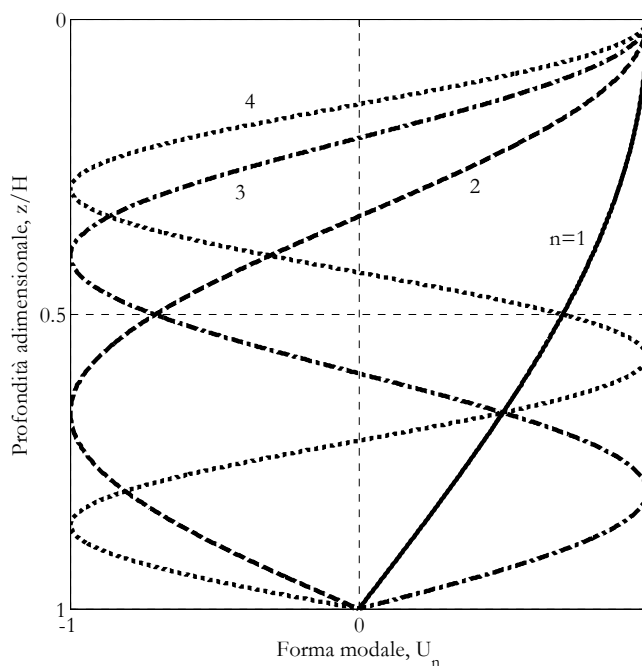


Figura 1.3 – Forme modali relative alle prime quattro frequenze naturali di un deposito omogeneo a comportamento elastico lineare

Nonostante la notevole semplicità del caso appena esaminato, emerge una importantissima considerazione relativa al nesso tra input ed output nello studio della Risposta Sismica Locale, essa, infatti, è altamente amplificazione, dipendono sia dalle caratteristiche geometriche (altezza H) che dalle proprietà meccaniche (velocità delle onde di taglio) del deposito.

1.2.1.2 Deposito omogeneo a comportamento visco-elastico lineare poggiate su base rigida

Il caso visto di deposito omogeneo a comportamento elastico su base rigida, poiché non prevede alcun elemento dissipativo nel terreno, fa scaturire dei fenomeni di amplificazione fisicamente non realistici. È invece possibile condurre un'analisi più realistica introducendo la presenza dello smorzamento, modellabile secondo la teoria di Kelvin-Voigt, la cui equazione d'equilibrio dinamico è la seguente:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1.12)$$

la cui soluzione può essere espressa come segue:

$$u(z,t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (1.13)$$

dove k^* rappresenta il numero d'onda complesso con parte reale pari a k_1 e parte immaginaria pari a k_2 . Anche in questo caso (così come per il deposito omogeneo a comportamento elastico su base rigida), è possibile ricavare la funzione di trasferimento relativa al deposito (equazione 1.14).

$$F_1(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / V_S^*)} = \frac{1}{\cos F^*} \quad (1.14)$$

Per piccoli valori del fattore di smorzamento, la velocità delle onde di taglio complessa può essere espressa nel seguente modo:

$$V_S^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+2i\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}} (1+i\xi) = V_S (1+i\xi) \quad (1.15)$$

Stesso procedimento può essere ripetuto per il numero d'onda complesso (equazione 1.16).

$$k^* = \frac{\omega}{V_S^*} \approx \frac{\omega}{V_S (1+i\xi)} \approx \frac{\omega}{V_S} (1-i\xi) = k(1-i\xi) \quad (1.16)$$

A questo punto è possibile riscrivere la funzione di trasferimento come:

$$F_1(\omega) \approx \frac{1}{\cos[k(1-i\xi)H]} = \frac{1}{\cos[\omega H/V_s (1+i\xi)]} = \frac{1}{\cos[F(1+i\xi)]} \quad (1.17)$$

La funzione di amplificazione si ottiene ancora come modulo della funzione di trasferimento; utilizzando la seguente identità:

$$|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y} \quad (1.18)$$

la funzione di amplificazione può essere espressa nella forma:

$$A_1(\omega) \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + \sinh^2 \xi kH}} \quad (1.19)$$

Supponendo piccoli valori del coefficiente di smorzamento, è possibile semplificare ulteriormente la funzione di amplificazione ottenendo:

$$A_1(\omega) \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \omega H/V_s + (\xi \omega H/V_s)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 F + (\xi F)^2}} \quad (1.20)$$

La Figura 1.4 mostra l'andamento dell'equazione (1.20) al variare del fattore di smorzamento.

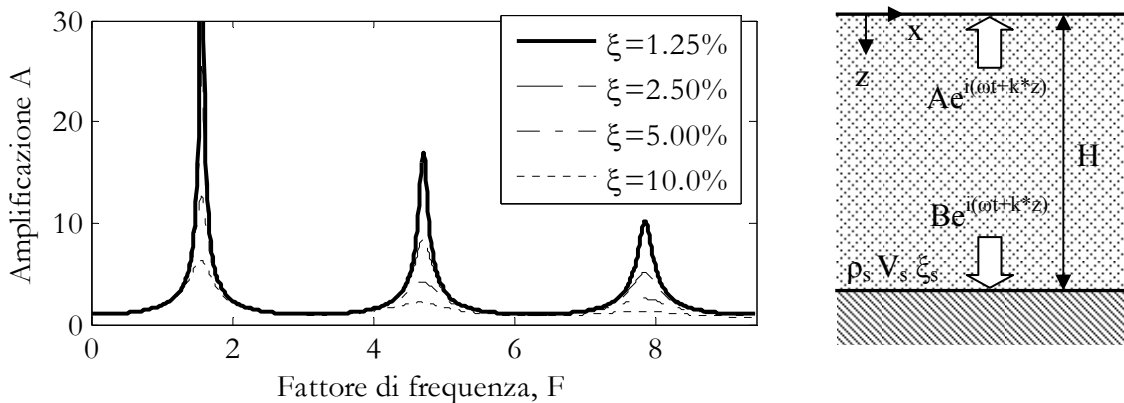


Figura 1.4 – Andamento della funzione di amplificazione bedrock-superficie, al variare del coefficiente di smorzamento del terreno e corrispondente schema di riferimento (deposito omogeneo a comportamento visco-elastico lineare poggiante su base rigida)

Quando il fattore di smorzamento assume valori diversi da zero, la funzione di amplificazione cessa di essere periodica e assume dei valori massimi finiti; annullando la derivata di $A_I(\omega)$ è possibile osservare che i valori di frequenza in corrispondenza dei quali la funzione di amplificazione attinge i valori massimi, risultano praticamente invariati rispetto al caso di strato elastico lineare. Sostituendo quindi l'equazione (1.8) nell'equazione (1.20) è possibile derivare i valori massimi che la funzione di amplificazione assume in corrispondenza delle frequenze naturali del sistema (equazione 1.20).

$$A_{1,\max}(\omega) \approx \frac{2}{(2n-1)\pi\xi} \quad (1.21)$$

La (1.21) mostra che i massimi fattori di amplificazione sono decrescenti con l'ordine n del modo di vibrare dello strato; pertanto i picchi in corrispondenza delle condizioni di risonanza tendono a ridursi all'aumentare del fattore di frequenza, tale riduzione è tanto più marcata quanto maggiore è il fattore di smorzamento. Occorre inoltre sottolineare che per elevati valori di smorzamento, in corrispondenza delle alte frequenze, è possibile rilevare dei fenomeni di demagnificazione del moto sismico.

Anche in questo caso è possibile diagrammare le forme modali del sistema.

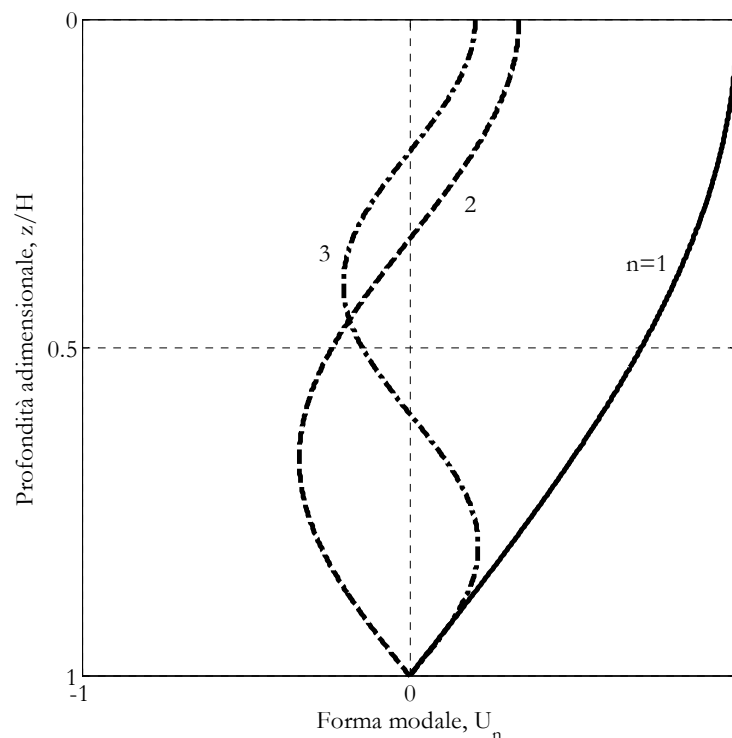


Figura 1.5 – Forme modali relative alle prime tre frequenze naturali di uno strato di deposito omogeneo a comportamento visco-elastico lineare poggianti su base rigida; gli spostamenti

orizzontali sono stati normalizzati rispetto allo spostamento massimo in superficie con riferimento alla prima frequenza naturale; il grafico di riferisce ad un coefficiente di smorzamento del 5%

La Figura 1.5 mostra l'andamento delle prime tre forme modali del sistema, adimensionalizzate rispetto al massimo valore dello spostamento orizzontale relativo al primo modo di vibrazione, per il caso $\xi=5\%$.

1.2.1.3 Deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base deformabile

Nei casi di deposito poggiante su base rigida, le onde sismiche vengono completamente riflesse dal substrato roccioso; l'energia associata alla propagazione delle onde rimane così confinata all'interno del deposito di terreno.

Ipotizzando invece una base deformabile, le onde sismiche verranno in parte riflesse e in parte trasmesse dalla substrato di base. Una certa aliquota di energia pertanto abbandonerà il deposito, secondo una dissipazione che prende il nome di "smorzamento geometrico" o "radiazione". La presenza di un certo contrasto di impedenza tra terreno e bedrock consente di valutare una funzione di amplificazione fisicamente più corretta.

Per un deposito di terreno omogeneo poggiante su una formazione rocciosa di base di spessore indefinito, è possibile valutare due differenti funzioni di trasferimento e di amplificazione; la prima definita come rapporto tra ampiezza dello spostamento in corrispondenza della superficie del terreno e ampiezza dello spostamento all'interfaccia terreno-bedrock; la seconda definita invece come rapporto tra ampiezza dello spostamento in corrispondenza della superficie del terreno e ampiezza dello spostamento in corrispondenza della roccia affiorante.

La Figura 1.6 mostra chiaramente il fenomeno di propagazione delle onde sismiche.

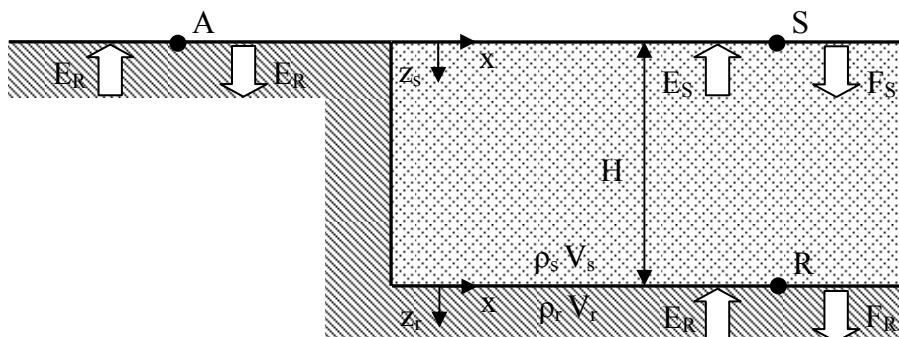


Figura 1.6 – Meccanismo di propagazione delle onde sismiche in un deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base deformabile

E_R rappresenta l'ampiezza di un'onda armonica di una certa frequenza, avente direzione di propagazione verticale. L'onda sismica è tale da venire riflessa completamente in prossimità dell'affioramento roccioso (punto A), con un'ampiezza pari a quella incidente; lo spostamento che interessa l'affioramento roccioso avrà una ampiezza pari a $2E_R$. In corrispondenza della superficie del terreno (punto S) viene indicata con E_S l'ampiezza dell'onda incidente e con F_S quella dell'onda riflessa. All'interfaccia terreno-bedrock (punto R), a causa della presenza del deposito di terreno, l'ampiezza dell'onda riflessa F_R differirà dall'ampiezza E_R dell'onda incidente. Lungo la direzione di propagazione dell'onda sismica, vengono assunti due diversi sistemi di riferimento; il primo z_s con origine in corrispondenza della superficie del terreno e il secondo z_r con origine all'interfaccia terreno roccia.

Gli spostamenti dovuti alla propagazione verticale delle onde, sono espressi dalle equazioni (1.22) e (1.23), rispettivamente per il terreno e il bedrock:

$$u_s(z,t) = E_S e^{i(\omega t + k_S z_S)} + F_S e^{i(\omega t - k_S z_S)} \quad (1.22)$$

$$u_r(z,t) = E_R e^{i(\omega t + k_r z_r)} + F_R e^{i(\omega t - k_r z_r)} \quad (1.23)$$

dove k_s e k_r rappresentano i numeri d'onda rispettivamente del terreno e della formazione rocciosa di base (equazioni 1.24 e 1.25).

$$k_s = \frac{\omega}{V_s} = \omega \sqrt{\frac{\rho_s}{G_s}} \quad (1.24)$$

$$k_r = \frac{\omega}{V_r} = \omega \sqrt{\frac{\rho_r}{G_r}} \quad (1.25)$$

Alle precedenti occorre aggiungere altre tre equazioni che esprimono l'assenza di sforzo di taglio sulla superficie libera del terreno ($z_s=0$) e la continuità delle tensioni di taglio e degli spostamenti in corrispondenza dell'interfaccia roccia terreno (equazioni 1.26, 1.27 e 1.28).

$$\left(\frac{\partial u_s}{\partial z_s} \right)_{z_s=0} = 0 \quad (1.26)$$

$$u_S(H,t)=u_r(0,t) \quad (1.27)$$

$$\left(G_S \frac{\partial u_S}{\partial z_S}\right)_{z_S=H} = \left(G_r \frac{\partial u_r}{\partial z_r}\right)_{z_r=H} \quad (1.28)$$

dalla (1.26) si ricava $E_S=F_S$, pertanto è possibile esprimere lo spostamento del terreno in superficie come:

$$u_S(x,t)=2E_S e^{i\omega t} \quad (1.29)$$

dalle (1.27) e (1.28) risulta inoltre:

$$E_S(e^{iksH}+e^{-iksH})=E_R+F_R \quad (1.30)$$

$$iG_S k_S E_S(e^{iksH}+e^{-iksH})=iG_r k_r (E_R+F_R) \quad (1.31)$$

Combinando la (1.30) con la (1.31) si possono esprimere E_R ed F_R in funzione dell'ampiezza d'onda E_S .

$$E_R = \frac{1}{2} E_S [e^{iksH}(1+\mu) + e^{-iksH}(1-\mu)] \quad (1.32)$$

$$F_R = \frac{1}{2} E_S [e^{iksH}(1-\mu) + e^{-iksH}(1+\mu)] \quad (1.33)$$

dove μ è definito “rapporto di impedenza” ed è pari a:

$$\mu = \frac{k_S G_S}{k_r G_r} = \frac{\rho_S V_S}{\rho_r V_r} \quad (1.34)$$

A questo punto lo spostamento all'interfaccia terreno bedrock può essere espresso secondo l'equazione (1.35).

$$u_r(z,t)=(E_R+F_R)e^{i\omega t}=E_S(e^{iksH}+e^{-iksH})e^{i\omega t} \quad (1.35)$$

Note le leggi di spostamento è possibile determinare le funzioni di trasferimento (equazioni 1.36 e 1.37).

$$F_{SR}(\omega) = \frac{u_S(0,t)}{u_r(0,t)} = \frac{2}{e^{ik_S H} + e^{-ik_S H}} = \frac{1}{\cos(k_S H)} \quad (1.36)$$

$$F_{SA}(\omega) = \frac{u_S(0,t)}{u_a(t)} = \frac{2E_S}{2E_R} = \frac{2}{e^{ik_S H}(1+\mu) + e^{-ik_S H}(1-\mu)} = \frac{1}{\cos(k_S H) + i\mu \sin(k_S H)} \quad (1.37)$$

La (1.36) rappresenta la funzione di trasferimento tra la superficie del deposito e l'interfaccia terreno-bedrock; si nota che tale funzione coincide con quella ottenuta nell'ipotesi di substrato infinitamente rigido e pertanto essa dipende soltanto dalle proprietà meccaniche del deposito.

La (1.37) rappresenta invece la funzione di trasferimento tra la superficie del terreno e l'affioramento roccioso; questa funzione, a differenza della precedente, dipende sia dalle proprietà del terreno che da quelle del substrato.

I moduli delle funzioni di trasferimento rappresentano le funzioni di amplificazione (equazioni 1.38 e 1.39).

$$A_{SR}(\omega) = \frac{1}{|\cos(k_S H)|} = \frac{1}{|\cos F|} \quad (1.38)$$

$$A_{SA}(\omega) = \frac{1}{|\cos(k_S H) + i\mu \sin(k_S H)|} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_S H) + \mu^2 \sin^2(k_S H)}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(F) + \mu^2 \sin^2(F)}} \quad (1.39)$$

La Figura 1.7 mostra l'andamento della funzione di amplificazione $A_{SA}(\omega)$ in funzione del fattore di frequenza F e per diversi valori del rapporto di impedenza roccia-terreno; per confronto viene anche illustrato il caso particolare di substrato infinitamente rigido che si ottiene come caso particolare della (1.39) per $1/\mu = \infty$ e che rappresenta contemporaneamente la funzione di amplificazione tra superficie e bedrock per il caso di substrato deformabile.

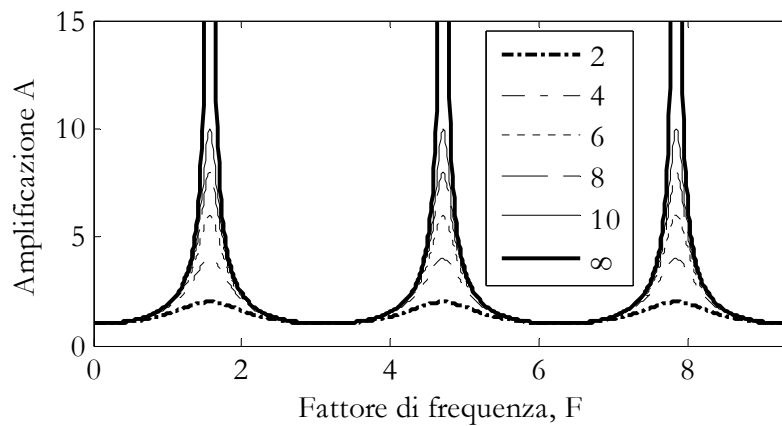


Figura 1.7 – Funzione di amplificazione tra superficie e roccia affiorante per il caso di un deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base deformabile al variare del rapporto $1/\mu$

Le funzioni di amplificazione sono entrambe periodiche; le frequenze in corrispondenza delle quali si riscontrano i massimi valori di amplificazione risultano invariati rispetto al caso di deposito a comportamento elastico lineare omogeneo poggiante su base rigida. Posto dunque un valore del rapporto di impedenza μ , i massimi della funzione di amplificazione tra superficie del terreno e bedrock risultano pari a $1/\mu$.

1.2.1.4 Deposito omogeneo a comportamento visco elastico lineare poggiante su base deformabile

I tre casi precedentemente affrontati possono essere generalizzati attraverso lo studio del deposito omogeneo a comportamento visco-elastico lineare poggiante su una formazione di base deformabile. Con riferimento dunque a quanto esposto nella trattazione analitica del paragrafo 1.2.1.3, vengono introdotte le seguenti entità: moduli di taglio complessi (1.40) e (1.41), numeri d'onda complessi (1.42) e (1.43), velocità delle onde di taglio complesse (1.44) e (1.45) e rapporto di impedenza complesso (1.46).

$$G_S^* = G_S(1 + 2i\xi_S) \quad (1.40)$$

$$G_R^* = G_R(1 + 2i\xi_R) \quad (1.41)$$

$$k_S^* = k_S(1 - i\xi_S) \quad (1.42)$$

$$k_R^* = k_R(1 - i\xi_R) \quad (1.43)$$

$$V_S^* = V_S(1 + i\xi_S) \quad (1.44)$$

$$V_r^* = V_r(1 + i\xi_r) \quad (1.45)$$

$$\mu^* = \frac{G_S k_S^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_S V_S^*}{\rho_r V_r^*} = \mu \frac{(1 - i\xi_S)}{(1 - i\xi_r)} \quad (1.46)$$

E' importante osservare che quando sia il bedrock che il terreno sono caratterizzati dallo stesso valore del coefficiente di smorzamento, la parte immaginaria del rapporto di impedenza complesso si annulla e la sua parte reale vale proprio μ . Anche in questo caso è possibile definire le funzioni di trasferimento F_{SA} e F_{SR} (equazioni 1.47 e 1.48).

$$F_{SR}(\omega) = \frac{1}{\cos(k_S^* H)} = \frac{1}{\cos(F^*)} \quad (1.47)$$

$$F_{SA}(\omega) = \frac{1}{\cos(k_S^* H) + i\mu^* \sin(k_S^* H)} = \frac{1}{\cos(F^*) + i\mu^* \sin(F^*)} \quad (1.48)$$

È possibile definire il modulo della funzione di trasferimento tra la superficie del terreno e il bedrock, e la relativa funzione di amplificazione può essere espressa in forma semplificata analogamente al caso di deposito visco-elastico lineare poggiate su base rigida (1.20).

Non risulta invece possibile definire in modo semplificato il modulo della funzione di trasferimento tra la superficie del terreno e l'affioramento roccioso; è comunque possibile diagrammare tale funzione al variare dello smorzamento del bedrock o del terreno e dell'impedenza del sistema (Figura 1.8, Figura 1.9, Figura 1.10).

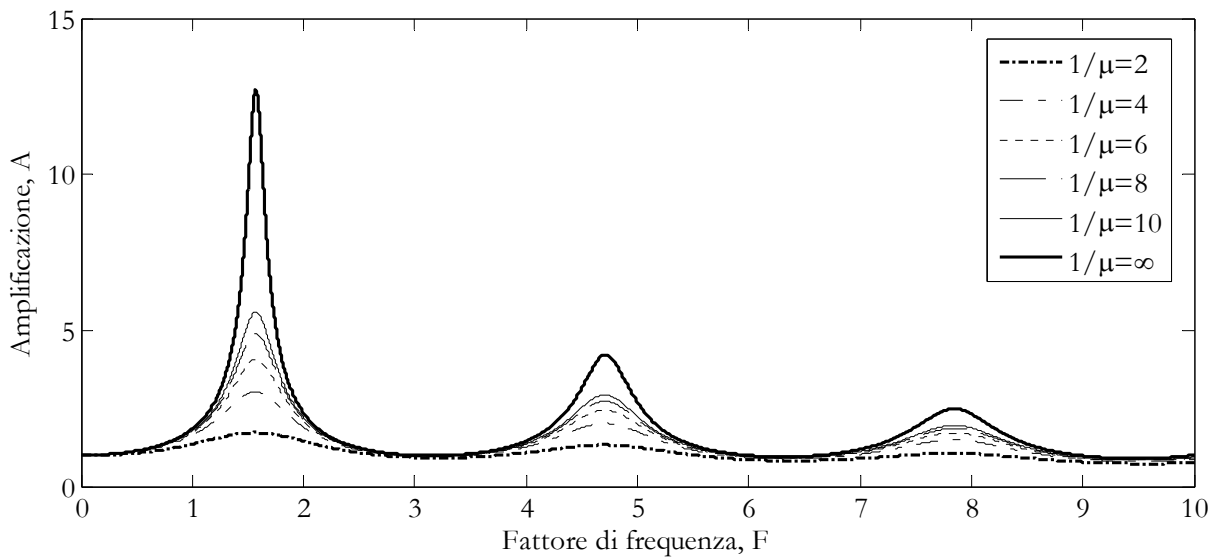


Figura 1.8 – Funzione di amplificazione superficie-roccia affiorante per il caso di deposito omogeneo a comportamento elastico lineare poggiante su base deformabile, al variare del rapporto $1/\mu$ ($\xi_s=5\%$ e $\xi_r=0\%$)

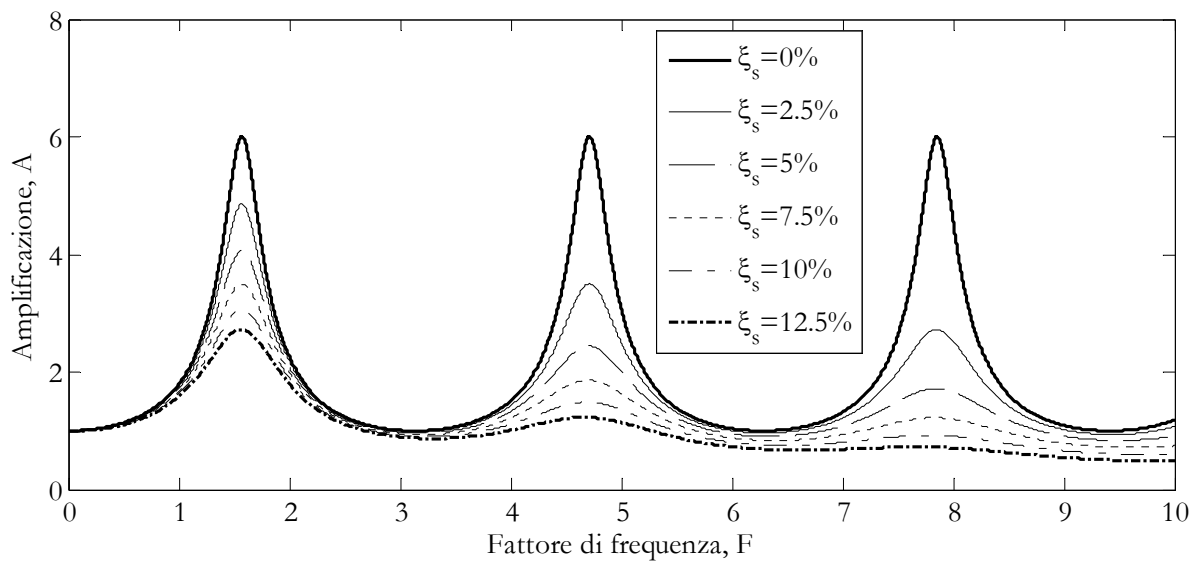


Figura 1.9 – Funzione di amplificazione superficie-roccia affiorante per il caso di deposito omogeneo a comportamento visco elastico lineare poggiante su base deformabile, al variare del coefficiente di smorzamento del deposito ($1/\mu=6$ e $\xi_r=0\%$)

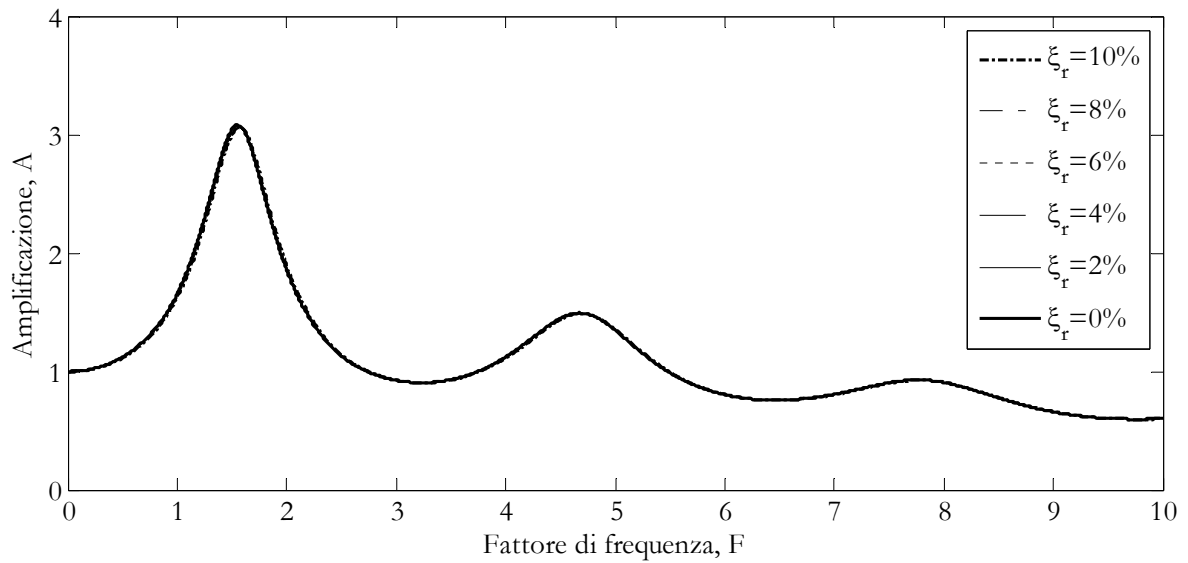


Figura 1.10 – Funzione di amplificazione tra superficie e roccia affiorante per il caso di deposito omogeneo a comportamento visco elastico lineare poggiante su base deformabile, al variare del coefficiente di smorzamento del bedrock ($1/\mu=6$ e $\xi_s=10\%$)

Tuttavia, nonostante non sia possibile esprimere in forma semplice la funzione di amplificazione superficie-affioramento, è possibile comunque valutarne analiticamente il valore di picco in corrispondenza delle frequenze naturali del sistema (equazione 1.49).

$$A_{SA,max}(\omega) \approx \frac{1}{\mu + \frac{(2n-1)\pi\xi_s}{2}} \quad (1.49)$$

Questa relazione evidenzia che i valori di picco della funzione di amplificazione in corrispondenza delle frequenze naturali del deposito, dipendono unicamente dal rapporto di impedenza e dal fattore di smorzamento del terreno. Il massimo assoluto di tale funzione si raggiunge in corrispondenza della prima frequenza naturale del sistema ($n=1$) e vale:

$$A_{SA,max}(\omega) \approx \frac{1}{\mu + \frac{\pi\xi_s}{2}} \quad (1.50)$$

L'andamento dell'equazione (1.50) è riportato in Figura 1.11, dove, come è possibile notare, viene diagrammata, al variare del coefficiente di smorzamento del terreno, l'amplificazione in funzione del rapporto di impedenza.

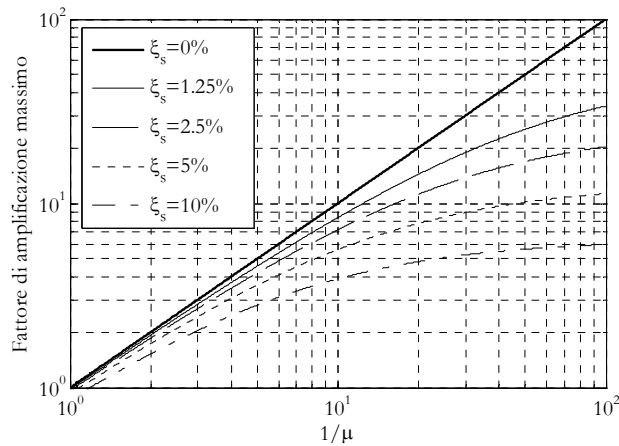


Figura 1.11 – Andamento del fattore di amplificazione massimo relativo alla prima frequenza naturale di uno strato di deposito omogeneo a comportamento visco elastico lineare poggiate su base deformabile, al variare del rapporto $1/\mu$ e per prefissati valori del coefficiente di smorzamento del terreno

In assenza di smorzamento interno del terreno, la funzione di amplificazione viene ricondotta alla (1.39), ed il massimo picco di amplificazione è proprio pari, ancora una volta, all'inverso del rapporto di impedenza.

1.2.1.5 Strato eterogeneo: trattazione del mezzo continuo

I modelli geotecnici finora trattati descrivono il fenomeno della risposta sismica locale per deposito omogeneo, caratterizzato quindi da valori di densità, rigidità e smorzamento costanti con la profondità; tuttavia in realtà, il deposito analizzato è da considerare eterogeneo. Pertanto analizzeremo adesso alcuni modelli che affrontano lo studio della risposta sismica locale nel caso di terreni eterogenei con rigidità variabile con la profondità e comportamento elastico lineare.

Un caso di terreno con densità costante e modulo di taglio variabile con la profondità secondo la legge espressa dall'equazione (1.51), è stato studiato da Gazetas (1982) e Vinale, Simonelli (1983)

$$G(z)=G_0 \left(1+\alpha \frac{z}{H}\right)^{2m} \quad (1.51)$$

In questo modello la velocità delle onde di taglio è assunta crescente con la profondità secondo la (1.52).

$$V(z)=V_0 \left(1+\alpha \frac{z}{H}\right)^m \quad (1.52)$$

Il grado di eterogeneità del deposito viene descritto dai parametri α ed m . Si definisce inoltre “rapporto di eterogeneità del terreno”, il rapporto tra la velocità delle onde di taglio al piano campagna e quella alla profondità $z=H$; tale rapporto risulta fortemente dipendente dai parametri α ed m . Per la trattazione matematica del problema è utile esprimere il parametro α in funzione del rapporto di eterogeneità V_H/V_0 (1.53), (1.54), (1.55).

$$\alpha = \frac{V_H}{V_0} - 1 \quad m=1 \quad (1.53)$$

$$\alpha = \left(\frac{V_H}{V_0}\right)^{3/2} - 1 \quad m=2/3 \quad (1.54)$$

$$\alpha = \left(\frac{V_H}{V_0}\right)^2 - 1 \quad m=1/2 \quad (1.55)$$

Lo studio di Vinale e Simonelli (1983) espone le soluzioni analitiche del problema in termini di frequenze e forme modali di oscillazione del sistema, con riferimento ai casi $m=1$, $m=2/3$ ed $m=1/2$. Per ciascun caso, prima di determinare le frequenze del sistema, è necessario risolvere iterativamente le seguenti equazioni:

$$S_n \ln(1+\alpha) + \arctan(2S_n) = n\pi \quad m=1 \quad (1.56)$$

$$S_n (\sqrt[3]{1+\alpha} - 1) + \arctan(S_n) = n\pi \quad m=2/3 \quad (1.57)$$

$$J_0(S_n) Y_1\left(\frac{S_n}{\sqrt{1+\alpha}}\right) = J_1\left(\frac{S_n}{\sqrt{1+\alpha}}\right) Y_0(S_n) \quad m=1/2 \quad (1.58)$$

Con J vengono indicate le funzioni di Bessel del primo tipo di ordine 0 e 1 , mentre con Y vengono indicate le funzioni di Bessel del secondo tipo di ordine 0 e 1 . Posto n il numero d'ordine del modo di vibrare naturale del sistema, le equazioni (1.56), (1.57) e (1.58) devono essere risolte iterativamente al variare di n per un prefissato valore del rapporto di eterogeneità del terreno. Una volta determinate le radici S_n , si ricavano i periodi naturali dalle seguenti equazioni:

$$T_n = \frac{4H\pi}{V_0\alpha\sqrt{4S_n^2+1}} \quad m=1 \quad (1.59)$$

$$T_n = \frac{6H\pi}{V_0\alpha S_n} \quad m=2/3 \quad (1.60)$$

$$T_n = \frac{4H\pi\sqrt{1+\alpha}}{V_0\alpha S_n} \quad m=1/2 \quad (1.61)$$

Valutate le radici S_n è possibile diagrammare anche le forme modali del sistema, per prefissati valori del rapporto di eterogeneità del terreno (1.62), (1.63) e (1.64).

Il termine ζ rappresenta la profondità z adimensionalizzata rispetto all'altezza H del deposito.

$$U_n(\zeta) = \frac{1}{\sin[S_n \ln(1+\alpha)]} \sin \left[S_n \ln \left(\frac{1+\alpha}{1+\alpha\zeta} \right) \right] \frac{1}{\sqrt{1+\alpha\zeta}} \quad m=1 \quad (1.62)$$

$$U_n(\zeta) = \frac{1}{\sin[S_n(1-\sqrt[3]{1+\alpha})]} \sin[S_n(\sqrt[3]{1+\alpha\zeta}-\sqrt[3]{1+\alpha})] \frac{1}{\sqrt[3]{1+\alpha\zeta}} \quad m=2/3 \quad (1.63)$$

$$U_n(\zeta) = J_0 \left(\frac{S_n\sqrt{1+\alpha\zeta}}{\sqrt{1+\alpha}} \right) Y_0(S_n) - Y_0 \left(\frac{S_n\sqrt{1+\alpha\zeta}}{\sqrt{1+\alpha}} \right) J_0(S_n) \quad m=1/2 \quad (1.64)$$

Di seguito viene riportato l'andamento delle prime quattro forme modali del sistema, al variare del rapporto di eterogeneità del terreno, rispettivamente per i casi $m=1$, $m=2/3$ ed $m=1/2$ (Figura 1.12, Figura 1.13, Figura 1.14).

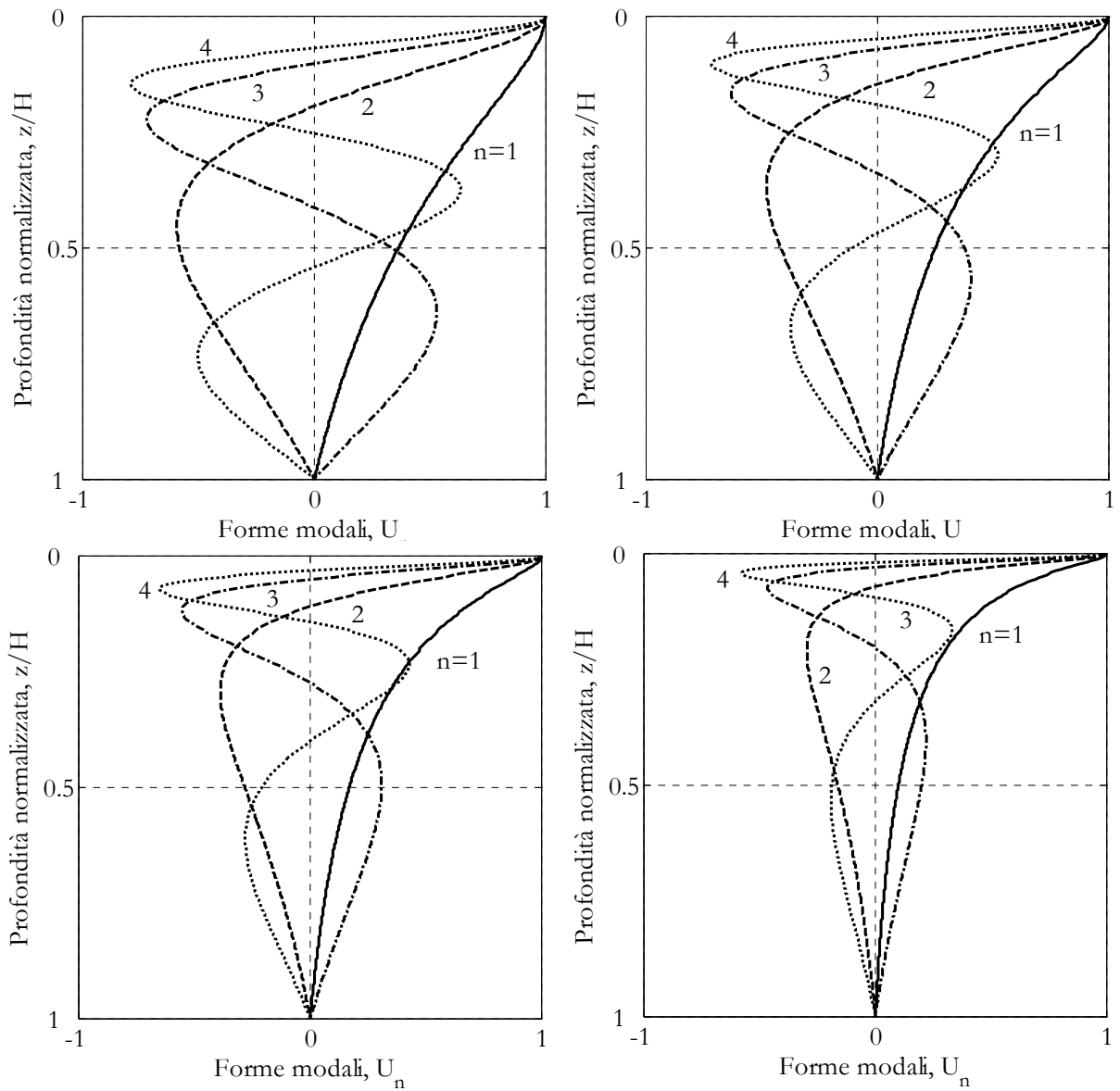


Figura 1.12 – Forme modali relative alle prime quattro frequenze naturali di depositi eterogenei a comportamento elastico lineare valutate per $m=1$ a) $V_H/V_0=5$, b) $V_H/V_0=10$, c) $V_H/V_0=20$ e d) $V_H/V_0=50$

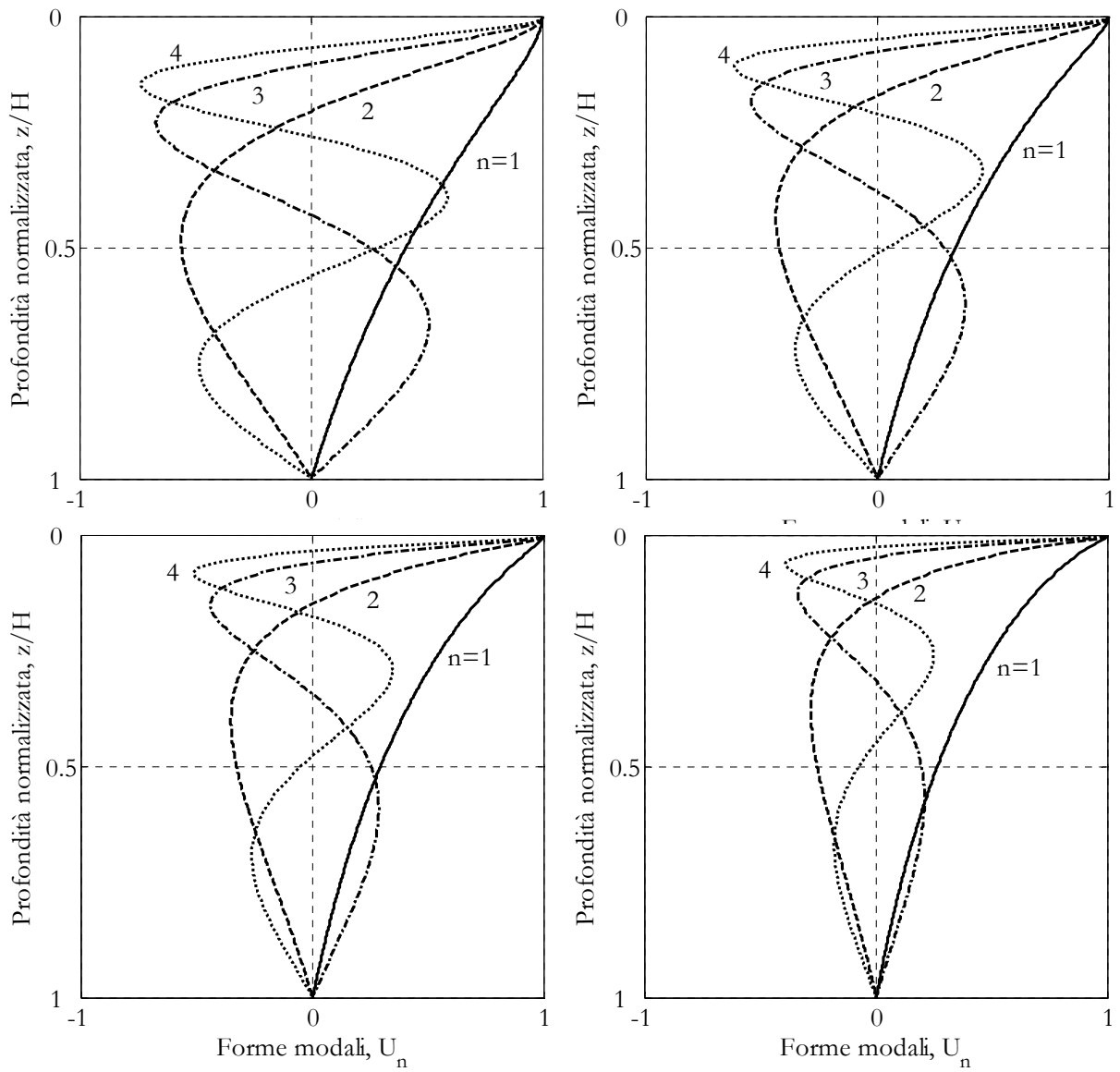


Figura 1.13 – Forme modali relative alle prime quattro frequenze naturali di depositi eterogenei a comportamento elastico lineare valutate per $m=2/3$ a) $V_H/V_0=5$, b) $V_H/V_0=10$, c) $V_H/V_0=20$ e d) $V_H/V_0=50$

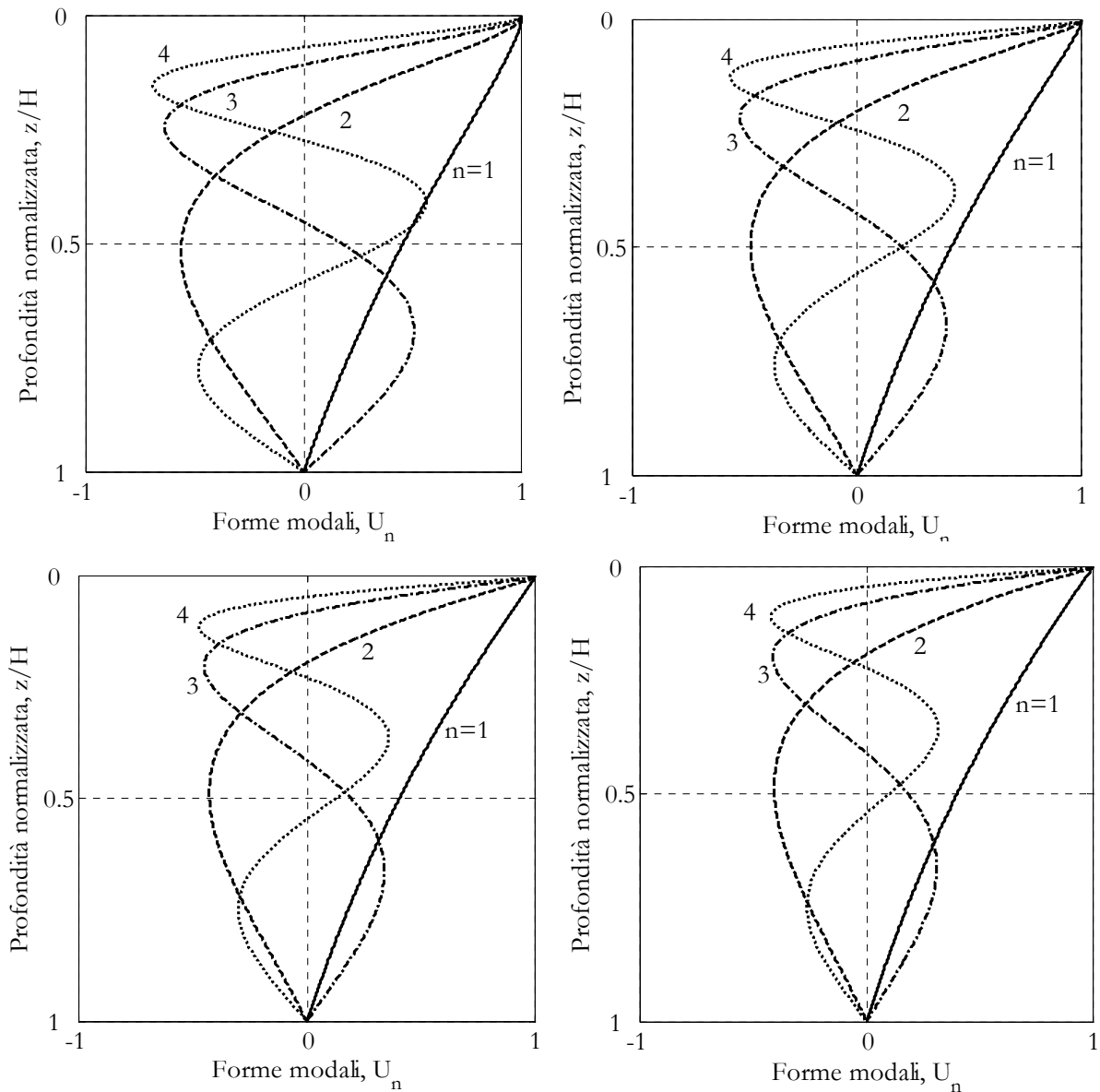


Figura 1.14 – Forme modali relative alle prime quattro frequenze naturali di depositi eterogenei a comportamento elastico lineare valutate per $m=1/2$ a) $V_H/V_0=5$, b) $V_H/V_0=10$, c) $V_H/V_0=20$ e d) $V_H/V_0=50$

È possibile notare, a questo punto, alcune differenze rispetto al modello geotecnico di deposito omogeneo. Nel caso di terreno stratificato, infatti, l'effetto dell'eterogeneità del terreno si traduce in una modifica sostanziale delle forme di oscillazione naturale rispetto al caso di terreno omogeneo; nel caso di terreno omogeneo tutto lo spessore del deposito è interessato in maniera eguale dal campo di spostamenti mentre per il terreno eterogeneo è possibile individuare una zona superficiale maggiormente interessata dagli spostamenti; si osserva inoltre come al crescere del grado di eterogeneità del terreno, l'ampiezza di tale zona tende a ridursi e gli spostamenti sono concentrati in una zona superficiale.

Rapportando i valori di T_n , ottenuti dalle equazioni (1.59), (1.60) e (1.61) con i valori dei periodi naturali dei depositi omogenei equivalenti che hanno una velocità pari a quella alla profondità $H/2$ del deposito eterogeneo (Figura 1.15, Figura 1.16, Figura 1.17), è possibile dedurre che l'eterogeneità implica in generale un aumento della prima frequenza naturale del sistema rispetto al caso di terreno omogeneo, ad eccezione dei casi in cui $m=1$ e i rapporti di eterogeneità sono abbastanza elevati. Per gli altri modi di oscillazione si osserva invece una diminuzione delle frequenze naturali del sistema rispetto al caso di terreno omogeneo.

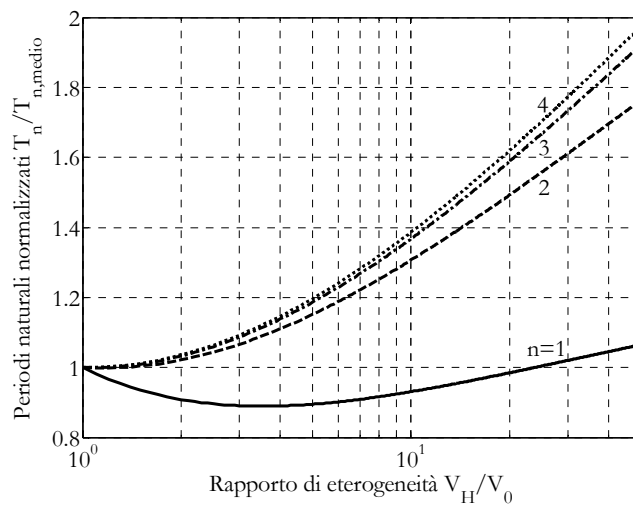


Figura 1.15 – Periodi naturali dei depositi eterogenei, normalizzati rispetto ai periodi naturali dei depositi omogenei corrispondenti, al variare del rapporto di eterogeneità e con riferimento alle prime quattro forme modali di oscillazione ($m=1$)

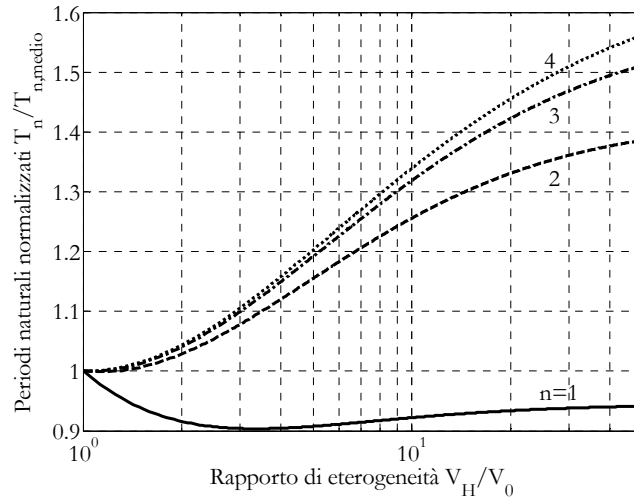


Figura 1.16 – Periodi naturali dei depositi eterogenei normalizzati rispetto ai periodi naturali dei depositi omogenei corrispondenti, al variare del rapporto di eterogeneità e con riferimento alle prime quattro forme modali di oscillazione ($m=2/3$)

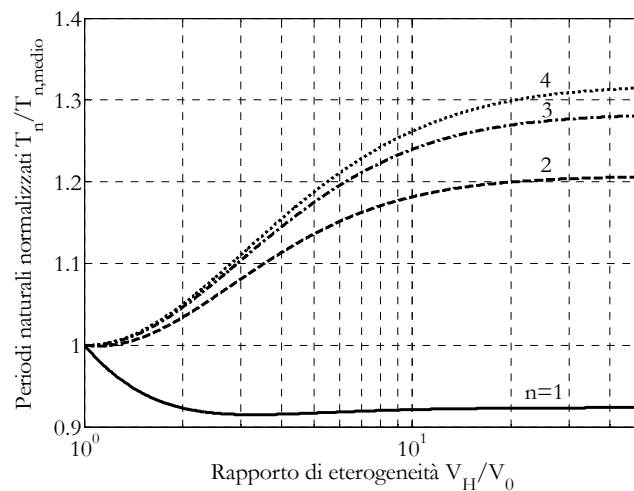


Figura 1.17 – Periodi naturali dei depositi eterogenei normalizzati rispetto ai periodi naturali dei depositi omogenei corrispondenti, al variare del rapporto di eterogeneità e con riferimento alle prime quattro forme modali di oscillazione ($m=1/2$)

Con riferimento agli sviluppi del caso di variazione lineare delle onde di taglio con la profondità ($m=1$) è possibile ricavare l'andamento della funzione di trasferimento tra superficie e bedrock. Accoppiando infatti l'equazione generale del moto nel dominio delle frequenze, $u(z,\omega)$, con le condizioni al contorno, è possibile esplicitare lo spostamento $u(0,\omega)$ in corrispondenza della superficie libera del deposito e rapportarlo allo spostamento $u(H,\omega)$ che si riscontra, invece, al bedrock.

La soluzione è stata fornita da Gazetas (1982) ed esprime la funzione di trasferimento, tenendo conto anche di uno smorzamento ξ costante con la profondità, nella forma generale indicata nell'equazione (1.65).

$$F(\omega) = \frac{2q}{(q-0.5)(1+\alpha)^{-0.5-q} + (q+0.5)(1+\alpha)^{-0.5+q}} \quad (1.65)$$

La dipendenza dalla frequenza è espressa nella (1.65) attraverso il parametro adimensionale complesso q . Esso è pari a:

$$q = \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{\omega^2 H^2}{V_0^2 \alpha^2 (1+2i\xi_s)}} = \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{F^2}{\alpha^2 (1+2i\xi_s)}} \quad (1.66)$$

Al crescere del coefficiente α , e quindi dell'eterogeneità del deposito, le funzioni di amplificazione risultano sempre più elevate. Da ciò se ne deduce che ricondurre un sottosuolo eterogeneo ad uno omogeneo equivalente, non è una metodologia adatta a descrivere un problema, poiché essa comporta una sottostima della reale amplificazione del moto sismico.

1.2.1.6 Deposito eterogeneo: trattazione del mezzo stratificato

Nei casi reali, lo studio della risposta sismica locale non può essere affrontato con procedure analitiche; bisognerà infatti ricorrere a procedure numeriche, poiché la variazione continua di rigidità con la profondità non rappresenta in maniera realistica tutti i tipi di depositi di terreno, specie ove siano presenti dei terreni aventi dei contrasti di impedenza alquanto significativi.

Dovendo dunque ricorrere alla modellazione numerica, si procederà ad una discretizzazione del terreno attraverso strati continui o masse concentrate (Figura 1.18). In entrambi i casi, seppur le equazioni differenziali che ne governano il moto abbiano una diversa formulazione, la modellazione dell'analisi di risposta sismica locale viene condotta, nota l'eccitazione sismica in corrispondenza del bedrock, risolvendo le equazioni del moto.

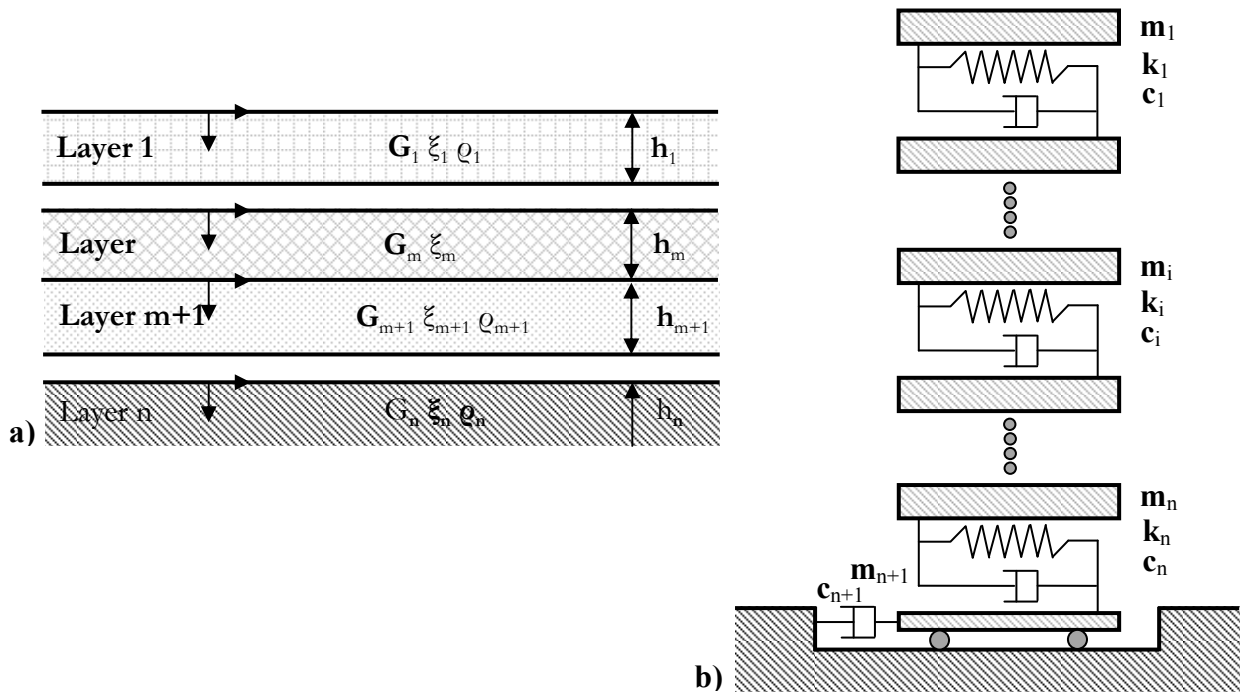


Figura 1.18 – a) Schematizzazione del modello a strati continui b) Schematizzazione del modello a masse concentrate

Modello a strati continui

In questo modello il terreno viene considerato come un mezzo continuo multistrato, dove ogni strato, a sua volta, viene considerato omogeneo a comportamento visco-elastico lineare. Per caratterizzare l’ m -esimo strato occorre definire lo spessore h_m , dalla densità ρ_m , il modulo di taglio G_m ed il coefficiente di smorzamento ξ_m . Per lo strato i -esimo è possibile scrivere l’equazione di equilibrio dinamico che governa il fenomeno della propagazione delle onde in uno strato omogeneo (1.67).

$$\rho_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial t^2} = G_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial z^2} + \eta_m \frac{\partial^3 u_m}{\partial z^2 \partial t} \tag{1.67}$$

Il termine z indica la profondità, valutata rispetto ad un sistema di riferimento locale con origine in corrispondenza dell’inizio dello strato; pertanto z sarà compresa tra 0 e l’altezza h_m dell’ m -esimo strato. La soluzione dell’equazione (1.67), valutata in termini di spostamento orizzontale, è espressa dall’equazione (1.68).

$$u_m(z,t) = A_m e^{i(\omega t + k_m^* z)} + B_m e^{i(\omega t - k_m^* z)} \tag{1.68}$$

dove A_m e B_m rappresentano rispettivamente le ampiezze delle onde che si propagano nel verso negativo e positivo delle z . Dall'equazione (1.68) è possibile esplicitare l'andamento delle tensioni tangenziali $\tau_m(z,t)$ (equazione 1.69).

$$\tau_m(z,t) = (G_m + i\omega\eta_m) \frac{\partial u_m}{\partial z} = iG_m^* k_m^* (A_m e^{ik_m^* z} - B_m e^{-ik_m^* z}) e^{i\omega t} \quad (1.69)$$

Per ogni istante temporale per gli strati adiacenti devono essere soddisfatte le condizioni di continuità in termini di spostamenti orizzontali e di tensioni tangenziali (equazioni 1.70 e 1.71).

$$A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} = A_{m+1} + B_{m+1} \quad (1.70)$$

$$iG_m^* k_m^* (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) = iG_{m+1}^* k_{m+1}^* (A_{m+1} - B_{m+1}) \quad (1.71)$$

Dalle suddette equazioni è possibile risalire alle leggi di ricorrenza che esprimono le ampiezze A_{m+1} e B_{m+1} in funzione delle ampiezze A_m e B_m dello strato adiacente (equazioni 1.72 e 1.73). Con il termine μ_m si indica il rapporto tra le impedenze complesse di due strati adiacenti, tale rapporto risulta indipendente dalla frequenza ω ed è espresso dall'equazione (1.74).

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} [A_m e^{ik_m^* h_m} (1 + \mu_m) + B_m e^{-ik_m^* h_m} (1 - \mu_m)] \quad (1.72)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} [A_m e^{ik_m^* h_m} (1 - \mu_m) + B_m e^{-ik_m^* h_m} (1 + \mu_m)] \quad (1.73)$$

$$\mu_m^* = \frac{G_m^* k_m^*}{G_{m+1}^* k_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad (1.74)$$

Applicando iterativamente le leggi di ricorrenza è possibile esprimere A_m e B_m in funzione delle ampiezze A_1 e B_1 che interessano lo strato superficiale; ricordando inoltre che in superficie risulta $A_1 = B_1$ si ottengono le funzioni di trasferimento delle componenti ascendenti e discendenti dalla superficie allo strato m -esimo (equazioni 1.75 e 1.76).

$$A_m = a_m(\omega) A_1 \quad (1.75)$$

$$B_m = b_m(\omega)B_1 = b_m(\omega)A_1 \quad (1.76)$$

Tutto ciò premesso, è possibile definire la funzione di trasferimento tra due generici strati j e k , che può essere ottenuta, per definizione, come rapporto tra le ampiezze di spostamento che interessano i due strati (equazione 1.77).

$$H_{ij}(\omega) = \frac{A_k + B_k}{A_j + B_j} = \frac{a_k(\omega) + b_k(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (1.77)$$

L'applicazione dell'equazione (1.77) consente di potere operare nel dominio delle frequenze la convoluzione di un accelerogramma da un punto ad un altro del deposito di terreno considerato, utilizzando degli opportuni algoritmi che eseguono molto rapidamente delle trasformate di Fourier dirette (*FFT*) e inverse (*IFFT*); supposto quindi di avere un dato accelerogramma di riferimento al basamento roccioso $a_r(t)$ è possibile risalire alla risposta sismica in superficie $a_s(t)$ effettuando le seguenti operazioni:

$$a_s(t) = \text{IFFT}\{a_s(\omega)\} = \text{IFFT}\{H_{Sr}(\omega)|a_r(\omega)\} = \text{IFFT}\{H_{Sr}(\omega)|\text{FFT}[a_r(t)]\} \quad (1.78)$$

dove $H_{Sr}(\omega)$ rappresenta la funzione di trasferimento tra il substrato roccioso e la superficie libera.

Modello a masse concentrate

Nella modellazione a masse concentrate il deposito di terreno viene schematizzato come un sistema a più gradi di libertà, l'approccio seguito risulta infatti essere tipicamente strutturale. La caratteristica principale del sistema consiste nel fatto che ciascuna massa è legata all'altra da molle e smorzatori viscosi, che schematizzano rispettivamente le caratteristiche di rigidità a taglio e di smorzamento del terreno. Tramite le

grandezze riferite all'elemento di volume espresse dalle equazioni (1.79), (1.80) e (1.81) è possibile ricondursi alle masse, rigidità e smorzatori del sistema.

$$m_1 = \frac{\rho_1 h_1}{2}, \quad m_i = \frac{\rho_i h_i + \rho_{i+1} h_{i+1}}{2} \quad (1 < i \leq n), \quad m_{n+1} = \frac{\rho_n h_n}{2} \quad (1.79)$$

$$m_i = \frac{G_i}{h_i} \quad (i \leq n) \quad (1.80)$$

$$c_i = \frac{\eta_i}{h_i} \quad (i \leq n), \quad c_{n+1} = \rho_r V_r \quad (1.81)$$

Per ogni le n masse del sistema si possono esplicitare n equazioni di equilibrio dinamico, più una ulteriore equazione considerando la formazione di base deformabile. Si ottiene dunque un sistema di equazioni differenziali lineari che può essere sinteticamente espresso come:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{J\}f(t) \quad (1.82)$$

Si riportano quindi le matrici di massa, di smorzamento e di rigidezza:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \dots & \\ & & & m_{n+1} \end{bmatrix} \quad (1.83)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & & & \\ -c_1 & c_1+c_2 & -c_2 & & \\ & & \dots & & \\ & & & -c_n & c_n+c_{n+1} \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & & & \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 & & \\ & & \dots & & \\ & & & -k_n & k_n+k_{n+1} \end{bmatrix} \quad (1.84)$$

Il secondo membro della (1.82) rappresenta il vettore delle sollecitazioni esterne applicate a ciascuna massa del sistema, ne consegue che il vettore J risulterà caratterizzato dall'aver tutti i termini nulli ad eccezione dell'ultimo che, invece, ha valore unitario; la forzante esterna è invece pari a:

$$f(t) = \rho_r V_r \dot{u}_r(t) \quad (1.85)$$

il che corrisponde ad assumere l'assorbimento di energia per radiazione nella formazione rocciosa di base equivalente a quello generato da uno smorzatore viscoso con coefficiente c_{n+1} pari all'impedenza del bedrock. Nel caso in cui il bedrock venga considerato come infinitamente rigido, l'equazione di indice $n+1$ viene a mancare e il termine $f(t)$ relativo alla forzante assume la seguente forma:

$$f(t) = c_n \dot{u}_r(t) + k_n u_r(t) \quad (1.86)$$

Applicando i metodi previsti per la dinamica delle strutture è possibile risolvere il sistema di cui nella (1.82); in particolare ciò avviene tramite integrazione diretta nel dominio del tempo dell'equazione del moto, esprimendo velocità e accelerazioni in funzione degli spostamenti mediante integrazione numerica, oppure mediante l'utilizzo dell'analisi modale. E' altresì possibile operare nel dominio delle frequenze, il sistema (1.82) può essere infatti linearizzato nella seguente forma complessa:

$$(-\omega^2[M]+j\omega[C]+[K])\{u\}=\{J\}j\omega(\rho_r V_r)u_r(t) \quad (1.87)$$

Il vettore degli spostamenti, espresso nel dominio delle frequenze, si ottiene operando le trasformate di Fourier e invertendo il sistema:

$$\{u(\omega)\}=(-\omega^2[M]+j\omega[C]+[K])^{-1}\{J\}j\omega(\rho_r V_r)u_r(\omega) \quad (1.88)$$

1.2.2 Modello lineare equivalente

Lo studio della risposta sismica locale può essere opportunamente condotto apportando alcune modifiche all'approccio elastico. È possibile infatti valutare la non linearità del terreno secondo due differenti procedure: una consistente nel descrivere analiticamente la legge del ciclo stesso (in tal caso si parlerà di modelli completamente non lineari), un'altra che descriva invece l'andamento generale del ciclo secondo dei parametri che lo caratterizzano (modelli lineari equivalenti). Un ciclo di isteresi può essere definito efficacemente utilizzando solo due parametri che ne caratterizzano l'inclinazione e l'area. L'inclinazione del ciclo di isteresi dipende dalla rigidezza a taglio del terreno, la quale può essere descritta in ogni punto durante il processo di carico dal modulo di taglio tangente G_{tan} ; il modulo di taglio tangente varia all'interno del ciclo di isteresi ma il suo valore medio sull'intero ciclo può essere approssimativamente descritto dal modulo secante G_{sec} , pari a τ_c/γ_c (Figura 1.19a); τ_c e γ_c rappresentano rispettivamente l'ampiezza massima della tensione tangenziale e della deformazione di taglio.

È possibile correlare dunque l'energia dissipata con l'area del ciclo di isteresi; per convenzione essa si esprime come:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (1.89)$$

Nell'ipotesi di sollecitazione armonica di frequenza ω e considerando che l'elemento di terreno sia schematizzato attraverso il solido di Kelvin Voight, il ciclo di isteresi assumerà una forma ellittica; pertanto il coefficiente di smorzamento ξ sarà dato dalla seguente equazione:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{\pi\eta\omega\gamma_c^2}{2\pi G_{sec}\gamma_c^2} = \frac{\eta\omega}{2G_{sec}} \quad (1.90)$$

Oltre a ξ esistono anche altri parametri utilizzati per descrivere e quantificare la dissipazione energetica; si tratta di espressioni che risultano matematicamente più convenienti a seconda della tipologia di analisi condotta. In sismologia si adotta, ad esempio, il "quality factor" (Q); in analisi vibrazionale sono spesso utilizzati il "loss factor" (η) e la "specific damping capacity" (ψ). I suddetti fattori sono relazionati al coefficiente di smorzamento ξ attraverso le seguenti espressioni:

$$Q = \frac{1}{2\xi} \quad \eta = 2\xi \quad \psi = 2\pi\xi \quad (1.91)$$

L'andamento dei parametri equivalenti può essere determinato da prove cicliche di laboratorio, ottenendo delle curve scheletro che riportano G_{sec} e ξ in funzione della deformazione massima di taglio γ_c (Figura 1.19b).

Supponendo di considerare un deposito stratificato, l'utilizzo dell'approccio lineare richiede che i parametri equivalenti siano costanti per ogni strato ma compatibili con il livello deformativo raggiunto in ogni strato.

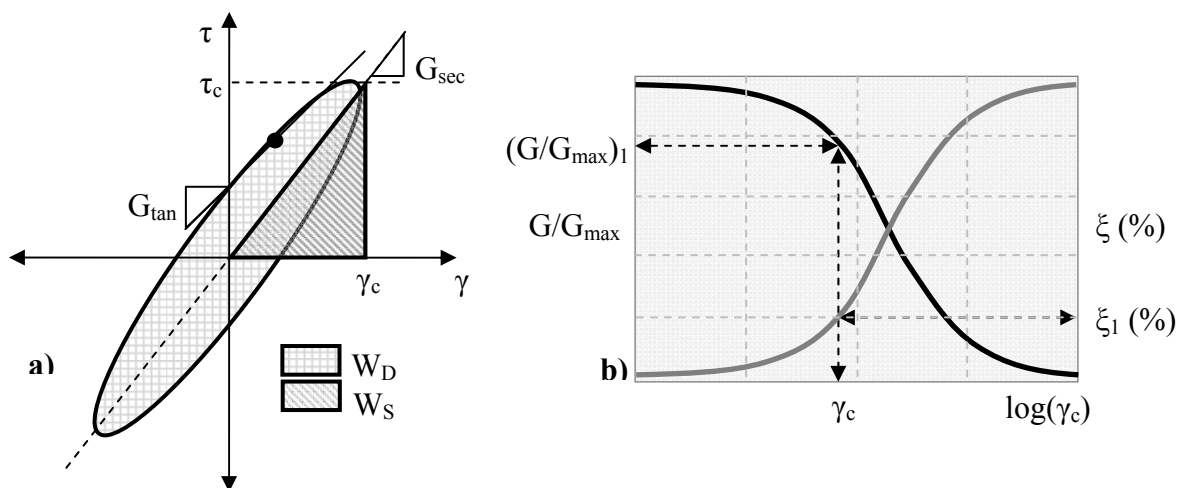


Figura 1.19 – Modello lineare equivalente: a) ciclo di isteresi b) curve di non linearità

In virtù di quanto appena detto, se ne deduce che la procedura di calcolo seguita è di tipo iterativo e consta delle seguenti fasi:

- inizialmente viene condotta una prima analisi elastica utilizzando per ogni strato i parametri equivalenti corrispondenti ad un basso livello deformativo;
- sulla base del livello deformativo ottenuto si aggiornano i parametri equivalenti e si conduce una nuova analisi elastica;
- si procede in questo modo sino a quando il livello deformativo calcolato è compatibile, entro una certa tolleranza, con il livello deformativo desunto dalle curve che descrivono i parametri equivalenti.

E' necessario inoltre sottolineare che la procedura di aggiornamento dei parametri equivalenti va condotta sulla base di un livello deformativo effettivo che può essere determinato nella misura del 50-70% del livello deformativo calcolato.

1.2.3 Modello completamente non lineare

L'approccio lineare equivalente appena illustrato è in grado di calcolare la risposta del terreno per molti casi pratici, tuttavia esso rimane pur sempre un'approssimazione del reale comportamento del terreno e pertanto anche la risposta del terreno risulterà approssimata. Alternativamente è possibile utilizzare un approccio non lineare che consenta di derivare il comportamento del terreno e valutare la risposta per integrazione diretta dell'equazione del moto nel dominio del tempo.

Esistono diversi modelli che possono essere utilizzati per descrivere il legame costitutivo nel piano τ - γ . Se si considera un deposito di terreno infinitamente esteso lateralmente (ipotesi di risposta sismica monodimensionale), sollecitato tramite un input sismico orizzontale al bedrock, la sua risposta sarà governata dalla seguente equazione del moto:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \quad (1.92)$$

Utilizzando il metodo delle differenze finite esplicito in avanti, la derivata di una funzione $f(x)$ in un punto x_1 assegnato risulta pari a:

$$\frac{df(x_1)}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x_1 + \Delta x) - f(x_1)}{\Delta x} \quad (1.93)$$

Supponendo di suddividere l'intero deposito di terreno in N sottostrati di altezza Δz ed utilizzando il metodo delle differenze finite in avanti, è possibile esprimere le derivate della tensione tangenziale e della velocità in termini di rapporto incrementale:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} \approx \frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} \quad (1.94)$$

$$\frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \approx \frac{\dot{u}_{i,t+\Delta t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (1.95)$$

Sostituendo le (1.94) e (1.95) nell'equazione del moto si ottiene che:

$$\frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} = \rho \frac{\dot{u}_{i,t+\Delta t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (1.96)$$

Dall'equazione (1.96) è possibile esplicitare per lo strato i -esimo la velocità al tempo $t+\Delta t$ in funzione della velocità e dello stress di taglio dello strato i -esimo e del successivo valutati all'istante precedente.

$$\dot{u}_{i,t+\Delta t} = \dot{u}_{i,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}) \quad (1.97)$$

Applicando l'equazione (1.97) a tutti gli N strati in cui il deposito è stato suddiviso, può essere determinato il profilo delle velocità al tempo $t+\Delta t$; le velocità così determinate alla fine di ogni time-step rappresenteranno le velocità iniziali di quello successivo. Come per ogni altro problema di integrazione numerica, è necessario che le condizioni al contorno vengano soddisfatte. In corrispondenza della superficie, le tensioni tangenziali devono risultare nulle, per cui l'equazione (1.97) diventa:

$$\dot{u}_{1,t+\Delta t} = \dot{u}_{1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} \tau_{2,t} \quad (1.98)$$

Le condizioni al contorno alla base della colonna di terreno dipendono principalmente dalla natura del substrato roccioso; se il bedrock viene assunto infinitamente rigido rispetto al terreno, la sua particolare velocità può essere specificata direttamente come input. Se si considera invece il bedrock deformabile, occorre imporre la condizione al contorno secondo la quale, all'interfaccia bedrock-terreno, deve essere soddisfatta la continuità:

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{r,t} - \tau_{N,t}) \quad (1.99)$$

Un'onda incidente che si propaga verso l'alto attraverso il bedrock, con una certa storia di velocità all'interfaccia bedrock-terreno, è tale che lo stress di taglio al contorno risulta approssimativamente:

$$\tau_{r,t} \approx \rho_r V_r [2\dot{u}_r(t+\Delta t) - \dot{u}_{N+1,t+\Delta t}] \quad (1.100)$$

Sostituendo la (1.100) nella (1.99) è possibile ricavare la velocità relativa allo strato $N+1$ e al tempo $t+\Delta t$:

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \frac{\dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} [2\rho_r V_r \dot{u}_r(t+\Delta t) - \tau_{N,t}]}{1 + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} \rho_r V_r} \quad (1.101)$$

Una volta stabilite le condizioni al contorno, l'integrazione numerica procede dalla base del deposito (strato $i=N+1$) sino alla sua superficie (strato $i=1$) per ciascun intervallo di tempo. Le velocità determinate alla fine di ogni istante temporale sono necessarie per calcolare le tensioni tangenziali nello stesso istante. Se il deposito di terreno è inizialmente in quiete, la velocità e la tensione tangenziale sono nulle per tutti gli strati in cui il deposito è suddiviso. L'incremento degli spostamenti per ogni istante di tempo può essere determinato tramite la seguente relazione:

$$\Delta u_{i,t} = \dot{u}_{i,t} \Delta t \quad (1.102)$$

La deformazione di taglio per ogni strato può essere invece stimata come:

$$\gamma_{i,t} = \frac{\partial u}{\partial z} \approx \frac{\Delta u_{i,t}}{\Delta z} \quad (1.103)$$

Pertanto, assumendo per il terreno un comportamento elastico lineare, la tensione tangenziale dipenderà soltanto dalla deformazione di taglio corrente (1.104); se, invece, si assume un comportamento non lineare, la tensione tangenziale dipenderà sia dalla deformazione di taglio corrente che dal legame costitutivo utilizzato (equazione 1.105).

$$\tau_{i,t} = G_i \gamma_{i,t} \quad (1.104)$$

$$\tau_{i,t} = G_i(\gamma_{i,t}) \gamma_{i,t} = \frac{G_i(\gamma_{i,t})}{G_{i,0}} G_{i,0} \gamma_{i,t} \quad (1.105)$$

Il processo di integrazione appena descritto può essere dunque riassunto nei seguenti passi:

1. all'inizio di ogni intervallo temporale vengono determinate le velocità e gli spostamenti competenti ad ogni strato;
2. si risale al profilo delle deformazioni di taglio tramite il profilo degli spostamenti;
3. il legame costitutivo τ - γ (che può essere lineare o non lineare), viene utilizzato per determinare le tensioni tangenziali in ogni strato. Se viene assunto un legame costitutivo non lineare l'inversione delle tensioni tangenziali viene individuata applicando i criteri di Masing (1926);
4. dall'input sismico imposto alla base del deposito si determina il moto all'istante successivo $t + \Delta t$;
5. il moto di ogni strato all'istante $t + \Delta t$ viene determinato dalla base alla superficie del deposito;
6. si ripete nuovamente il processo illustrato sin dal punto 1.

Per quanto concerne il legame costitutivo non lineare esistono diversi modelli che sono in grado di descrivere il comportamento ciclico del terreno. Tali modelli sono caratterizzati da una curva scheletro (backbone curve), ossia dal legame τ - γ , e da una serie di leggi che governano i cicli di carico e di scarico, di seguito esposte:

- L1. La curva di primo carico risulta essere proprio la curva scheletro che indicheremo come F_{bb} .
- L2. Allorquando si verifichi una inversione di carico, definita dalle coordinate (γ_r, τ_r) , la curva di scarico assumerà il seguente andamento:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (1.106)$$

Quanto appena detto significa che le successive curve di carico e scarico avranno la stessa forma della curva scheletro, con origine nel punto di inversione ma scalata di un fattore 2.

- L3. Se il tratto di carico o scarico interseca la curva scheletro, in tal caso il percorso tenso-deformativo continua a seguire la curva scheletro fino al prossimo punto di inversione.

L4. Se il tratto di carico o scarico subisce una inversione senza intersecare la curva scheletro allora il percorso tenso-deformativo evolve lungo la curva prevista dalla seconda legge.
 Un esempio che permette di comprendere meglio le suddette leggi è illustrato in Figura 1.20.

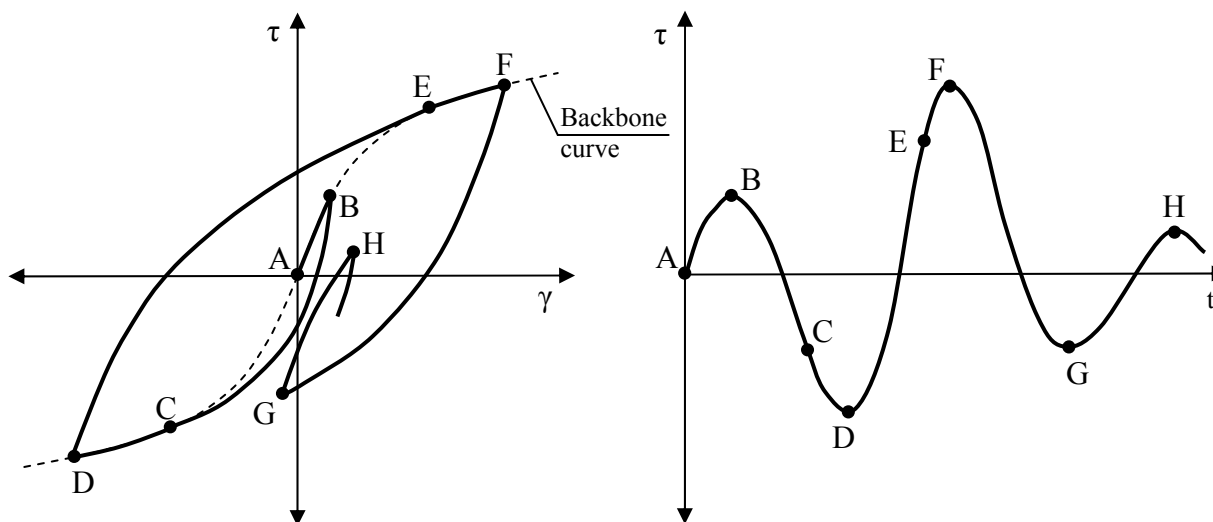


Figura 1.20 – Modello completamente non lineare.

Il ciclo di carico inizia nel punto *A* e procede verso il punto *B* seguendo la curva scheletro come richiesto dalla F_{bb} (legge *L1*). Nel punto *B* si verifica una inversione di carico che segue la curva prevista dall'equazione (1.106) (legge *L2*). Il processo di scarico successivamente interseca nel punto *C* la curva scheletro pertanto, in virtù della legge *L3*, il percorso continua lungo la curva scheletro stessa fino a raggiungere il punto di inversione *D*. Dal punto *D* il percorso evolve lungo la curva prevista dalla legge *L2* e il processo si ripete analogamente per il resto del carico.

E' necessario infine sottolineare che per i modelli appena descritti, attraverso la definizione della curva scheletro, si definiscono i cicli di isteresi e di conseguenza lo smorzamento; si riesce a controllare solo la curva di decadimento della rigidità e non quella di incremento dello smorzamento che è automaticamente descritta; per le analisi elastiche di tipo lineare equivalente si riesce invece ad avere il controllo sia sul decadimento del modulo che sull'incremento dello smorzamento.

La ricerca in questo senso sta procedendo verso la definizione di modelli non lineari che colgano contemporaneamente i due aspetti del problema.

Il modello lineare equivalente e quello completamente non lineare, possono essere efficacemente utilizzati per risolvere problemi di risposta sismica locale, anche se hanno ipotesi alquanto differenti. Le due metodologie sono state confrontate da diversi Autori su casi reali ed in generale è possibile enunciare le seguenti principali differenze:

- il modello lineare equivalente può stimare condizioni di risonanza quando le componenti principali dell'input coincidono con le frequenze naturali di oscillazione del sistema lineare equivalente; in realtà questa condizione di risonanza potrebbe anche non verificarsi in quanto la rigidità del terreno cambia istantaneamente durante l'evolversi del sisma, per cui in superficie spesso non si verificano le elevate amplificazioni previste dall'analisi lineare equivalente;
- i modelli completamente non lineari, a differenza dei modelli lineari equivalenti, possono essere formulati in termini di tensioni efficaci, consentendo la modellazione numerica della generazione, redistribuzione ed eventuale dissipazione dell'eccesso di pressione interstiziale indotta da un evento sismico.
- le differenze principali tra le due modellazioni dipendono sostanzialmente dal grado di non linearità raggiunto. Infatti, per problemi in cui il livello deformativo indotto dal sisma è basso (depositi di terreno molto rigidi o input sismici di ampiezza modesta) entrambe le analisi possono produrre stime accettabili della risposta sismica locale. Per problemi in cui il livello deformativo indotto è elevato, le analisi completamente non lineari sono preferibili e conducono ad una stima più attendibile della risposta sismica locale in superficie.

Capitolo 2 STUDI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN SITUAZIONI GEOTECNICHE COMPLESSE

2.1 Generalità

Il moto sismico generato da un terremoto alla superficie di un sito in condizioni *free field* (ossia in assenza di strutture) dipende da un insieme di fenomeni fisici che, in linea del tutto generale, possono essere raggruppati in tre vaste categorie (Figura 2.1):

- Meccanismo di sorgente;
- Propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito;
- Effetti di sito.

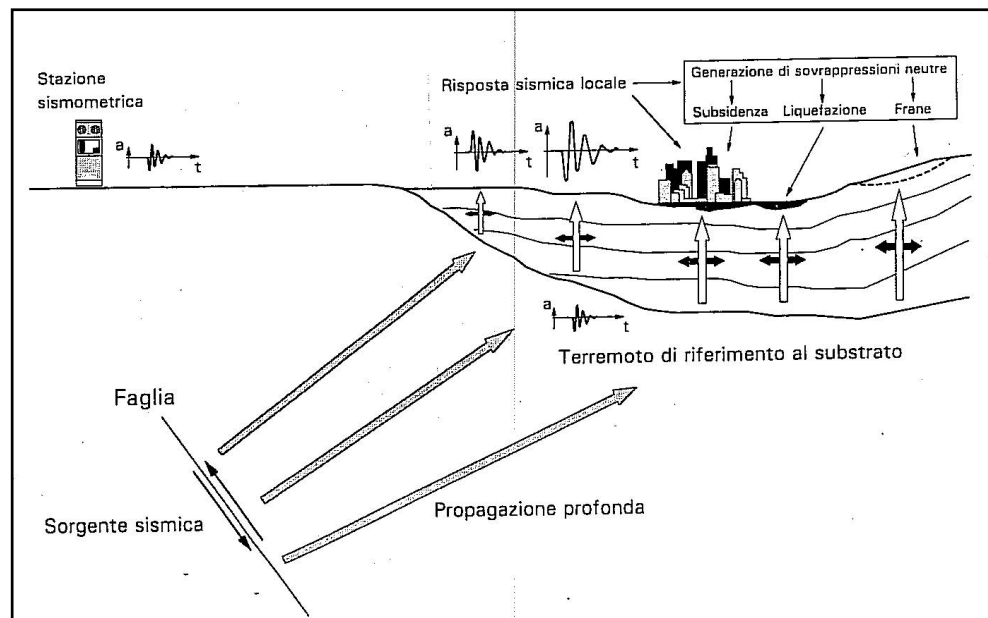


Figura 2.1 – Propagazione di un evento sismico dalla sorgente al sito e problemi geotecnici (Lanzo, Silvestri, 1999).

I primi due gruppi di fenomeni definiscono il moto sismico di in-gresso al sito; lo studio accurato di tali fenomeni conduce alla determinazione del cosiddetto *terremoto di riferimento* (o “di progetto”), che contiene in se tutte le caratteristiche del moto sismico che investe il limite di

separazione tra substrato roccioso e depositi superficiali di terreno e che viene definito dalla normativa come il valore massimo dell'accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido. In buona sostanza, esso rappresenta l'azione sismica che è lecito attendersi in una data area, depurata però da tutte quelle modifiche derivanti dall'interazione delle onde sismiche con le particolari condizioni locali del sito in esame. Queste ultime costituiscono l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi superficiali, e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per cui, la terza categoria testé citata è rappresentata proprio dall'insieme delle modifiche che il moto sismico di ingresso al sito subisce, in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e durata, per effetto delle condizioni locali e che per tale ragione in tale categoria inquadrano il concetto di *risposta sismica locale* o di *effetti locali*. Pertanto, in sintesi, effettuare uno studio di risposta sismica locale in un determinato sito significa analizzare le possibili trasformazioni che può subire un segnale sismico nell'attraversare gli strati più superficiali di terreno, relativamente al sito in esame.

In realtà, l'analisi di risposta sismica locale rappresenta solo una fase di uno studio più ampio, chiamato "studio di microzonazione sismica" che ha come obiettivo la previsione, su scala locale, del rischio sismico atteso e dei suoi effetti sull'ambiente fisico e costruito. Trattasi di uno studio multidisciplinare, che necessita dell'integrazione di competenze differenziate come Sismologia, Geologia, Ingegneria Geotecnica, Ingegneria Strutturale ed Urbanistica.

Queste discipline vanno ordinatamente riferite a differenti livelli dell'analisi, che idealmente si articola nelle seguenti fasi:

1. individuazione e modellazione del meccanismo di sorgente;
2. analisi della propagazione delle onde sismiche a distanza;
3. studio della *risposta sismica locale*;
4. analisi del comportamento delle strutture;
5. valutazione del grado di esposizione delle comunità al rischio sismico;
6. progetto di interventi di protezione civile, atti appunto alla mitigazione del rischio sismico.

L'approccio settoriale della metodologia di Microzonazione Sismica così definita è riassunto nello schema a blocchi in Figura 1.1, che riporta le competenze coinvolte e gli elementi di conoscenza richiesti e prodotti fase per fase.

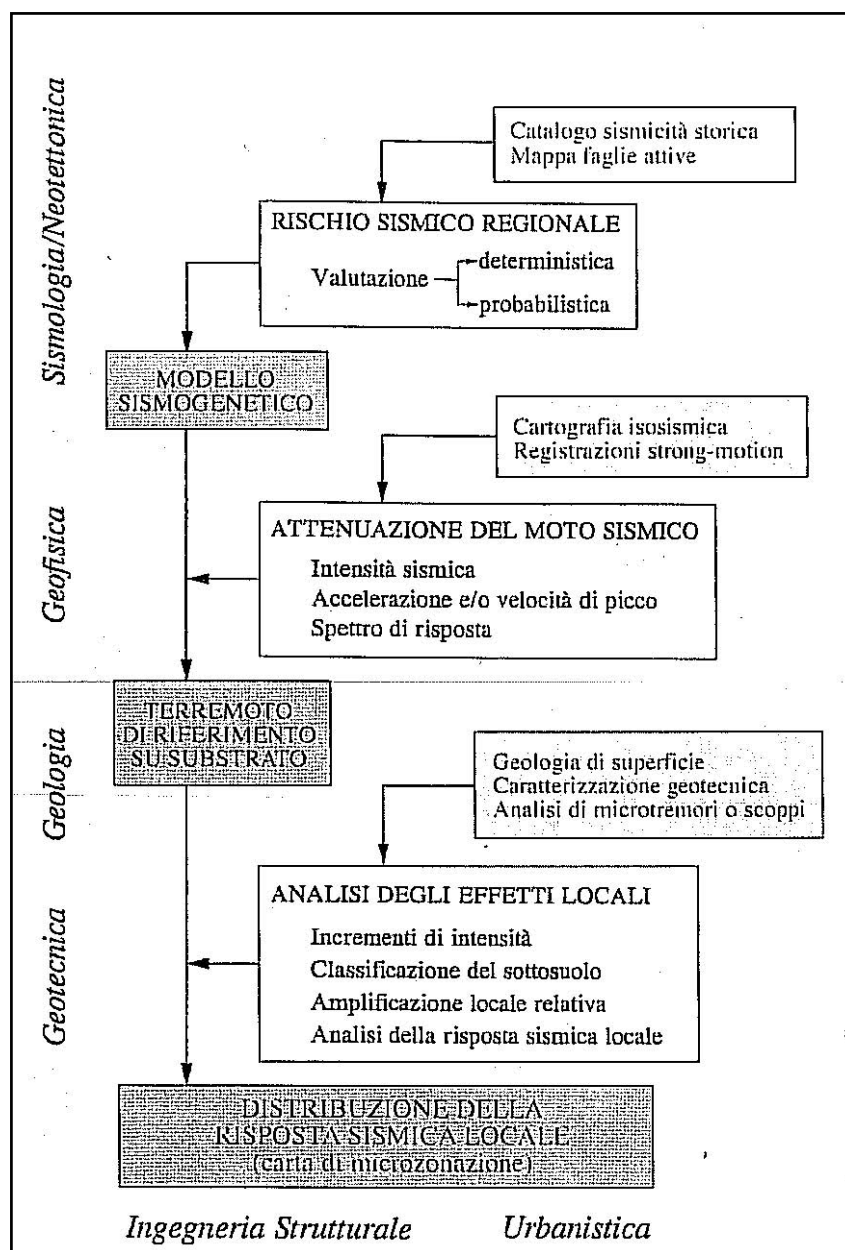


Figura 2.2 – Microzonazione Sismica: diagramma di flusso (Lanzo, Silvestri, 1999).

La necessità di rafforzare e regolamentare il carattere interdisciplinare dello studio del rischio sismico è testimoniata dal crescente dibattito culturale e politico sviluppatosi negli ultimi anni sul tema della difesa dalle catastrofi naturali.

Nelle comunità scientifiche internazionali più sensibili al problema della difesa dai terremoti sono stati anche attivati alcuni progetti finalizzati ad approfondire su base sperimentale lo studio delle modifiche locali del moto sismico. Questi programmi di ricerca contemplano l'installazione intensiva di strumenti di registrazione sismica in "aree campione" (Turkey Flat in California, Ashigara Valley in Giappone, la rete accelerometrica SMART-1 in Taiwan) per le quali si dispone di una dettagliata conoscenza delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sottosuolo.

Nel nostro Paese sta andando incrementandosi la presenza di siti campione, ma sono oramai in crescita gli studi di Microzonazione Sismica di dettaglio, in buona parte realizzati sulla scorta delle esperienze maturate a seguito dei ben noti eventi sismici di Ancona (1972), Friuli (1976), Irpinia (1980), Sicilia Orientale (1990).

I primi studi-pilota sono stati orientati alla Microzonazione Sismica dei comuni di Ancona (AA. VV., 1981), di Tarcento (Brambati et al., 1980), e di 39 centri abitati colpiti dal terremoto irpino-lucano del 23 Novembre 1980 (AA. VV., 1983).

Tutti questi studi sono ampiamente documentati nella monografia del CNR (1986) dedicata all'argomento. In questo lavoro, curato dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti che, come già accennato nell'introduzione della tesi, è l'organo del CNR di supporto alla Protezione Civile), sono fissate alcune linee-guida per le indagini di Microzonazione Sismica. Queste metodologie sono quelle tendenzialmente recepite nelle esperienze condotte in Italia.

Studi quantitativi ed approfonditi di Microzonazione Sismica, ispirati alle linee-guida citate, sono stati svolti ad esempio su un'area-campione di Napoli (Vinale, 1988 a,b), e nei comuni di Città di Castello (Crespellani et al., 1997) e Calabritto (Maugeri, Carrubba, 1997).

Come si vede, l'ambiente scientifico nazionale è sufficientemente maturo dal punto di vista metodologico, anche se sia la quantità che la qualità delle esperienze applicative sono state purtroppo penalizzate da inevitabili conflitti di competenza e dalla relativa scarsità di risorse in genere disponibili (basti pensare che per lungo tempo le uniche registrazioni accelerometriche significativamente utilizzabili ai fini dell'analisi della sismicità regionale e locale sono state quelle della rete ENEL, installata con finalità di monitoraggio non sempre corrispondenti ad un'adeguata strategia di sorveglianza sismica territoriale).

2.2 Gli effetti di sito

Gli effetti locali di un sito giocano un ruolo fondamentale nella progettazione antisismica e devono essere valutati di volta in volta. L'influenza delle condizioni del terreno e della geologia locale sull'intensità delle scosse sismiche sono ormai ben noti da molti decenni: Mac-Murdo in seguito ad un terremoto che colpì l'India nel 1819 notò che gli edifici fondati su roccia avevano subito molti meno danni rispetto a quelli le cui fondazioni non raggiungevano gli strati più profondi e solidi del terreno. Le caratteristiche di un deposito di terreno possono influenzare, oltre che l'intensità, anche il campo di frequenze nel quale un deposito produce amplificazioni dell'onda sismica, ed in particolare, i depositi più soffici amplificheranno le basse frequenze, mentre gli strati rocciosi amplificheranno le frequenze più alte. Ciò significa che, dal momento in cui i terremoti

producono movimenti del sottostato roccioso in un certo range di frequenze, alcune componenti di un movimento reale del terremoto saranno amplificate più di altre.

Le condizioni di sito, perciò, influenzano anche il contenuto in frequenza del moto in superficie e quindi dello spettro di risposta che esso produce.

Entrando un po' più in dettaglio, gli effetti di sito rappresentano in sostanza il risultato di molteplici fenomeni fisici (riflessioni multiple, diffrazione, focalizzazione, risonanza etc.) che le onde subiscono in corrispondenza delle eterogeneità e discontinuità degli strati superficiali ed in corrispondenza delle irregolarità topografiche. In base ai principali fenomeni fisici responsabili dell'effetto di sito si possono distinguere (Figura 2.3):

- effetti stratigrafici, correlati alla modifica delle caratteristiche del moto sismico dovuta alle variazioni di impedenza e ad eventuali fenomeni di risonanza dipendenti dalla stratigrafia del sottosuolo, dalle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e dal contenuto in frequenza del moto sismico;
- effetti topografici di pendio, comunemente utilizzati per indicare fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche per effetto della particolare configurazione topografica del sito.
- effetti topografici di bordo, comunemente utilizzati per indicare la risposta sismica ai margini di depositi vallivi, in corrispondenza dei quali la geometria dell'interfaccia roccia-terreno si presenta bidimensionale o tridimensionale

Questa suddivisione è particolarmente significativa anche da un punto di vista operativo in quanto alle differenti categorie corrispondono anche differenti metodi e strumenti per la valutazione quantitativa (e qualitativa) della risposta sismica locale.

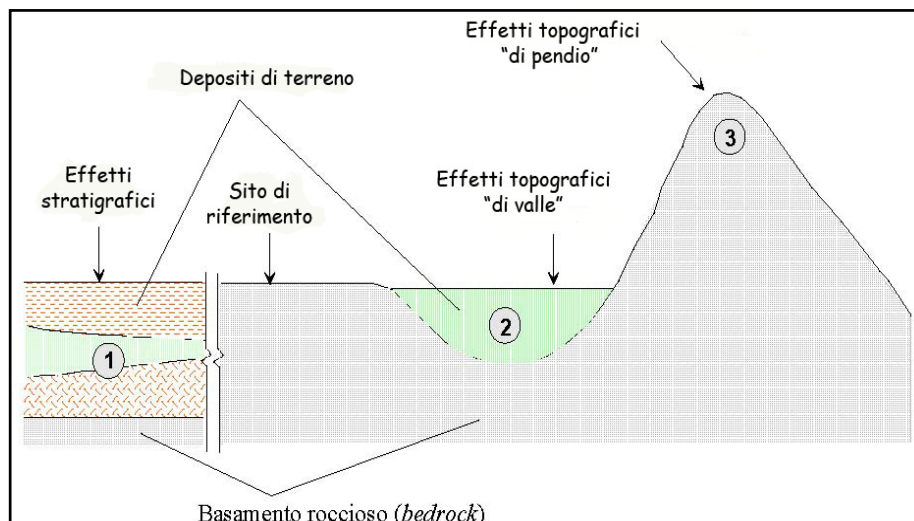


Figura 2.3 – Tipiche configurazioni di effetti di sito con riferimento ad un sito roccioso avente superficie libera orizzontale (Lanzo, 2005)

A titolo di esempio, ma ciò verrà ripreso in seguito, per riuscire a tenere in conto gli effetti stratigrafici è sufficiente effettuare un'analisi di tipo monodimensionale, ad esempio attraverso l'utilizzo di codici di calcolo 1-D; Se si vogliono considerare anche gli effetti topografici, per incrementare il grado di dettaglio dello studio o semplicemente perché richiesto dalla geomorfologia del sito, l'analisi monodimensionale non è sufficiente ed è opportuno utilizzare codici di calcolo 2-D.

Dal punto di vista pratico, come già accennato, la risposta sismica locale viene valutata rispetto ad un sito di riferimento costituito dall'affioramento piano (ipotetico o parzialmente esistente) del basamento roccioso (*bedrock*) presente nell'area. In altre parole, il moto sismico determinato in un generico punto del sito in esame attraverso differenti metodi (numerici, sperimentali etc.) viene confrontato con quello relativo all'affioramento del bedrock e definito *moto di riferimento*.

Con riferimento all'effetto sismico d'interesse (stratigrafico, di bordo, topografico), in relazione al comportamento meccanico del terreno, al dominio in cui si eseguono le analisi (monodimensionale o bidimensionale) ed alle particolari configurazioni topografiche e di sito nel caso di problemi bidimensionali, nelle pagine che seguono sono stati raggruppati e descritti i risultati di alcuni studi riguardanti il fenomeno della risposta sismica locale.

Per quanto riguarda l'effetto topografico sono stati distinti i casi relativi a schemi classici di pendio e quelli relativi a configurazioni geometriche di tipo *rupe* e *canyon*.

2.3 Effetti stratigrafici

La trattazione degli *effetti stratigrafici* contempla l'insieme delle modifiche che un moto sismico subisce propagandosi, in direzione pressoché verticale, all'interno di un deposito a superficie libera piana, caratterizzato dalla presenza di stratificazioni sostanzialmente orizzontali e variazioni laterali trascurabili. Dal punto di vista fisico, le ipotesi di stratificazione orizzontale, di superficie libera piana e di incidenza verticale delle onde di volume comportano l'assenza di onde di superficie e l'esclusione di fenomeni di *mode conversion*: in altri termini, all'incidenza di onde caratterizzate da una data fase (ad es. onde di taglio S) alla base del deposito corrispondono onde riflesse e rifratte della medesima fase (onde S).

Le onde incidenti alla base del deposito e completamente riflesse alla superficie libera vengono a loro volta in parte riflesse ed in parte rifratte all'interfaccia deposito-basamento. L'aliquota di energia riflessa che rimane quindi "intrappolata" nel deposito è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di impedenza sismica tra i terreni del deposito e del basamento; nel contempo, l'aliquota rifratta si allontana dal deposito dando luogo ad una perdita di energia indicata generalmente come *smorzamento di radiazione*. Le onde che rimangono "intrappolate" all'interno del deposito interferiscono tra loro e con le onde incidenti in funzione delle caratteristiche geometriche del deposito, delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e del contenuto in frequenza della sollecitazione.

In definitiva, quindi, gli effetti di sito di tipo stratigrafico sono attribuibili a fenomeni di:

- "intrappolamento" delle onde sismiche nel deposito per effetto di riflessioni multiple a seguito del contrasto di impedenza tra i terreni costituenti il deposito ed il basamento roccioso sottostante;
- risonanza tra onde sismiche riflesse ed incidenti, in relazione alle condizioni stratigrafiche del sottosuolo, alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni ed al contenuto in frequenza predominante del moto sismico.

I caratteri essenziali degli effetti di sito di tipo stratigrafico possono essere compresi facendo riferimento ad un semplice schema monodimensionale costituito da un deposito di terreno omogeneo, di spessore H , poggiante su un basamento soggetto a delle onde di taglio con direzione di propagazione verticale (Figura 2.4). Il terreno pertanto viene assunto a comportamento visco-elastico lineare con densità ρ_s , velocità delle onde di taglio V_s e rapporto di smorzamento D , mentre i corrispondenti parametri per il basamento sono ρ_h , V_h e $D_h=0$.

La variazione del moto sismico può essere efficacemente valutata rapportando i parametri del moto alla superficie del deposito a quelli sull'affioramento del basamento (sito di riferimento). L'analisi teorica del problema (Kramer, 1996; Lanzo e Silvestri, 1999) evidenzia che, nell'ipotesi che le onde di taglio incidenti siano sinusoidali di frequenza f , l'accelerazione su affioramento rigido e quella alla superficie del deposito sono anch'esse sinusoidali di frequenza f e di ampiezze $a_{\max,r}$ e $a_{\max,s}$ rispettivamente. Il loro rapporto ($a_{\max,r}/a_{\max,s}$) è definito *fattore (o rapporto) di amplificazione* e dipende dalla frequenza dell'eccitazione armonica, dal rapporto di smorzamento del terreno D e dal contrasto di impedenza sismica tra basamento e deposito di terreno $I = (\rho_b V_b)/(\rho_s V_s)$. La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la *funzione di amplificazione* $A(f)$ del deposito. In particolare, il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze definite *frequenze naturali di vibrazione* f_n del deposito:

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{V_s(2n-1)}{4H} \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \infty ; \quad (2.1)$$

mentre risulta deamplificato alle elevate frequenze a causa dello smorzamento del terreno D . Di particolare interesse è la prima frequenza naturale f_1 denominata *frequenza fondamentale* (o, analogamente, il primo periodo naturale T_1 definito *periodo fondamentale*):

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{V_s}{4H} \quad (2.2)$$

Le relazioni appena illustrate definiscono le frequenze di risonanza del deposito che, in campo lineare, risultano indipendenti dall'input sismico e costituiscono pertanto una caratteristica del sito in esame. Per sollecitazioni caratterizzate da un importante contenuto energetico in prossimità delle frequenze naturali del deposito, specialmente in corrispondenza della frequenza fondamentale, si verificano quindi altrettanto importanti fenomeni di amplificazione del moto sismico.

Nonostante la semplicità del modello assunto, le relazioni precedenti evidenziano efficacemente i principali parametri geotecnici che governano l'amplificazione locale legata ad effetti stratigrafici. La velocità delle onde di taglio V_s è un parametro fondamentale in quanto da esso, oltre che dalle caratteristiche geometriche, dipende la frequenza fondamentale del deposito. La f_1 può variare tipicamente tra i 0.2 Hz (per depositi molto spessi come accade per il sottosuolo delle città di Los Angeles e Tokyo o per depositi estremamente soffici come quello di Città del Messico) ed i 10 Hz (per depositi molto sottili e/o terreni più rigidi).

Tuttavia, in generale, il parametro che fornisce immediate indicazioni sulla gravità degli effetti di sito è il fattore di amplificazione. Da un punto di vista operativo, tale valore viene calcolato confrontando i valori massimi degli accelerogrammi registrati (o calcolati) alla superficie del deposito ed al sito di riferimento, mentre la funzione di amplificazione può essere stimata rapportando tra loro i corrispondenti spettri di Fourier. Il fattore di amplificazione, come detto, costituisce una semplice stima quantitativa della risposta locale nel dominio del tempo mentre la funzione di amplificazione consente di quantificare le modifiche del contenuto in frequenza del segnale sismico. Evidenze sperimentali mostrano che si ha una sensibile amplificazione nel dominio del tempo (in termini di accelerazione massima) quando la frequenza fondamentale del sito supera i 2-3 Hz. Questo aspetto è comunque fortemente dipendente dall'incidenza del comportamento non lineare del terreno. Infatti, al crescere dell'intensità dell'input sismico, le deformazioni tangenziali superano la soglia di linearità e la risposta sismica locale è influenzata anche dal comportamento non lineare del terreno. Per una valutazione più realistica degli effetti di sito è quindi necessario tenere conto delle variazioni delle caratteristiche di rigidità e smorzamento con il livello di deformazione indotta dal sisma. In generale, al crescere dell'incidenza del comportamento non lineare, la frequenza fondamentale si riduce (ovvero il periodo fondamentale aumenta) per effetto della diminuzione della rigidità a taglio (V_s) al crescere della deformazione di taglio γ ; l'amplificazione massima si riduce per effetto dell'aumento del rapporto di smorzamento con γ . Da queste osservazioni discende che la funzione di amplificazione non è una proprietà del sito in quanto essa non dipende solo dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo ma anche dall'ampiezza e dal contenuto in frequenza del moto sismico al basamento e dall'incidenza del comportamento non lineare.

Da qui la necessità di utilizzare, qualora si volesse condurre lo studio con metodi numerici, codici di calcolo in grado di tenere in conto la natura fortemente non lineare del terreno, attraverso analisi non lineari incrementali o, al più, lineari equivalenti.

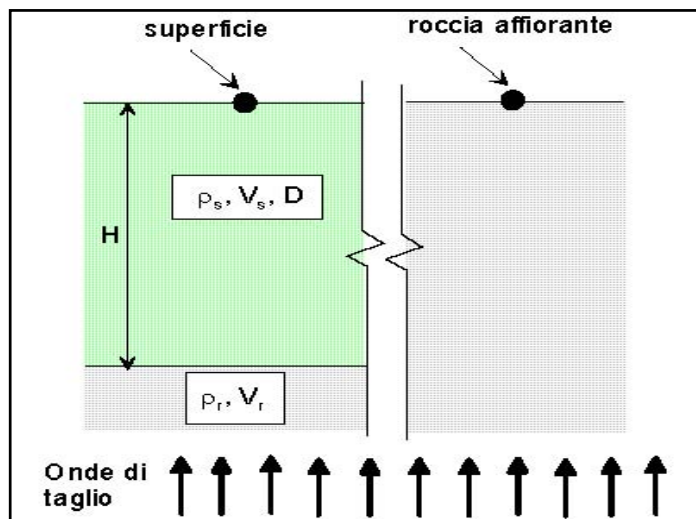


Figura 2.4 – Semplice schema 1-D per lo studio dell'amplificazione stratigrafica; deposito di terreno omogeneo a comportamento visco-elastico lineare su substrato elastico soggetto ad onde di taglio ad incidenza verticale (Pagliaroli, 2006).

Nella maggior parte dei casi pratici una analisi di risposta sismica locale di un sottosuolo stratificato deve tenere adeguatamente in conto il comportamento non lineare del terreno. Dall'inizio degli anni 70, la ricerca nel settore ha prodotto una notevole quantità di codici di calcolo per l'analisi dei problemi monodimensionali, alcuni dei quali piuttosto diffusi anche nel settore tecnico-professionale. Le procedure tradizionalmente utilizzate per tenere conto del comportamento non lineare del terreno possono essere distinte in:

- analisi lineare equivalente, consistente nell'esecuzione di una sequenza di analisi lineari complete, con aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza;
- analisi non lineare incrementale per integrazione diretta nel tempo delle equazioni del moto.

Le analisi condotte nel presente lavoro, i cui risultati verranno presentati nei capitoli seguenti, sono del tipo lineare equivalente.

A prescindere dal metodo di analisi prescelto, l'accuratezza della soluzione ottenibile per via numerica è proporzionale al numero di gradi di libertà (elementi) introdotti nella discretizzazione, la cui crescita condiziona, però, i tempi di calcolo. Una regola aurea per ottimizzare la discretizzazione è quella di prevedere almeno 3-4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_s . Tale condizione comporta che, se f_{\max} indica la frequenza massima significativa dell'input sismico, lo spessore massimo h_{\max} da assegnare all'elemento deve essere pari a:

$$h_{\max} = \frac{\lambda}{6 \div 8} = \frac{V_S}{(6 \div 8) f_{\max}} \quad (2.3)$$

2.3.1 Schemi monodimensionali

Attualmente, nonostante i numerosi passi avanti nella modellazione della risposta isteretica e non lineare a medie e grandi deformazioni, i metodi di analisi non lineare più diffusi non sono ancora in grado di rappresentare contemporaneamente le variazioni di rigidezza e di smorzamento, così come osservati in laboratorio. D'altro canto è possibile modellare contemporaneamente tali aspetti, conducendo delle analisi visco-elastiche equivalenti; esse prevedono tuttavia di approssimare la risposta non lineare di un terreno a quella di una successione di stati a comportamento visco-elastico lineare.

L'approccio di Rayleigh, utilizzato nel campo delle piccole deformazioni, correla il valore dello smorzamento modale del sistema alla frequenza ω , tuttavia lo smorzamento viscoso a piccole deformazioni risulta esserne indipendente. Pertanto le approssimazioni introdotte sono non trascurabili ai fini della valutazione della risposta sismica locale.

Analizziamo dunque il problema della modellazione dello smorzamento viscoso nel campo delle piccole deformazioni secondo lo studio affrontato da Park e Hashash (2004).

2.3.1.1 Il modello di Park e Hashash (2004)

La schematizzazione dello smorzamento formulata da Rayleigh e Lindsay (1945), secondo la quale la matrice di smorzamento è dipendente dalla matrice di massa e dalla matrice di rigidezza attraverso due coefficienti di proporzionalità, è quella utilizzata dalla maggior parte dei codici di calcolo che operano nel dominio del tempo.

I coefficienti di proporzionalità sono stabiliti sulla base dello smorzamento e delle frequenze di controllo; l'approccio originale consente il controllo di una o di due frequenze principali del sistema.

Gli Autori hanno invece proposto un approccio di Rayleigh esteso, nel quale possono essere controllate quattro delle frequenze naturali di oscillazione del sistema.

L'andamento del fattore di smorzamento del generico modo di vibrare del sistema, al variare delle frequenze naturali, è rappresentato in Figura 2.5. Tale formulazione è stata implementata nel codice di calcolo DEEPSOIL (Park e Hashash, 2002).

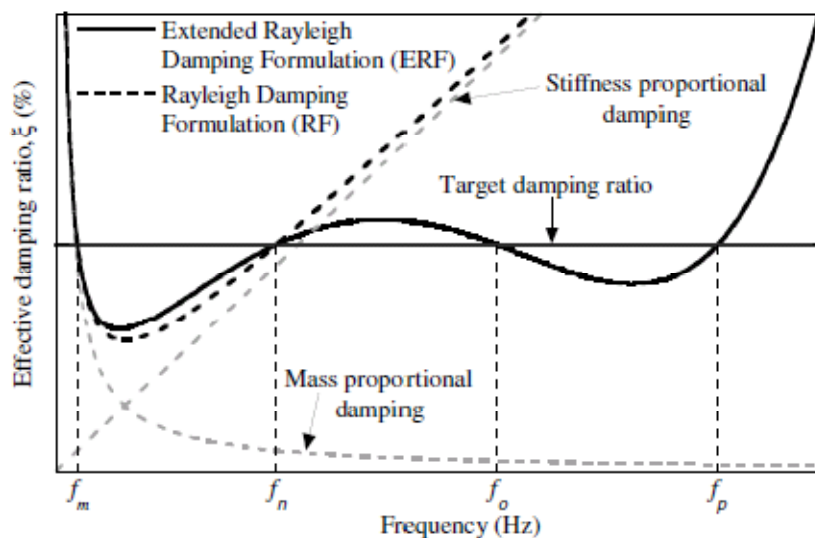


Figura 2.5 – Andamento del fattore di smorzamento del generico modo di vibrazione del sistema al variare delle frequenze naturali

Park e Ashash (2004) eseguono una serie di analisi numeriche al fine di poter valutare l'influenza che la scelta delle frequenze di controllo ha sul risultato dell'analisi di risposta sismica locale. Le frequenze di controllo ottimali sono state selezionate comparando le analisi nel dominio del tempo con formulazione alla Rayleigh (e quindi con uno smorzamento che dipende dalla frequenza) con le analisi nel dominio delle frequenze (smorzamento indipendente dalla frequenza).

Prima di condurre una qualsiasi analisi numerica completamente non lineare è necessario eseguire preliminarmente un'analisi elastica allo scopo di valutare le frequenze di controllo del sistema, e di poter garantire lo smorzamento voluto per prefissati valori di frequenza. Gli Autori prendono dunque in esame tre schemi di sottosuolo rappresentati da colonne di terreno di profondità 100 m, 500 m, e 1000 m, mostrati in Figura 2.6, rappresentative della stratigrafia della baia del Mississippi.

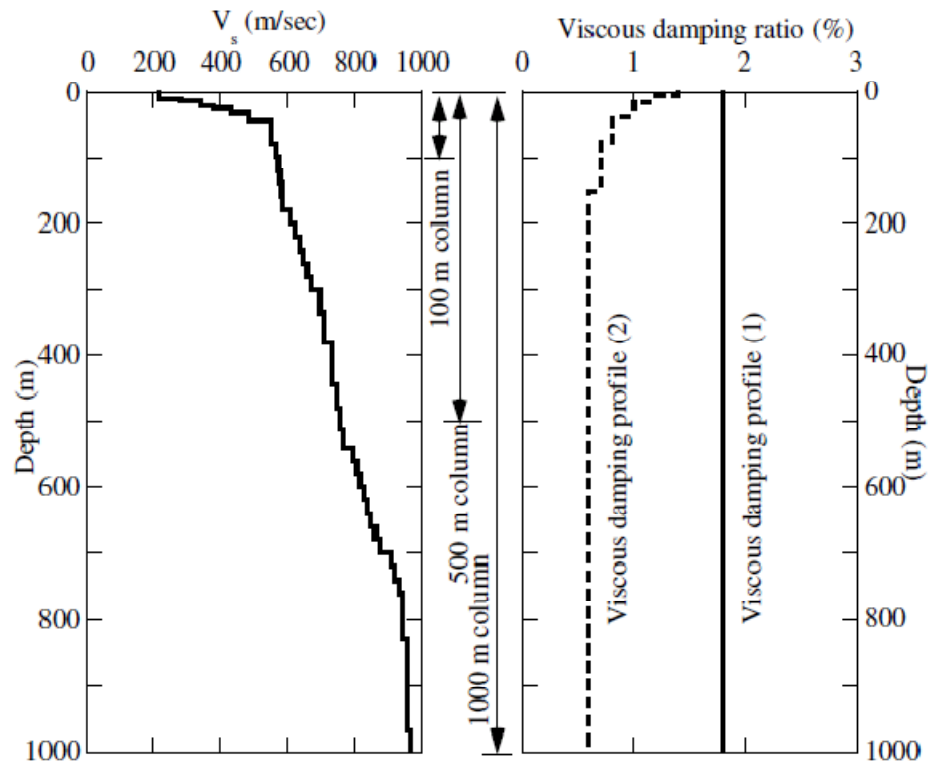


Figura 2.6 – Profili di V_s e del fattore di smorzamento, relativi alle stratigrafie proposte nello studio di Park e Ashash (2004)

Per tali depositi, le relative frequenze naturali sono rispettivamente pari a 1.1Hz (0.9s), 0.35Hz (2.9s) e 0.2Hz (5.18s). Nelle analisi sono stati utilizzati due profili del rapporto di smorzamento, mostrati in Figura 2.6, il primo dei quali è assunto costante e pari a 1.8%, ed il secondo variabile, in maniera decrescente con la profondità.

Gli input sismici utilizzati sono due accelerogrammi sintetici (Figura 2.7) e due registrazioni su affioramento roccioso dei terremoti di Nahanni (1985) e Loma Prieta (1989) (Figura 2.8).

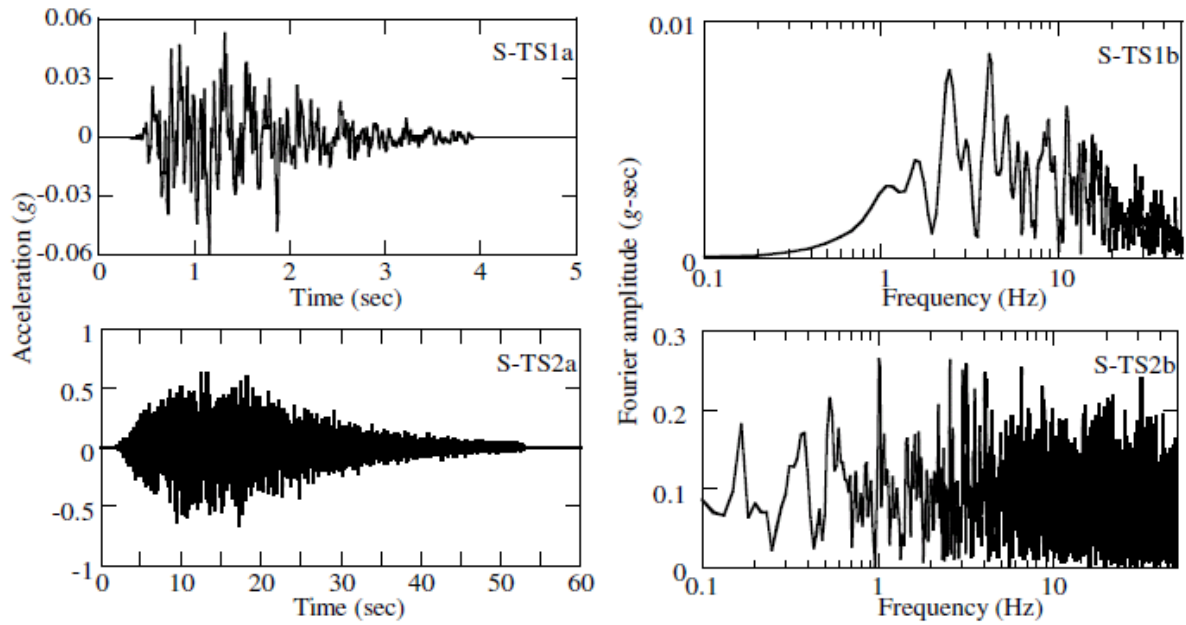


Figura 2.7 – Accelerogrammi sintetici utilizzati come input sismico.

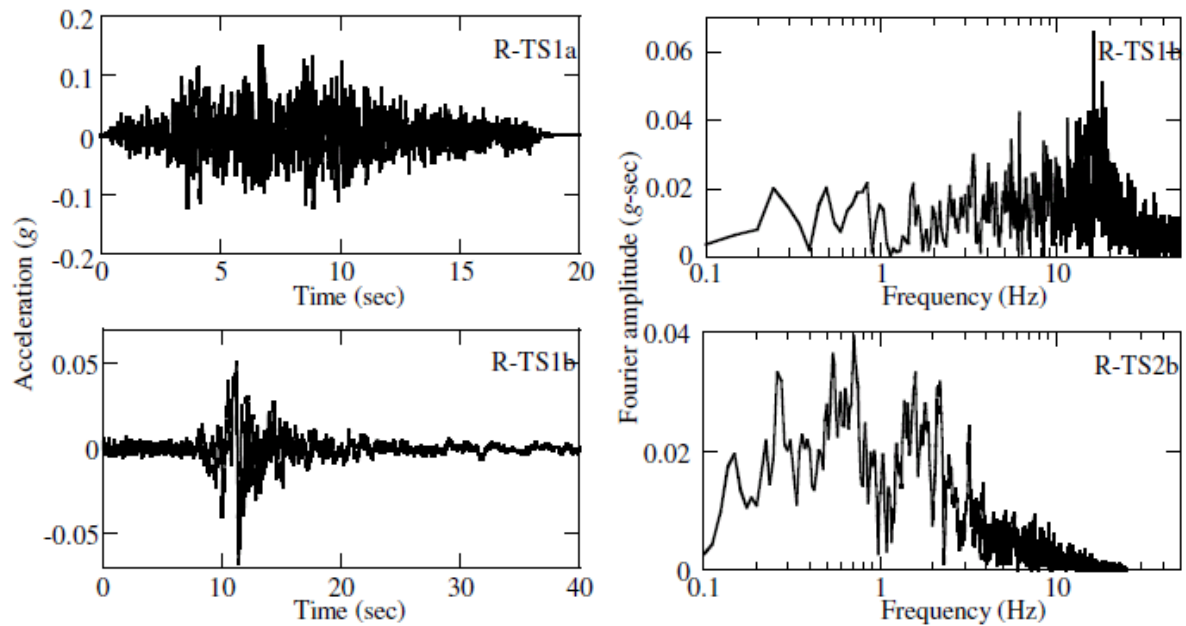


Figura 2.8 – RegISTRAZIONI su affioramento roccioso utilizzate come input sismico.

Tabella 2.1 – Quadro riepilogativo delle analisi condotte nello studio di Park e Ashash (2004)

Ground Motion Number	Location and Event	$a_{max}(g)$	Dominant Frequency (range) (Hz)	Linear Frequency and Time Domain Analyses			Equivalent Linear/Non-Linear Analyses
				Soil Column Thickness (m)			1000 m
				100 m	500 m	1000 m	
Synthetic ground motion (S-TS) generated using SMSIM							
S-TS 1	$M = 5, R = 20$ km	0.059	4 (2–15)	×	×	×	
S-TS 2	$M = 7, R = 32$ km	0.653	1* (1–50)			×	×
Recorded ground motion (R-TS) from rock sites							
R-TS 1	Station 6099, Nahanni Earthquake (1985)	0.148	16 (10–20)	×		×	
R-TS 2	Yerba Buena Island, Loma Prieta Earthquake (1989)	0.067	0.7 (0.1–1)			×	

TS: Time series also referred to as time history.

*It is not meaningful to define a predominant frequency as the motion content is evenly distributed over a wide frequency range.

Nella Tabella 2.1 troviamo riepilogate le principali caratteristiche dello studio condotto. Per ciascun profilo sono state dunque eseguite tre analisi. La prima analisi, denominata CRF, ha previsto un approccio tradizionale per la selezione delle frequenze di controllo: la prima frequenza corrispondente al primo modo di vibrare del sistema; la seconda corrispondente alla frequenza principale dell'input sismico oppure alla frequenza di un modo di vibrazione più alto. Nella seconda e nella terza analisi, denominate rispettivamente RF ed ERF, affinché si potesse ottenere la migliore corrispondenza con la soluzione numerica nel dominio delle frequenze, le frequenze di controllo sono state scelte indipendentemente dai modi di vibrare delle colonne.

Nella Figura 2.9 sono stati riportati i risultati relativi alla colonna di altezza 100 m e di altezza 500 m, essi sono stati ordinati in funzione di:

- rapporto tra spettro di Fourier in superficie e spettro relativo all'input;
- rapporto di smorzamento adottato per le analisi CRF, RF ed ERF;
- confronto della risposta sismica in superficie in termini di spettri di risposta valutati per uno smorzamento strutturale del 5%.

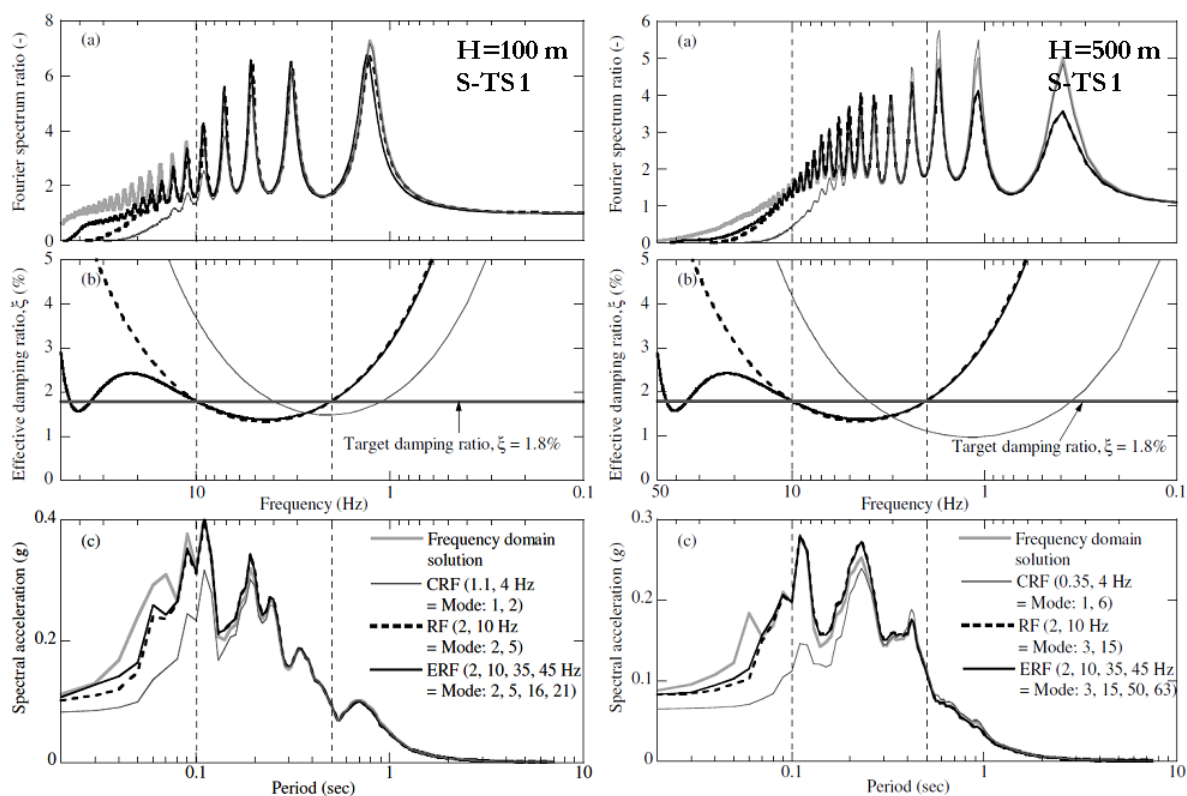


Figura 2.9 – Raffronto tra la metodologia proposta da Park e Ashah (2004) e la soluzione nel dominio delle frequenze in termini di: a) funzione di amplificazione, b) approccio di Rayleigh, c) spettri di risposta al 5% per H pari a 100 m e 500 m

Nell'analisi CRF si verificano due casi a seconda della frequenza considerata: per valori di frequenze compresi tra 1.1 Hz e 4 Hz, che rappresentano rispettivamente la prima frequenza naturale del deposito e la frequenza principale dell'input sismico, lo smorzamento risulta sottostimato; per valori esterni al suddetto intervallo lo smorzamento risulta, invece, sovrastimato.

Le analisi RF ed ERF prevedono, invece, l'individuazione del range di frequenza in cui si estende lo spettro dell'input sismico e sulla base di questo vengono decise le frequenze che devono essere assunte come frequenze di controllo. Le analisi RF ed ERF rispettivamente a due e quattro frequenze di controllo approssimano bene la risposta sismica locale in superficie ottenuta nel dominio delle frequenze; l'analisi convenzionale CRF è invece quella presenta le maggiori discrepanze.

Il range di frequenze del sistema tende a ridursi per profondità maggiori di 100 m. Nel caso H=500m, infatti, si osserva un aumento del numero di frequenze principali del sistema che entrano nel range di frequenza dell'input sismico. In questo caso l'approccio convenzionale risulta sempre meno affidabile mentre le analisi RF ed ERF mostrano una buona sovrapposizione con i risultati dell'analisi nel dominio delle frequenze.

Quanto fin'ora detto è stato quindi esteso al caso $H=1000$ m ed i risultati sono riportati nella Figura 2.10.

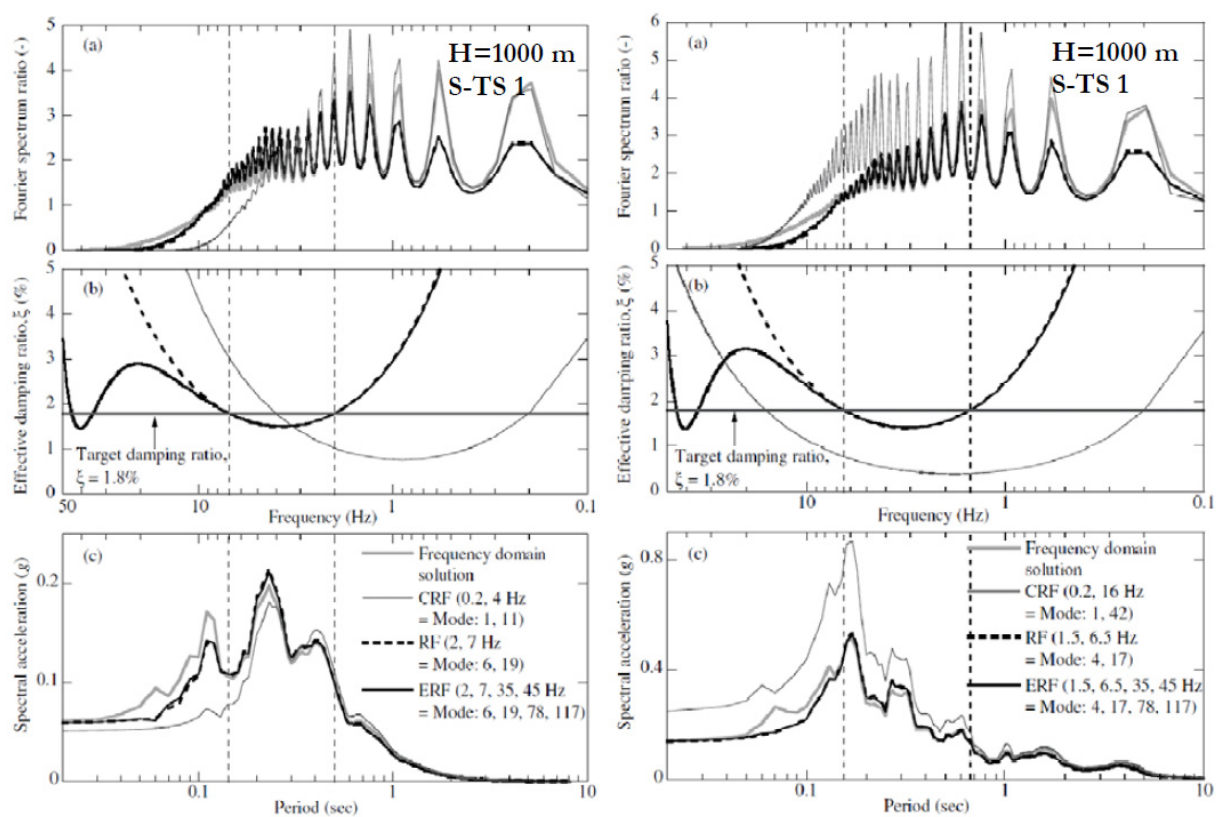


Figura 2.10 – Confronto tra la metodologia proposta da Park e Ashah (2004) e la soluzione nel dominio delle frequenze in termini di: a) funzione di amplificazione, b) approccio di Rayleigh, c) spettri di risposta al 5% per $H=1000$ m

La Figura 2.11 mostra il confronto tra la risposta osservata in superficie e gli input sismici R-TS2 ed S-TS2, relativamente al caso $H=1000$ m. Da entrambe le analisi è possibile osservare che la procedura convenzionale CRF tende a sottostimare significativamente la risposta in superficie mentre le analisi RF e ERF stimano correttamente la risposta, si nota infatti osserva una buona sovrapposizione con la soluzione nel dominio delle frequenze.

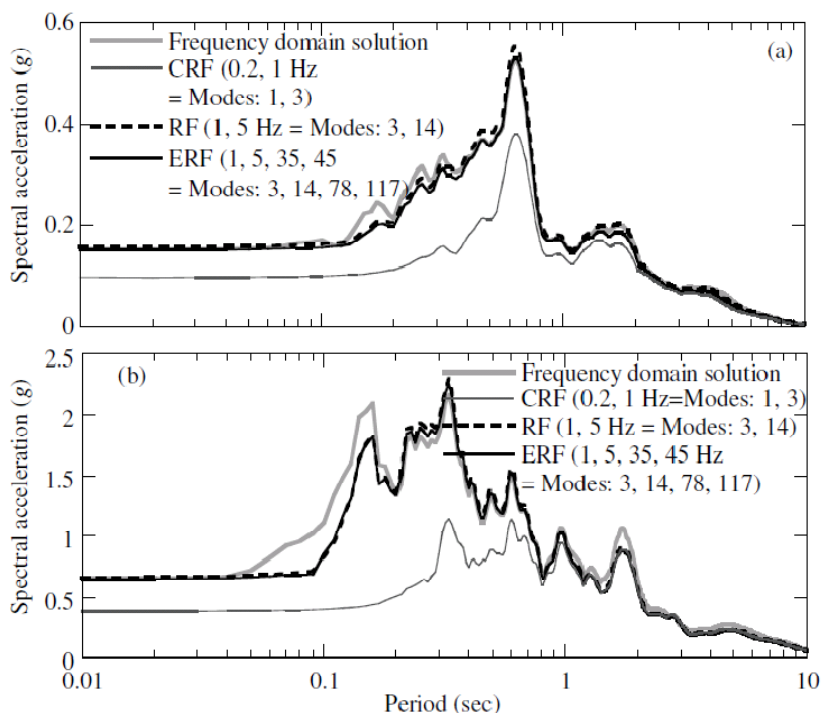


Figura 2.11 – Spettri di risposta relativi gli input sismici R-TS2 a) e S-TS2 b)

Infine, con riferimento al secondo profilo di smorzamento di Figura 2.6 (molto più basso del primo e che tiene conto dell'effetto della pressione di confinamento), vengono riportati in Figura 2.12 i risultati delle analisi condotte per il caso di colonna avente profondità $H=1000\text{m}$.

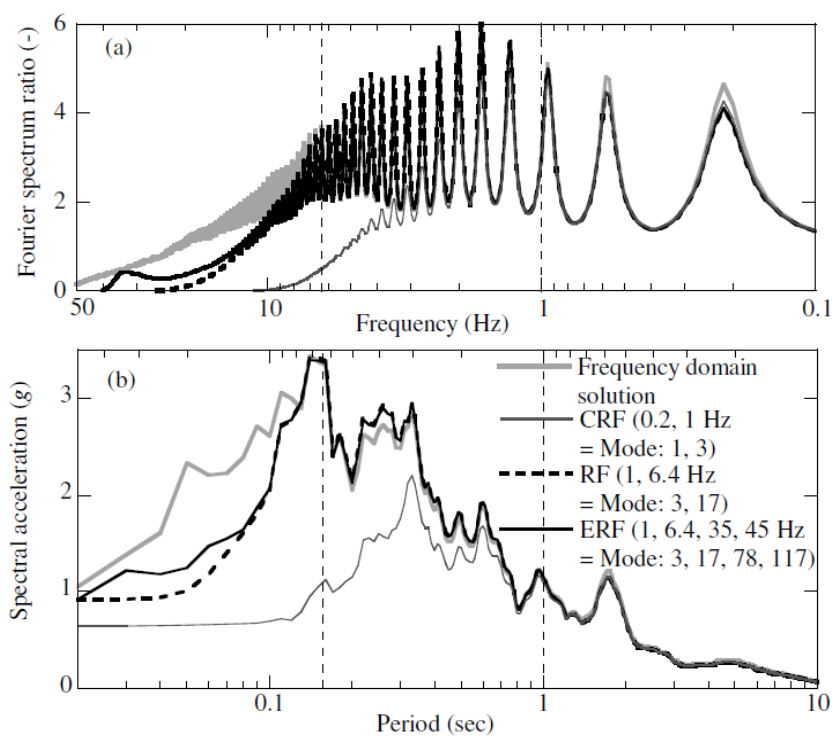


Figura 2.12 – Risposta in superficie nel caso di $H=1000\text{ m}$, input sismico S-TS2 e per il secondo profilo di smorzamento di Figura 2.6

Da quest'ultima figura si osserva che le procedure RF e ERF riescono a stimare correttamente la risposta sismica in superficie, nonostante la sovrapposizione dei risultati non sia perfetta a causa della dipendenza dello smorzamento dalla frequenza. Nel caso di utilizzo della procedura standard CRF, invece, la risposta sismica in superficie tende a essere sottostimata.

2.3.1.2 Il modello di Phillips e Hashash (2009)

Di recente Phillips e Hashash (2009) hanno proposto una nuova formulazione dello smorzamento, valida per le analisi di risposta sismica locale in campo monodimensionale e nel campo delle medie e delle grandi deformazioni.

Tale studio prevede la modifica dei criteri di Masing durante la fase di scarico e ricarica; la correzione da apportare dipende dal livello deformativo raggiunto e consente di cogliere contemporaneamente sia il decadimento della rigidità a taglio del terreno che l'incremento del fattore di smorzamento.

L'approccio di Rayleigh esteso a quattro frequenze di controllo è stato implementato nel codice di calcolo DEEPSOIL (Park e Hashash, 2002) per schematizzare lo smorzamento a basse livelli deformativi, nell'ambito di analisi completamente non lineari.

2.4 Effetti topografici

Gli effetti topografici rappresentano alcune modifiche del moto sismico dovute alle irregolarità topografiche del terreno. Tali modifiche, sommate agli effetti stratigrafici, contribuiscono ad aumentare sensibilmente l'effetto globale di trasformazione del segnale sismico proveniente dal substrato roccioso di riferimento, in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e durata.

Gli studi inerenti gli effetti delle irregolarità topografiche del terreno, si sono sviluppati successivamente a quelli relativi alla geologia superficiale ossia a quelli relativi agli effetti stratigrafici. Tale evidenza può essere dovuta ad un elemento non trascurabile che contraddistingue lo studio di tali effetti, ovvero la modellazione numerica, che si è sviluppata parallelamente all'evoluzione della capacità di calcolo dei computer.

Nell'ultimo trentennio sono stati condotti diversi studi mirati alla stima, qualitativa e quantitativa, degli effetti locali dovuti alle irregolarità topografiche del terreno. In questi studi, si sono realizzati diversi modelli atti a rappresentare tali effetti topografici. Allo stato attuale, tali modelli possono essere riassunti nelle due seguenti tipologie:

- *topografia convessa*: qualsiasi elevazione ubicata sopra la superficie libera del terreno, quali, ad esempio, montagne e dorsali;
- *topografia concava*: valli e canyon.

Gli effetti dovuti alla topografia convessa vengono comunemente denominati “*effetti di bordo o di valle*”, distinti dagli effetti della topografia concava chiamati “*effetti di pendio*” o semplicemente *effetti topografici* (tuttavia in quest’ultima connotazione vengono inglobati gli effetti di valle, essendo anch’essi degli effetti dovuti ad irregolarità di natura topografica).

All’interno di ciascuna topografia, in generale, è possibile distinguere le zone nelle quali si concentrano gli effetti più interessanti: i bordi e il fondo valle nella prima, le cime ed i piedi del pendio, nella seconda.

Le distinte geometrie considerate in tali studi sono caratterizzate da alcuni parametri. Nel caso di topografia convessa, ad esempio, il contorno della superficie libera su un mezzo omogeneo, è stato efficacemente descritto dal modello di Sills (1978) (Figura 2.13).

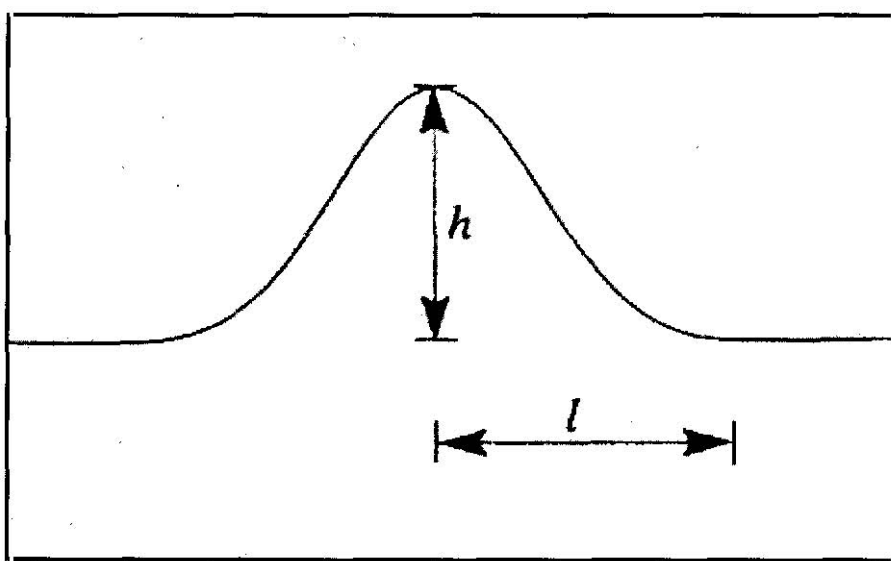


Figura 2.13 – Modello 2-D di elevazione sulla superficie libera (Sills, 1978)

Nel caso di geometria concava, si riporta in Figura 2.14 la geometria utilizzata in alcuni studi, in particolare valli semiellittiche in un mezzo omogeneo.

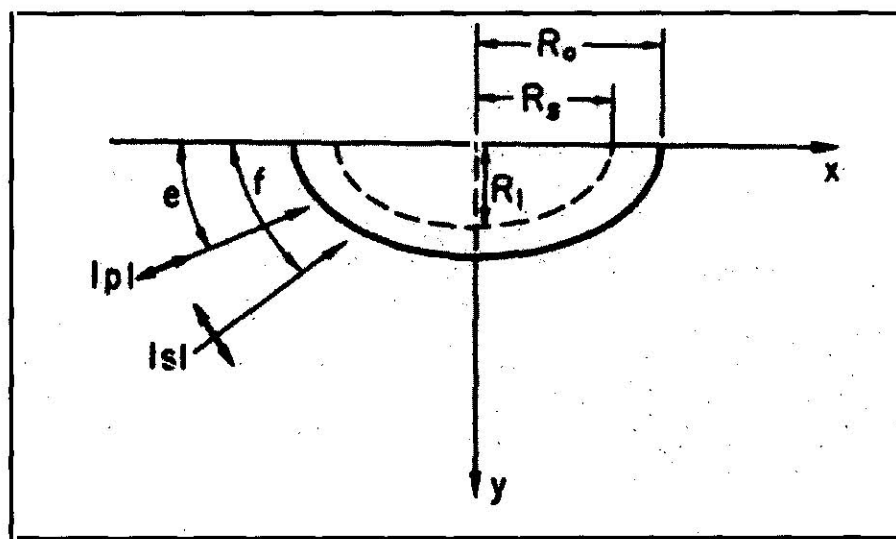


Figura 2.14 – Modello 2-D di valle semiellittica (Sills, 1978)

Gli studi condotti hanno consentito di verificare che, per valutare gli effetti locali, non deve essere considerata soltanto l'influenza dell'irregolarità della superficie. Vi sono infatti altri fattori che, relativamente a particolari fenomeni illustrati nel seguito, sono in grado di influenzare sensibilmente l'effetto locale, ed in particolare la tipologia dell'onda sismica, l'angolo di incidenza e la direzione della stessa, le proprietà meccaniche e dissipative del terreno. Tali influenze vengono tenute in adeguata considerazione, negli ultimi studi condotti, in genere realizzando analisi distinte per ciascuna tipologia di onda: P, SV, SH, e onde superficiali, così come per distinti angoli di incidenza e direzione di propagazione, e proprietà del terreno.

In particolare, i principali fenomeni fisici che sono stati riscontrati nella propagazione delle onde attraverso irregolarità topografiche si possono classificare, in base alla loro natura, in tre tipologie;

- *Diffrazione* delle onde di volume e onde superficiali, che causa interferenze tra l'onda diretta e l'onda rifratta. Le ampiezze di quest'ultima sono inferiori alla prima; ciò è particolarmente osservabile nel caso di topografie con lievi pendenze.
- *Focalizzazione* o *Defocalizzazione* delle onde sismiche riflesse lungo la superficie topografica.
- *Variazioni del movimento*, dovute alla relazione che intercorre tra la pendenza e l'angolo di incidenza. Questo fenomeno è particolarmente rilevante nel caso di onde SV quando esse incidono con un angolo prossimo a quello critico.

Il fenomeno fisico di amplificazione del moto alla sommità di un rilievo topografico va attribuito principalmente alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta del rilievo, a seguito della riflessione sulla superficie libera e all'interazione fra il campo d'onda incidente e quello diffratto. Il problema della diffusione e della diffrazione delle onde sismiche a causa di irregolarità topografiche è stata spesso studiata, con simulazioni di creste isolate o depressioni con terreno elastico omogeneo. Boore (1972) ha modellato gli effetti di una cresta usando le differenze finite, Smith (1975) ha utilizzato il metodo degli elementi finiti, Sanchez-Sèsma e Campillo (1991) hanno usato il metodo agli elementi di contorno, infine Bouchon (1973) e Bard (1982) hanno adottato il metodo del numero d'onda discreto per simulare la diffrazione topografica.

Diversi studi di letteratura hanno analizzato alcune tipiche configurazioni topografiche che possono essere raggruppate essenzialmente in tre tipologie: pendio di altezza finita, rupe e canyon. Illustriamo pertanto i risultati dei principali studi presenti al riguardo in letteratura.

2.4.1 Schema di pendio di altezza finita

“...l'effetto della vibrazione sulla consistente ardesia che compone la fondazione dell'isola, era ancora più strano: le parti superficiali di alcune strette creste tremavano come fossero state esplose da polvere da sparo. Questo effetto, reso cospicuo da fratture fresche e movimenti di terreno, doveva essere confinato entro la superficie, altrimenti non potrebbe esistere un solido blocco di roccia esteso per tutto il Chile; né è improbabile, dato che è noto che la superficie di un corpo vibrante è colpita in maniera diversa rispetto la parte centrale. Esso è forse dovuto alla stessa ragione per la quale i terremoti non causano tali terrificanti devastazioni in miniere profonde come ci si potrebbe aspettare...” (Barlow, 1933).

Questa citazione descrive gli effetti del terremoto cileno del 20 Febbraio 1835, e ci fa capire come l'amplificazione topografica dei moti sismici, fosse già un fenomeno ben noto a quei tempi.

Certamente, nel recente passato, ci sono stati numerosi casi di terremoti registrati e danni osservati nei quali l'amplificazione topografica ha determinato un importante effetto. Gli esempi includono osservazioni del terremoto di San Fernando del 1971 (Boore, 1972), del terremoto di Coaliga del 1983 (Celebi, 1991), del terremoto del Chile del 1985 (Celebi, 1987), del terremoto di Superstition Hills del 1987 (Celebi, 1991), e quello del Northridge del 1994 (Ashford e Sitar, 1994).

Attraverso i risultati di tali osservazioni, si è realizzata una notevole mole di lavoro per cercare di modellare, quantificare, e prevedere questi effetti.

Anche in Italia vi sono stati dei casi, anche piuttosto recenti, per i quali si sono riscontrati effetti locali dovuti all'influenza della topografia, convessa in particolare (effetti topografici “di

pendio”). L’osservazione della localizzazione dei danni suggerisce che l’influenza della geometria superficiale si risente maggiormente alla sommità di un rilievo. La rilevanza di tali fenomeni in eventi sismici avvenuti nel nostro Paese è documentata, ad esempio, dall’entità dei danni verificatisi alla sommità di alcuni rilievi in occasione del terremoto del Friuli del 1976 (Brambati et al., 1980) e del terremoto dell’Irpinia del 1980 (Siro, 1982; Rippa e Vinale, 1983).

Dal punto di vista applicativo, la modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno interessa la valutazione del rischio sismico non solo di centri abitati edificati su aree topograficamente accidentate, ma anche di manufatti ed infrastrutture in terra come rilevati stradali, argini e dighe di materiale sciolto.

Il fenomeno fisico di amplificazione del moto alla sommità di un rilievo topografico va attribuito alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta del rilievo a seguito della riflessione sulla superficie libera (Figura 2.15) ed all’interazione fra il campo d’onda incidente e quello diffratto.

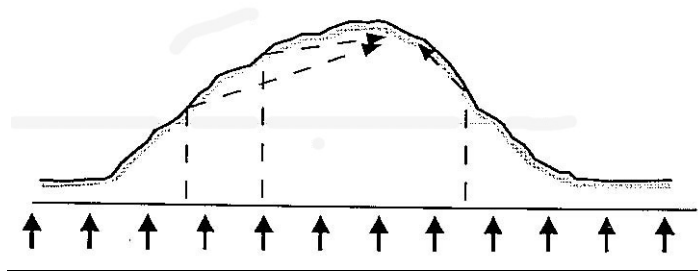


Figura 2.15 – Meccanismo di focalizzazione delle onde sismiche alla sommità di un rilievo

Lo studio degli effetti prodotti dalla propagazione di onde sismiche in presenza di irregolarità topografiche è reso disponibile dalla possibilità di usufruire di modelli di analisi numerica bidimensionale che tengano adeguatamente conto della possibile varietà di situazioni geometriche incontrate.

Negli ultimi anni sono sempre più numerosi gli studi parametrici, variamente caratterizzati in relazione al tipo d’onda in esame (P, SV, SH), all’inclinazione del raggio, alla forma dell’irregolarità topografica, alle ipotesi assunte sulla frontiera del deposito. Per contro, il numero di studi sperimentali è limitato all’analisi di registrazioni sismiche ottenute da esplosioni o repliche di terremoti di forte intensità. In essi, l’interpretazione dei dati strumentali è spesso complicata dalla difficoltà di distinguere fenomeni di amplificazione causati dalla topografia da quelli dovuti invece ad effetti stratigrafici.

Uno dei primi studi numerici dell’effetto di una topografia semplice sulla risposta sismica è stato effettuato da Boore (1972) utilizzando il metodo delle differenze finite. Sono stati condotti

studi successivi sull'effetto della topografia, usando i metodi agli elementi finiti (Smith, 1975), agli elementi di contorno (Sanchez-Sesma et al., 1982).

Geli et al. (1988) hanno rivisitato questi ed altri studi ed hanno effettuato delle analisi riguardanti una cresta isolata bidimensionale sulla superficie di un semispazio omogeneo, che hanno prodotto i seguenti importanti risultati:

- l'amplificazione dell'accelerazione non supera il valore 2 sulla cresta, massimizzandosi quando la lunghezza d'onda è circa uguale all'ampiezza della cresta;
- sono state constatate variazioni dell'ammontare di amplificazione ed attenuazione lungo la superficie del pendio dalla cresta alla base. Tuttavia, tali risultati sottostimano considerevolmente le amplificazioni osservate in sito, che perlopiù ricadono in un intervallo compreso tra 2 e 10, raggiungendo massimi di 30.

Geli et al. analizzarono quindi un modello più dettagliato, utilizzando un profilo stratificato ed introducendo degli effetti di sito, ed arrivarono a conclusioni simili a quelle ottenute dai precedenti studiosi. Inoltre trovarono che le creste confinanti possono avere notevoli effetti sulla risposta del sito rispetto alla stratigrafia e conclusero che i modelli, in futuro, dovranno essere in grado di considerare le onde di superficie e le onde SV, e le configurazioni geologiche tridimensionali.

Come sopra indicato, la maggiore ricerca sugli effetti topografici si è concentrata lontano dalle creste. Alcune delle procedure e dei concetti sviluppati per le analisi sulle creste possono essere estese pure ai pendii ripidi. Tuttavia, vi sono anche differenze significative tra la risposta di pendii ripidi e la risposta di creste di roccia modellati come un semispazio omogeneo; le principali sono la natura semifinita, in direzione orizzontale, dei materiali alle spalle della cresta del pendio e la potenziale amplificazione dei moti nel terreno.

2.4.1.1 Lo studio di Ashford et al. (1997)

Riguardo ciò, è opportuno menzionare i risultati relativi al lavoro di Ashford et al. (1997). Esso costituisce infatti uno studio parametrico nel dominio delle frequenze, usando contorni trasmissivi costanti generalizzati, per valutare l'importanza degli effetti topografici sulla risposta sismica di pendii scoscesi. Il modello computazionale utilizzato nello studio è il contorno trasmissivo costante generalizzato (GCTB) sviluppato e validato da Deng (1991) per analisi di risposta sismica locale bidimensionale. Kausel e Tassoulas (1981) hanno confrontato parecchie tipologie di contorni trasmissivi e trovarono un'ottima corrispondenza tra i contorni trasmissivi costanti e la soluzione in forma chiusa del problema di un carico armonico piano lineare agente su

uno strato. Il contorno trasmissivo costante generalizzato è un'estensione del contorno trasmissivo costante, sviluppato da Lysmer e Waas (1972), che permette di definire un contorno di forma arbitraria.

Uno dei vantaggi chiave della formulazione di Deng è la soluzione dell'equazione del moto lungo un contorno di forma arbitraria in un sistema stratificato, nello specifico lungo una curva rettilinea, e questa rappresentazione è alla base del GCTB. Il prefisso "generalizzato" si riferisce alla capacità di questi elementi di adattarsi all'arbitrarietà della forma dei contorni. Il modello nel dominio della frequenza è lineare viscoelastico ed utilizza un metodo complesso di risposta.

Il GCTB è formulato usando la soluzione analitica esatta nella direzione orizzontale ed una funzione di forma discretizzata per gli spostamenti del primo e del secondo ordine lungo il contorno di forma arbitraria (Deng, 1991). I contorni di tali elementi trasmettono opportunamente l'energia nella direzione orizzontale e rappresentano la condizione di contorno "infinito". I punti nodali esistono solo nei contorni tra le regioni, e solo i moti dei punti nodali devono essere risolti nell'equazione globale del moto. Una volta ottenuti i moti dei punti nodali, i moti entro ciascuna regione possono essere ricavati attraverso un processo di espansione nodale.

In Figura 2.19 è stato rappresentato un modello di pendio realizzato con il metodo GCTB. Il sito è suddiviso in due regioni semifinite sui bordi destro e sinistro rispettivamente. Ciascuna regione è suddivisa in un gruppo di strati perfettamente orizzontali, con proprietà dei materiali variabili da strato a strato, e con il restante intero modello su un semispazio simulato viscoelastico.

E' stato utilizzato un semispazio visco-elastico come base del modello sotto il GCTB, in maniera da rendere più reali le condizioni del modello; per minimizzare l'energia riflessa artificialmente, invece, si è optato per la tecnica di aggiungere strati al modello originario del sito.

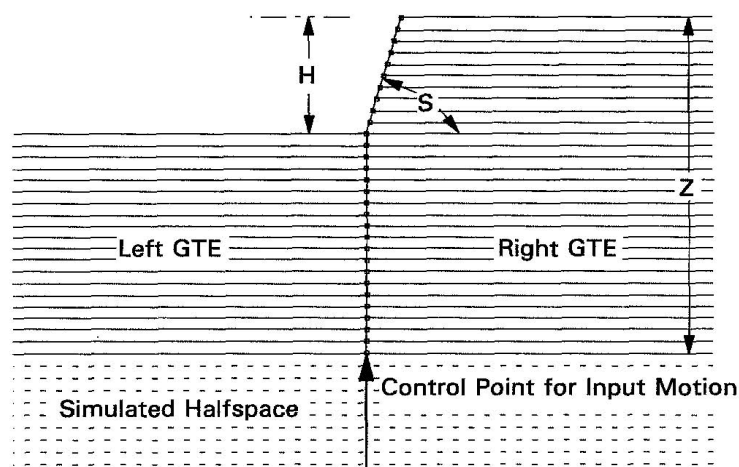


Figura 2.16 – Rappresentazione di un contorno trasmissivo costante generalizzato di un pendio ripido (GCTB), rappresentativo del modello utilizzato nello studio parametrico di Ashford et al. (1997).

Da tale lavoro è possibile trarre importanti conclusioni: l'effetto topografico del pendio sulla risposta sismica di tale pendio può essere normalizzata come una funzione del rapporto tra l'altezza del pendio e la lunghezza d'onda del moto di eccitazione (H/λ). La relazione tra l'altezza del pendio e la lunghezza d'onda del moto fu anche notata da May (1980) per la propagazione orizzontale di onde SH incidenti su una scarpata verticale, e relazioni simili sono state osservate da altri autori tra la dimensione della struttura e la lunghezza d'onda (Boore, 1972; Geli et al., 1988; Dakounas, 1993).

Per entrambe le onde SH e SV, l'entità della risposta sulla cresta del pendio è significativamente ridotta dall'incremento dello smorzamento, in particolare alle alte frequenze. Tuttavia, l'amplificazione del moto sulla cresta rispetto al free field alle spalle della stessa è relativamente non influenzato dallo smorzamento. Il fatto che l'amplificazione sia indipendente dallo smorzamento in un sistema omogeneo è stato anche osservato da Boore (1972).

Inoltre, per entrambe le tipologia di onda SV e SH, il picco dell'amplificazione topografica si ha per $H/\lambda=0.2$. Tale amplificazione è dell'ordine di 25% per onde SH e 50% per onde SV. Questo primo picco, corrisponde approssimativamente al primo modo di vibrazione della colonna di terreno di spessore H ($H/\lambda=0.25$), che è la frequenza alla quale Boore (1972) e Geli et al. (1988) osservarono il picco di risposta sui loro studi sulle creste. Picchi secondari si verificano vicino a $H/\lambda=0.7$ per onde SH e $H/\lambda=1.0$ per onde SV. La componente verticale dell'amplificazione topografica si verifica a prescindere dalla frequenza naturale del sito.

Considerando l'effetto dell'angolo di pendio sulla risposta, l'effetto topografico è più evidente per pendii ripidi con inclinazione maggiore a 60° e tende a decrescere con l'angolo di pendio (Figura 2.17 e Figura 2.18, ove si è indicato con β il rapporto di smorzamento).

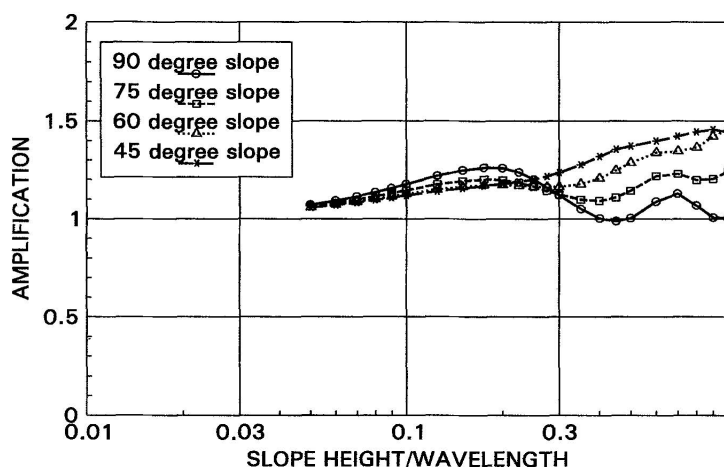


Figura 2.17 – Amplificazione orizzontale sulla cresta per incidenza verticale di onde SH su un pendio inclinato, con $\beta=1\%$ (da Ashford et al., 1997)

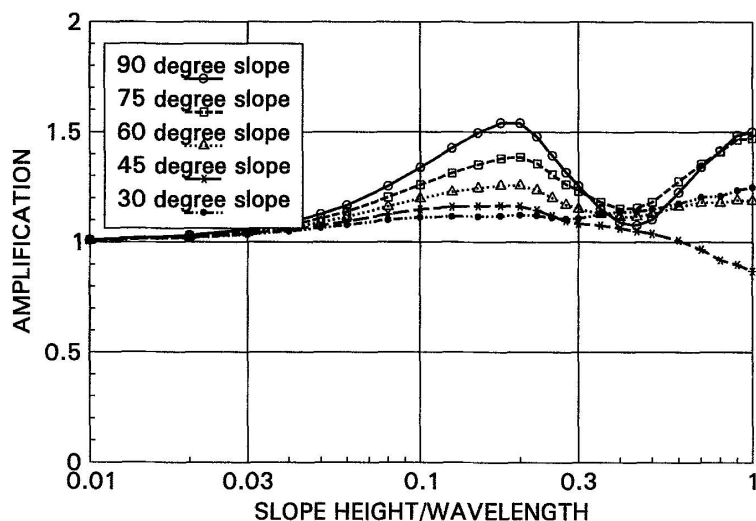


Figura 2.18 – Amplificazione orizzontale sulla cresta per incidenza verticale di onde SV su un pendio inclinato, con $\beta=1\%$ (da Ashford et al., 1997).

Alla luce dei risultati estrapolati da tale lavoro (Ashford et al., 1997), e di quanto ottenuto dai principali studi sperimentali e teorici reperibili in letteratura (Geli et al., 1988; Bard, 1994), è possibile di seguito riepilogare le indicazioni acquisite con maggior attendibilità in merito all'influenza della topografia (convessa) sul moto sismico:

- alla sommità di una irregolarità topografica il moto sismico è amplificato rispetto a quello alla base;
- l'amplificazione alla sommità di una irregolarità topografica è condizionata dalle sue caratteristiche geometriche, in quanto si verificano fenomeni di focalizzazione quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è comparabile con la semilarghezza (L) della base della irregolarità;
- l'entità dei fenomeni di amplificazione è correlata alla forma della irregolarità topografica: maggiore è il fattore di forma (H/L), più elevata è l'amplificazione in sommità;
- lungo i fianchi di una irregolarità topografica, l'interazione tra onde incidenti e diffratte produce rapide variazioni del moto, in ampiezza e contenuto in frequenza; ciò genera un complesso campo di spostamenti, con alternanza di fenomeni di amplificazione ed attenuazione, che possono dar luogo a marcati movimenti differenziali;
- esiste un accordo qualitativo tra i risultati delle modellazioni numeriche bidimensionali e le osservazioni sperimentali per ciò che concerne l'amplificazione del moto del suolo alla

sommità di una irregolarità topografica ed i complessi fenomeni di amplificazione ed attenuazione che si verificano lungo i fianchi;

- non esiste, invece, un accordo quantitativo tra i risultati delle modellazioni e le osservazioni sperimentali: generalmente i rapporti di amplificazione misurati sono molto maggiori di quelli teorici.

Assimaki, Gazetas, e Kausel (2005) hanno condotto uno studio parametrico sulla valutazione degli effetti delle condizioni locali sull'amplificazione sismica a seguito del sisma di Atene 1999. In occasione di tale sisma, la città di Adames, situata lungo il lato orientale del canyon di Kifissos river, ha inaspettatamente subito gravi danni.

Nonostante la particolare geometria del pendio che ha causato significative amplificazioni del moto sismico, i soli effetti topografici non possono spiegare la distribuzione non uniforme del danno che si è verificata fino a 300 m dalla cresta del canyon nonostante la zona fosse caratterizzata da una qualità strutturale piuttosto uniforme. Gli Autori sottolineano l'importante ruolo che la stratigrafia del terreno e la sua eterogeneità assume nei confronti del fenomeno dell'amplificazione sismica locale. Per questi motivi, è stata dapprima condotta una estensiva analisi parametrica utilizzando profili stratigrafici ideali, servendosi dell'onda di Ricker per descrivere l'input sismico; i risultati mostrano che sia la topografica che le condizioni stratigrafiche locali influenzano la variabilità spaziale del sisma. E' stata altresì condotta una analisi sulla propagazione elastica bidimensionale delle onde, basata su dati sismologici compatibili ed i risultati sono stati validati con registrazioni post-sismiche.

Bouckovalas e Papadimitriou, (2006) hanno presentato i risultati di una serie di analisi numeriche parametriche di risposta sismica dei pendii, nell'ipotesi di una propagazione verticale di onde S .

Le analisi tengono conto degli effetti della geometria del pendio, delle proprietà dinamiche del terreno, delle frequenze dominanti e della durata dell'eccitazione sull'amplificazione sismica. I risultati mostrano una evidente variabilità topografica della componente orizzontale del sisma, con un generale trend di amplificazione in corrispondenza della sommità e di deamplificazione in prossimità del piede del pendio. Lo studio mette, inoltre, in luce l'esistenza di una componente verticale parassita del moto sismico generata dalla riflessione delle onde in superficie e che sotto certe condizioni può diventare paragonabile alla componente orizzontale. Da un punto di vista ingegneristico sono stati stabiliti dei criteri per valutare l'importanza degli effetti topografici, sono state previste delle relazioni per la valutazione preliminare dell'amplificazione topografica del sisma e dell'estensione delle zone significativamente interessate dall'amplificazione in prossimità

della cresta del pendio. L'attendibilità dei criteri adottati e delle relazioni proposte è stata verificata sulla base dello studio di alcuni casi reali e delle linee di alcuni riferimenti normativi.

2.4.1.2 Lo studio di Assimaki, Gazetas, e Kausel (2005)

Lo studio di Assimaki, Gazetas, e Kausel (2005) mostra come il fattore di amplificazione sismica in prossimità del vertice della rupe sia fortemente influenzato dalla stratigrafia del terreno e pertanto dalla sua eterogeneità. Viene inoltre ribadito che, per ottenere una buona stima dell'amplificazione sismica, è necessario modellare simultaneamente la geometria dell'irregolarità topografica e le condizioni stratigrafiche locali.

La non linearità del terreno, tuttavia, non viene tenuta in considerazione in tale studio.

In accordo con Bard (1999) gli effetti topografici vengono dunque relazionati principalmente a tre fenomeni fisici:

- la dipendenza del moto superficiale dall'angolo di incidenza, rilevante per onde SV in corrispondenza dell'angolo di incidenza critico (Figura 2.19);
- focalizzazione delle onde sismiche riflesse lungo la superficie topografica;
- fenomeni di diffrazione.

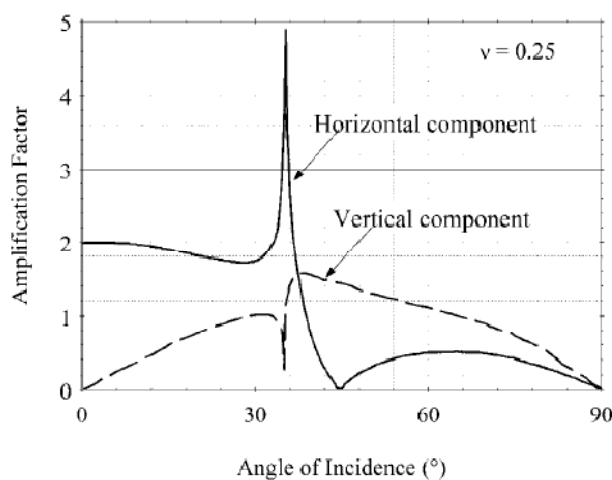


Figura 2.19 – Dipendenza del moto in superficie dall'angolo di incidenza delle onde SV (Bard e Riepl-Thomas, 1999)

L'incidenza delle onde SH è stata studiata frequentemente per la sua semplicità matematica poiché la rifrazione e la diffrazione delle onde SH in campo bidimensionale non comporta fenomeni di *mode conversion*, cosa che invece accade nel caso delle onde S e P (che quindi generano fenomeni di conversione). Tutti gli studi mostrano che esiste una zona nelle vicinanze del pendio dove si riscontra una elevata amplificazione delle onde incidenti perché le onde primarie SV si combinano con le onde di Rayleigh diffratte.

Esistono numerosi esempi in letteratura nei quali è stato dimostrato che gli effetti topografici sono molto pronunciati per lunghezze d'onda comparabili con le caratteristiche geometriche dell'irregolarità. Questi studi mostrano anche che l'amplificazione topografica è trascurabile per lunghezze d'onda molto lontane dalle dimensioni dell'asperità.

Il modello numerico adottato è stato realizzato con elementi finiti piani a tre o a quattro nodi. La loro dimensione dipende dal contenuto in frequenza dell'eccitazione sismica e dalla velocità media delle onde di taglio V_S . L'input sismico è descritto in termini di forze effettive; il modello prevede onde SV incidenti verticalmente. In tutte le simulazioni eseguite dagli Autori, la posizione cresta è definita a 300 metri dal contorno sinistro, a tale distanza gli effetti dell'amplificazione topografica sono trascurabili. Per quanto concerne la geometria del canyo, mostrata in Figura 2.20), l'altezza del pendio è stata assunta pari a 40 m e l'angolo di pendio pari a 30° .

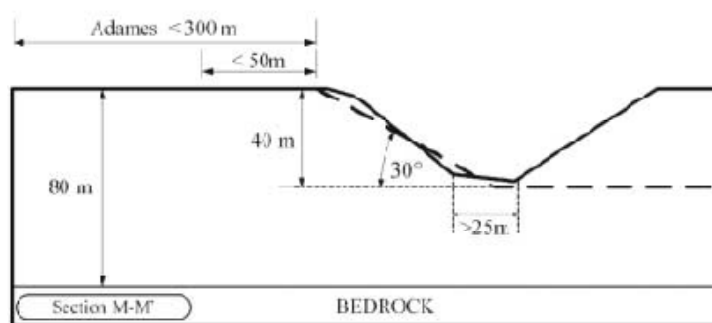


Figura 2.20 – Schematizzazione sezione del canyon di Kifisor e della regione di Adames (Gazetas, Kallou, Psarropoulos, 2002)

L'input sismico utilizzato è rappresentato da un segnale di Ricker avente frequenza normalizzata pari a $a_0=2f_0H/V_S=1.00$ dove f_0 è la frequenza centrale della pulsazione, H è l'altezza della rupe e V_S è la velocità di propagazione delle onde di taglio. Il coefficiente di Poisson è assunto pari a 0.35 valore tipico di argille consistenti.

La Figura 2.21 mostra la distribuzione spaziale dell'accelerazione di picco sia orizzontale che verticale normalizzata rispetto al moto di far field. Così come suggerito anche da Bard (1999), gli effetti topografici sono molto pronunciati per lunghezze d'onda comparabili con le dimensioni della topografia. Il massimo aggravio per l'accelerazione orizzontale è del 50% circa mentre è dell'ordine del 35% per l'accelerazione verticale.

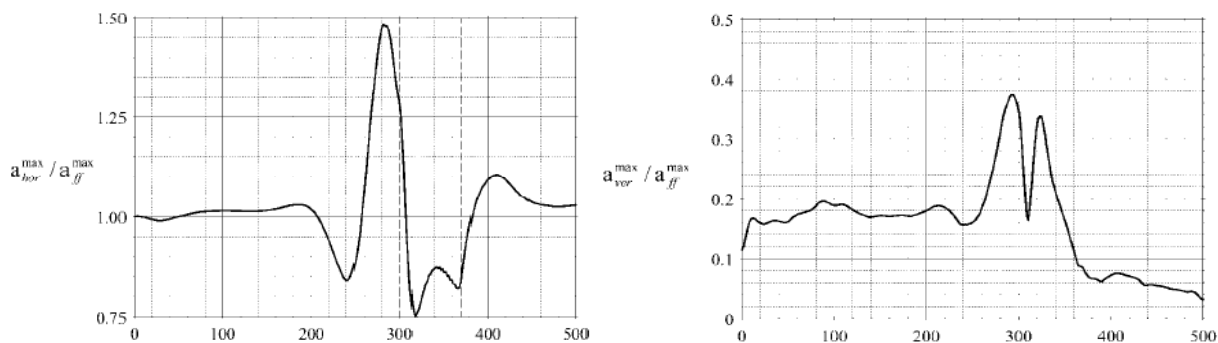


Figura 2.21 – Andamento dell’accelerazione orizzontale e verticale normalizzate lungo la superficie per un pendio con angolo di inclinazione di 30° soggetto alla propagazione di onde SV (la posizione cresta è localizzata a $x=300\text{m}$)

Per la valutazione degli effetti stratigrafici è stata considerata la schematizzazione mostrata in Figura 2.22; in dettaglio è stata simulata la risposta di uno strato omogeneo poggiante su bedrock (Figura 2.22a) e di un doppio strato poggiante su bedrock (Figura 2.22b). Entrambe le configurazioni sono soggette al segnale di Ricker con frequenza centrale f_0 ; sono state poi condotte delle analisi parametriche sulle seguenti grandezze:

- frequenza dominante dell’input sismico, normalizzata,
rispetto a V_S e ad $(H-h) a_0 = 2f_0(H-h)/V_S$;
- il rapporto di impedenza $\rho_R V_R / \rho_S V_S$;
- il rapporto h/H ;
- lo spessore relativo $h_1/(H-h)$ e il rapporto V_{S1}/V_{S2} .

Per tutte le analisi lo smorzamento materiale è assunto pari a 0.05 per la strip di terreno e 0.01 per gli altri strati, il coefficiente di Poisson è assunto pari a 0.35 e la densità del bedrock è assunta pari a quella del terreno sovrastante, ciò comporta che il rapporto di impedenza sismica dipende solo da V_R/V_S .

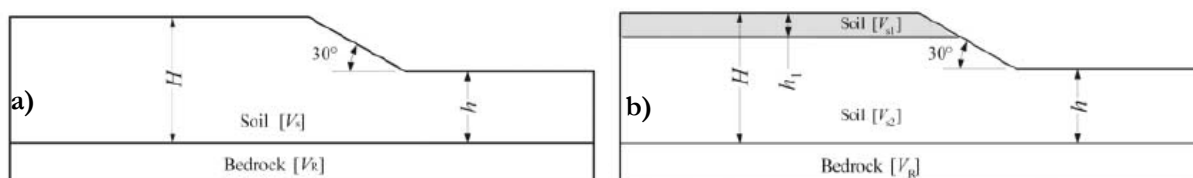


Figura 2.22 – Schematizzazione dei modelli numerici utilizzati nello studio parametrico

La Figura 2.23 riporta i risultati relativi allo schema di terreno omogeneo con un solo strato, nonché la distribuzione spaziale dell'accelerazione massima (orizzontale e verticale) dietro la cresta del pendio per $V_R/V_S=1.00$ e $h/H=0.50$.

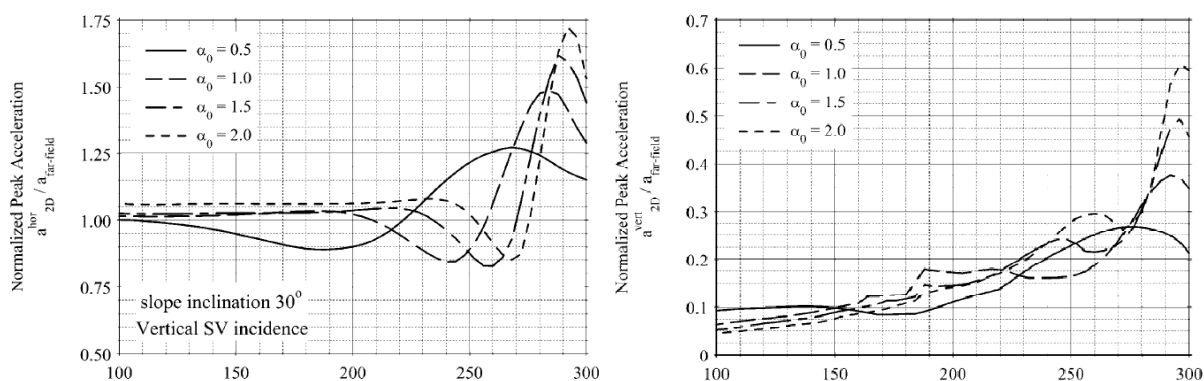


Figura 2.23 – Accelerazione verticale e orizzontale normalizzate dietro la cresta del pendio in funzione del contenuto in frequenza dell'input sismico incidente, per $V_R/V_S = 1.00$ e $h/H = 0.50$. (la cresta è localizzata in $x=300$ m)

Per ciascuna simulazione la risposta è normalizzata rispetto all'accelerazione di picco in condizioni di far field; questa è valutata assumendo la condizione di campo libero a 300 m di distanza dalla cresta. I risultati trovati sono in accordo con quelli riportati da Ashford e Sitar (1997) e possono essere riassunti come segue. la posizione del punto in cui si registra la massima accelerazione orizzontale dietro la cresta del pendio è controllata dalla lunghezza d'onda dominante (λ_0) del moto incidente; si è sistematicamente osservata una distanza pari a $0.2 \lambda_0$ dalla cresta. L'ampiezza del picco dipende dalla frequenza e cresce linearmente con essa.

Un'altra considerazione da fare riguarda l'ampiezza della componente verticale parasita. Essa infatti dipende dalla frequenza dominante, per frequenze elevate la risposta in termini di accelerazione è dell'ordine del 60% rispetto alla risposta in condizioni di far field.

Come è visibile nella Figura 2.24 e nella Figura 2.25, le analisi parametriche sono state eseguite al variare del rapporto h/H e al variare di a_0 fissato il rapporto $V_R/V_S=10.00$.

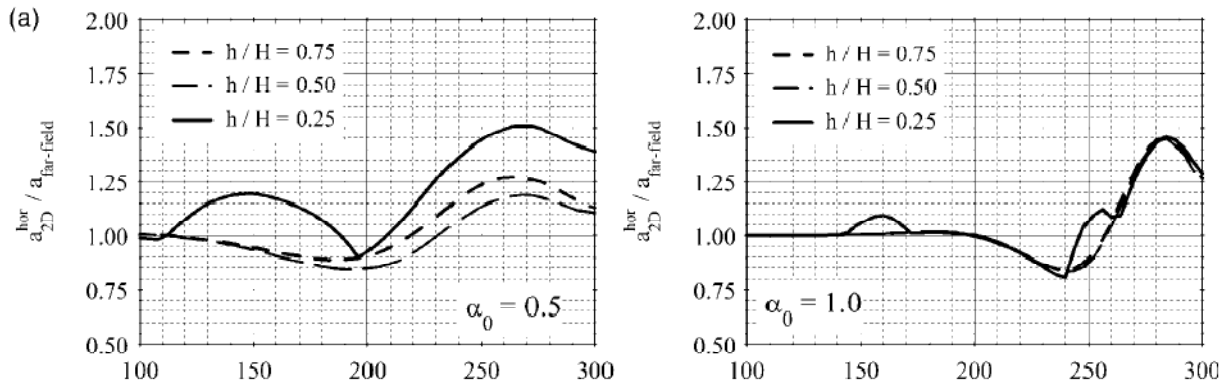


Figura 2.24 – Influenza del parametro h/H sulla distribuzione spaziale dell'accelerazione superficiale normalizzata ($V_R/V_S=10.00$)

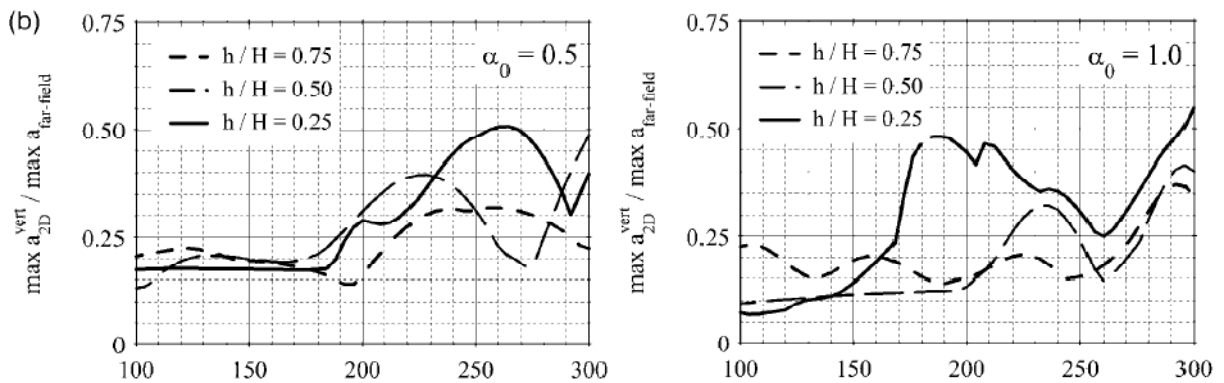


Figura 2.25 – Influenza del parametro h/H sulla distribuzione spaziale dell'accelerazione superficiale normalizzata ($V_R/V_S=10.00$)

Gli Autori analizzano anche lo schema di terreno avente due strati differenti; la presenza di uno strato più superficiale genera infatti degli effetti sulla diffrazione e sull'interferenza delle onde in corrispondenza della cresta.

La variazione spaziale dell'accelerazione verticale ed orizzontale dietro la cresta del pendio è mostrata in Figura 2.26 e Figura 2.27 per uno spessore relativo $h_1/(H-h)=0.25$ e $V_R/V_{S2}=1.00$. I risultati sono mostrati al variare del contrasto di impedenza (V_{S1}/V_{S2}) e per tutte le frequenze a_0 adimensionalizzate investigate ($i=30^\circ$ ed $h/H=0.50$ per tutte le simulazioni) per un rapporto $V_{S1}/V_{S2}=1.00$ si ricade nel caso precedente di terreno ad unico strato. Le conclusioni principali dello studio mostrano che nel caso di strato superficiale soffice ($V_{S1}/V_{S2}=0.5$) l'energia dell'onda incidente rimane praticamente intrappolata nello stesso; inoltre, nel caso di strato superficiale rigido ($V_{S1}/V_{S2}=2.0$) l'energia incidente viene completamente riflessa.

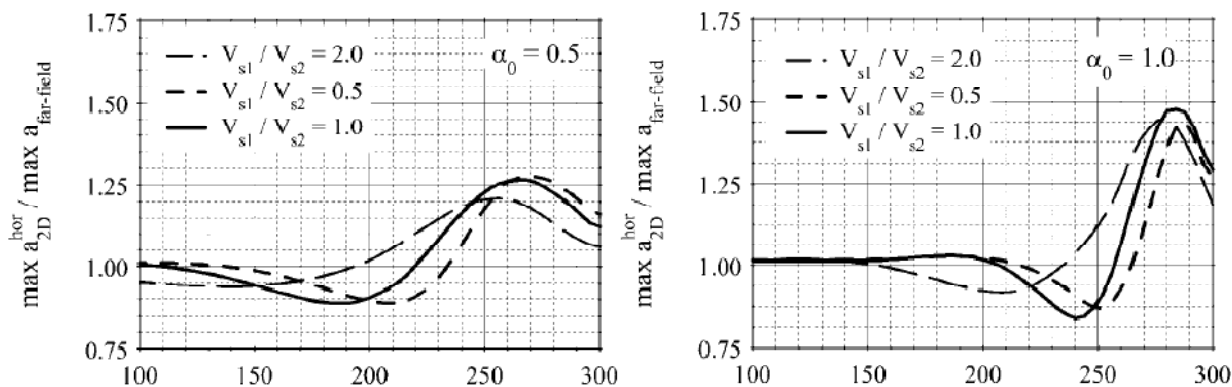


Figura 2.26 – Influenza della rigidezza dello strato superficiale (V_{s1}/V_{s2}) sulla distribuzione spaziale dell'accelerazione superficiale normalizzata ($V_R/V_{S2} = 1.0$).

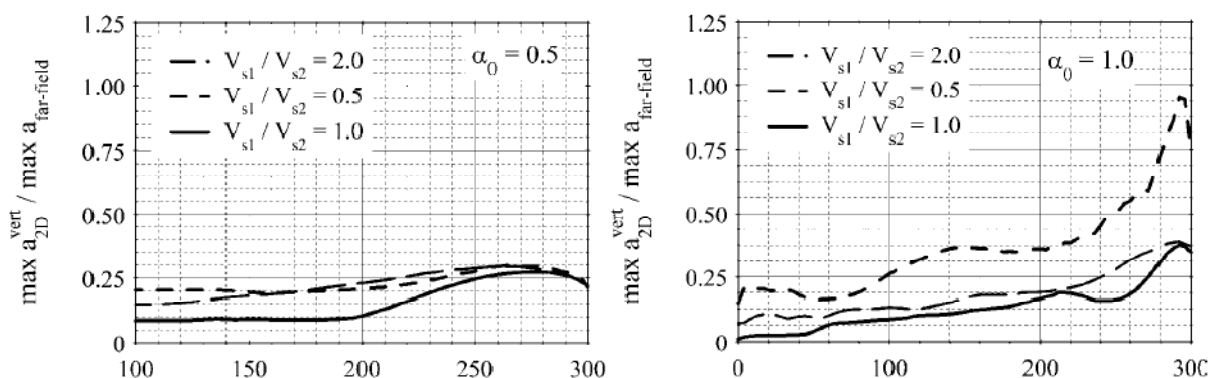


Figura 2.27 – Influenza della rigidezza dello strato superficiale (V_{s1}/V_{s2}) sulla distribuzione spaziale dell'accelerazione superficiale normalizzata ($V_R/V_{S2} = 1.0$).

2.4.1.3 Lo studio di Bouckovalas e Papadimitriou (2006)

Nello studio di Bouckovalas e Papadimitriou, (2006) è stata condotta una analisi numerica con il codice FLAC 2-D (Itasca, 1993) utilizzando un modello visco-elastico lineare. Sono stati assunti inoltre $V_S=500$ m/s, il coefficiente di Poisson pari a $1/3$ e la densità del terreno pari a 2 Mg/m³. Nella Figura 2.28 è riportata una illustrazione schematica 2-D della mesh utilizzata e delle condizioni al contorno imposte.

Al fine di poter simulare la massa di terreno uniforme sono stati impiegati da 28000 a 120000 elementi, con una altezza massima pari ad $1/10 - 1/20$ della lunghezza d'onda predominante dell'eccitazione sismica imposta allo scopo di evitare distorsioni numeriche relative al contenuto in frequenza del segnale di input.

Si è passato dunque a formulare la geometria del problema. La lunghezza e l'altezza della mesh sono state fissate, rispettivamente, pari $20H$ e $5H$; essendo H l'altezza del pendio ciò ha garantito la riduzione degli effetti delle riflessioni d'onda in corrispondenza della frontiera dell'area esaminata;

per lo stesso scopo alla base del modello e sui contorni laterali sono stati applicati dei contorni assorbenti.

Diversamente dalla pratica comune, che introduce l'eccitazione sismica alla base della mesh come una time history di accelerazioni (velocità o spostamenti), nell'analisi è stata adottata una time history in termini di stress di taglio;

Bisogna inoltre considerare che sono state condotte molte delle analisi numeriche con una eccitazione armonica uniforme di 20-40 cicli, oppure con un'onda Chang allo scopo di simulare la durata limitata e il graduale incremento e decremento dell'ampiezza dell'eccitazione. In aggiunta, un limitato numero di analisi parametriche sono state condotte per eccitazioni sismiche reali per sondare gli effetti di un elevato contenuto in frequenza.

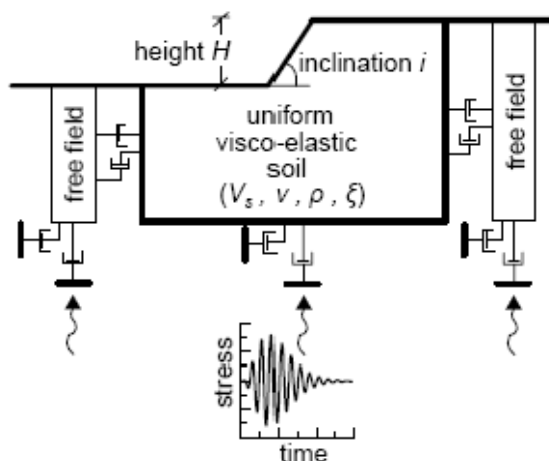


Figura 2.28 – Schematizzazione bidimensionale del pendio e delle condizioni al contorno (Bouckovalas e Papadimitriou, 2006)

E' importante sottolineare anche come l'accuratezza delle previsioni numeriche si stata verificata attraverso un confronto con soluzioni analitiche per topografie di varia forma in uno spazio uniformemente elastico (Bouckovalas e Papadimitriou, 2005). In aggiunta, è necessario notare che i risultati delle analisi numeriche sono stati normalizzati rispetto alla risposta sismica monodimensionale. Per questo motivo ogni analisi 2-D è riferita a due analisi monodimensionali relative al piede del pendio e alla cresta. L'esigenza nasce dal fatto che gli effetti topografici decrescono asintoticamente con la distanza dal pendio.

Risultati tipici di analisi numeriche sono riportati in Figura 2.29, per il caso specifico di terreno uniforme, inclinazione del pendio di 30° , altezza normalizzata $H/\lambda=2.0$, coefficiente di smorzamento critico pari al 5% e 6 cicli significativi dell'eccitazione sismica ($N=6$). La figura mostra la variazione del fattore di amplificazione topografica $A_h=a_h/a_{h,ff}$ e $A_v=a_v/a_{v,ff}$ con la distanza dalla cresta x , avendo indicato con a_h e a_v i valori di picco delle accelerazioni orizzontale e verticale

in ogni punto della superficie del terreno. Il parametro $a_{h,ff}$ rappresenta l'accelerazione orizzontale di picco in condizioni monodimensionali (free-field) ed è utilizzata per normalizzare a_h e a_v ; ovviamente risulta $a_{v,ff}=0$ per la propagazione verticale di onde SV nel caso 1-D. L'esame e l'interpretazione dei dati mostrati fornisce indicazioni sui meccanismi che regolano e controllano l'amplificazione topografica e consentono di pervenire ad alcune prime conclusioni che possono essere così schematizzate:

- una eccitazione puramente orizzontale, indotta dalla propagazione verticale delle onde SV , induce una eccitazione verticale in corrispondenza della superficie del pendio. Come mostra la Figura 2.29 la componente verticale parassita può essere comparabile con quella orizzontale in condizioni di free-field, sotto certe condizioni di terreno, di topografia e di eccitazione sismica;
- l'amplificazione topografica della componente orizzontale, espressa come rapporto di accelerazione $a_h/a_{h,ff}$, oscilla intensamente con la distanza dalla cresta del pendio, alternando amplificazioni ($A_h > 1$) e deamplificazioni ($A_h < 1$). Analogamente la componente verticale parassita espressa come A_v ha anch'essa una intensa variabilità con la distanza. In particolare la distanza tra valore massimo e minimo può essere approssimativamente assunta pari a λ per entrambe le componenti (orizzontale e verticale). Inoltre, in generale, la componente orizzontale è deamplificata in corrispondenza del piede del pendio ed amplificata in corrispondenza della cresta.

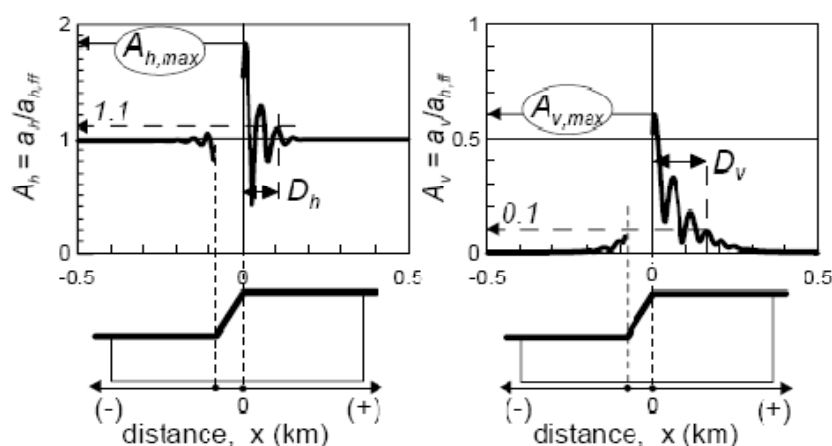


Figura 2.29 – Risultati ottenuti in termini di fattore di amplificazione orizzontale e verticale. Si nota l'influenza della distanza x dalla cresta del pendio ($H/\lambda=2$, $i=30^\circ$, $N=6$, $\zeta=5\%$) sulla risposta.

I risultati descritti nei punti precedenti, possono essere attribuiti alla riflessione delle onde SV in corrispondenza della superficie inclinata del pendio; tale fenomeno genera onde P ed SV che si propagano obliquamente in superficie dietro la cresta del pendio. Invece, in prossimità della superficie dietro la cresta e prima del piede del pendio, si generano delle onde di Rayleigh per

effetto della propagazione verticale delle onde SV . Questo meccanismo induce la nascita di una componente verticale parassita. Le onde riflesse, inoltre, arrivano in superficie con tempo e fase diversi da punto a punto, pertanto la loro sovrapposizione con le onde SV , che si propagano verticalmente, può dare luogo ad amplificazioni o deamplificazione della componente orizzontale del sisma.

In tutto sono state condotte 90 analisi numeriche per verificare l'influenza dei parametri più importanti ovvero:

- l'inclinazione del pendio normalizzata rispetto al caso $i=90^\circ$ ($I=i/90^\circ$, $i=10^\circ-90^\circ$, $I=0.11-1$);
- l'altezza normalizzata H/λ ($H/\lambda=0.05-2.00$);
- il numero di cicli significativi N che portano ad una intensità maggiore del 50% del valore di picco ($N=1-12$);
- il coefficiente di smorzamento ξ ($\xi=0-20\%$).

Le analisi sono state condotte utilizzando una eccitazione sismica con periodo predominante $T_e=0.05-2.0$ sec e che comporta una variazione di H/λ tra 0.05 e 2.00; in tutte le analisi si è assunto $H=50m$ e $V_S=500m/s$.

Le eccitazioni sismiche utilizzate per condurre l'analisi parametrica (armoniche o segnale di Chang) sono caratterizzate da uno spettro di frequenza ristretto. Per esplorare l'importanza di questa limitazione, le relazioni proposte sono state applicate ai seguenti case history:

- il pendio di Aigion city con una inclinazione $i=45^\circ$, altezza $H=80m$ e moto sismico registrato a Aigion il 15-6-95 (Bouckovalas, Gazetas e Papadimitriou, 1999);
- il pendio di Kifissos river in Adams con una inclinazione di 30° ed altezza di $40m$ e moto sismico registrato ad Atene il 7-9-99 (Gazetas, Kallou, Psarropoulos, 2002);
- il pendio di Kifissos river nel sito dell'Hotel Dekelia con una inclinazione di 16° , altezza di $35m$ e moto sismico registrato ad Atene il 7-9-99 (Athanasopoulos, Pelekis, Xenaki, 2001).

L'esame dei risultati evidenzia che:

- il moto sismico viene in generale amplificato presso la cresta e deamplificato presso il piede;
- anche in presenza di una sollecitazione puramente orizzontale, un significativo moto verticale è indotto in superficie: presso la cresta le accelerazioni verticali possono raggiungere lo stesso ordine di grandezza delle accelerazioni orizzontali in condizioni di free-field;

- sul ripiano dietro la cresta del pendio si alternano, nell'ambito di piccole distanze, zone di amplificazione e zone di deamplificazione del moto sismico, la cui verifica sperimentale richiederebbe quindi array estremamente fitti; la modifica del moto sismico dovuta alla topografia non resta localizzata presso la cresta ma si spinge a distanze sensibili, in genere variabili tra 2 e 8 volte l'altezza del pendio H .

Gli ultimi due effetti vengono attribuiti dagli Autori all'incidenza sul ripiano dietro la cresta delle onde SV e P riflesse sulla superficie del pendio, alla propagazione su tale ripiano di onde Rayleigh generate presso la cresta e alla eventuale interazione tra tali onde (riflesse e diffratte) con il campo d'onda incidente.

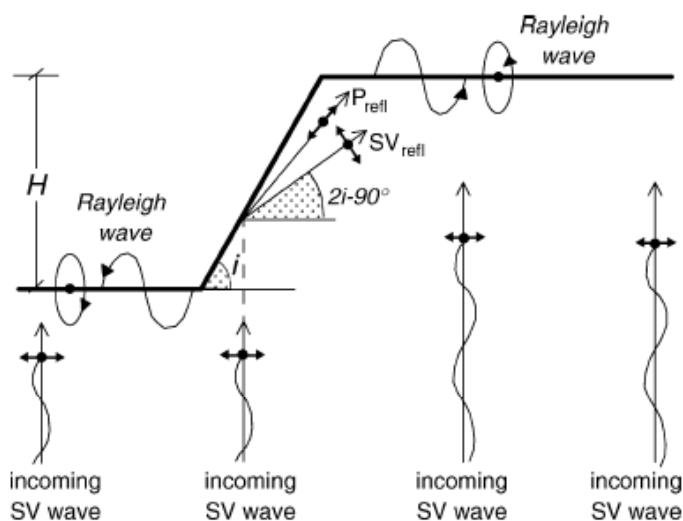


Figura 2.30 – Rappresentazione schematica dei principali fenomeni fisici che si verificano in un pendio soggetto ad onde SV che si propagano verticalmente: le onde incidenti sulla superficie inclinata generano non solo onde SV riflesse ma, per fenomeni di *mode conversion*, anche onde P ; onde diffratte di tipo Rayleigh vengono generate presso il piede e la cresta del pendio e si propagano lungo i due ripiani orizzontali ($i > 45^\circ$). (Bouckovalas e Papadimitriou, 2004)

2.4.2 Schema di rupe

Numerosi centri storici italiani ricadono in zone sismiche con caratteri geomorfologici che li rendono esposti anche al rischio idrogeologico (Costanzo et al. 2004). Relativamente agli schemi di rupe, Lo Presti D. et al. (2002), hanno condotto uno studio interessante sulla valutazione della risposta sismica locale, per i terreni di Castelnuovo di Garfagnana (Lucca).

Nel 2005, Costanzo e Silvestri hanno condotto uno studio riguardante la valutazione della risposta sismica locale del sito di Gerace, borgo medievale edificato su una formazione di rocce tenere poggiate su substrato argilloso di spessore elevato. I risultati ottenuti mediante simulazioni

numeriche monodimensionali e bidimensionali, riferiti alla storica sequenza sismica del 1783, mostrano che l'elevata vulnerabilità del centro abitato nei confronti di fenomeni deformativi e di instabilità dei versanti è connessa alla particolare risposta sismica del sito.

Di recente, Pagliaroli et al. (2006) hanno condotto alcuni studi relativi alla modellazione numerica della rupe di Nicastro (Cosenza). Scopo dello studio è stato valutare la risposta dinamica della rupe, al fine di indagare eventuali fenomeni di amplificazione del moto sismico causati dalle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del rilievo, in relazione alle condizioni di stabilità e all'evoluzione morfologica della rupe stessa.

L'abitato di Nicastro, ricadente nel Comune di Lamezia Terme (Cosenza), è situato in una zona fortemente sismica ed è stato interessato in passato da fenomeni sismici di elevata intensità. Il più disastroso tra essi, si è rivelato quello del 27.03.1638 ($I_{MCS} = XI$, $M=7.1$).

2.4.2.1 Lo studio di Lo Presti et al. (2002)

Un interessante studio di risposta sismica locale è stato condotto da Presti D. et al. (2002) per i terreni di Castelnuovo di Garfagnana (Lucca). Sono state eseguite tre diverse analisi:

- analisi lineari-equivalenti monodimensionali mediante il codice di calcolo Shake (Schnabel et al., 1972);
- analisi lineari-equivalenti bidimensionali mediante il codice di calcolo QUAD4M (Hudson et al, 1994).
- analisi non lineari mediante il codice di calcolo Onda (Lo Presti et al., 2009);

L'amplificazione topografica è stata valutata confrontando i risultati di analisi bidimensionali con i risultati di analisi monodimensionali. In particolare, sono stati prodotti i seguenti risultati:

- spettri di risposta elastici (con valore di smorzamento pari al 5%);
- coefficiente di amplificazione F_a ricavato dalle analisi 2-D;
- coefficiente di amplificazione topografica f_{sa} ottenuto dal confronto dei risultati ottenuti dalle analisi 2-D e 1-D.

Il termine F_a , che indica proprio coefficiente di amplificazione, è stato definito da Pergalani et al. (1999) come rapporto tra le intensità spettrali relative all'input ed all'output, secondo la seguente relazione:

$$F_a = \frac{SI(\text{output})}{SI(\text{input})} \quad (2.4)$$

in cui SI rappresenta l'intensità spettrale (Housner, 1952), che viene determinata come:

$$SI = \int PSV(T, \xi) dT \quad (2.5)$$

Il termine *PSV* rappresenta la generica ordinata dello spettro di risposta in termini di pseudo-velocità.

Il coefficiente di amplificazione topografica è stato definito da Bouckovalas et al. (1999) in funzione dell'accelerazione spettrale S_a e l'accelerazione massima al suolo a_{max} .

$$F_{S_a} = S_a(T, 2D) / S_a(T, 1D) \quad (2.6)$$

$$F_{a_{max}} = a_{max}(2D) / a_{max}(1D) \quad (2.7)$$

Gli spettri di risposta sono stati calcolati conducendo analisi bidimensionali in diversi punti della superficie libera, in corrispondenza di alcuni nodi della mesh utilizzata dal codice di calcolo per le analisi. Negli stessi punti sono stati determinati i fattori di amplificazione del sito F_a , termine che ingloba in generale sia gli effetti stratigrafici che quelli topografici. E' stato inoltre operata una deconvoluzione dell'accelerogramma su roccia al fine di poter applicare il moto sismico al substrato roccioso. Gli spettri di risposta, nel caso di $M=5.5$, sono mostrati in Figura 2.31 per le diverse sezioni geologiche considerate. I fattori di amplificazione, per la stessa forzante sismica, sono riportati in Figura 2.32.

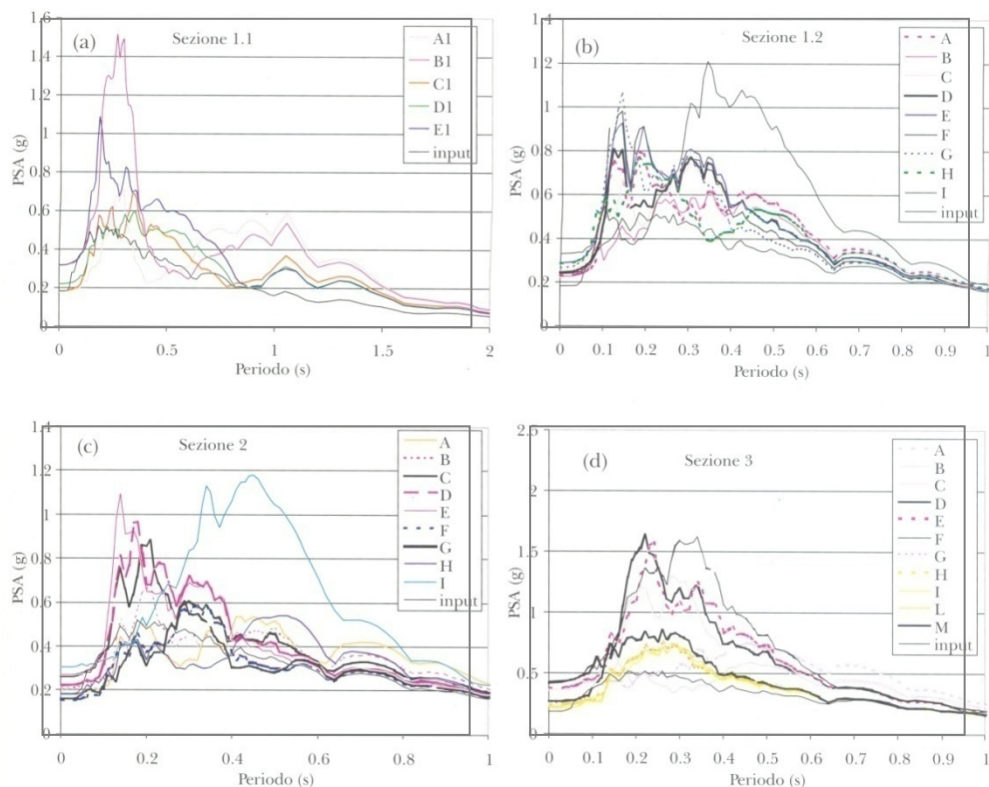


Figura 2.31 – Spettri di risposta per analisi 2D (Presti et al. 2002)

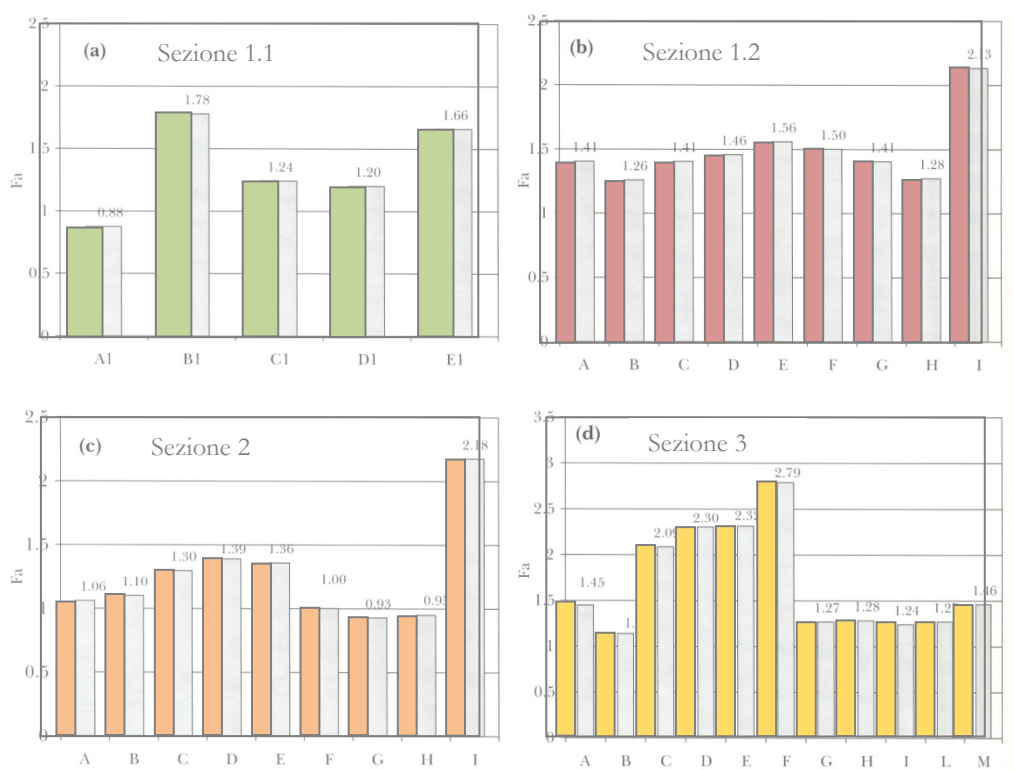


Figura 2.32 – Coefficienti di amplificazione totale (Presti et al. 2002)

Dal confronto dei risultati relativi alle verticali *C, D, E, F* della sezione 3, con quelli relativi alle verticali *A, B, G, H, I, L, M* della stessa sezione, appaiono particolarmente evidenti gli effetti

dell'amplificazione stratigrafica. I fattori di amplificazione, infatti, assumono nel primo caso valori compresi tra 2.1 e 2.8, poiché si è in presenza di ricoprimenti costituiti da alluvioni recenti di spessore compreso tra 10 e 12 metri. Nelle altre sezioni, costituite prevalentemente da depositi fluvio-lacustri, i fattori di amplificazione sono mediamente pari 1.3. Gli effetti dell'amplificazione topografica sono invece evidenti se si considerano le verticali *BI* ed *EI* della sezione 1.1, collocate in cresta al pendio con fattori di amplificazione dell'ordine di 1.7.

Le analisi 1-D sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo Onda, che è in grado di fornire una soluzione numerica al problema dinamico, mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, scritte nel caso di sistema discreto. Il punto di forza di tale codice è dato dal modello costitutivo. La curva scheletro è infatti descritta utilizzando l'equazione di Ramberg e Osgood (1943). Lo studio evidenzia che il codice di calcolo Shake sottostima la risposta del terreno rispetto al codice Onda. I risultati ottenuti dalle analisi 2-D e 1-D sono stati confrontati con riferimento ad una colonna stratigrafica che non presenti in superficie da irregolarità topografiche e una colonna stratigrafica molto prossima all'irregolarità topografica. E' possibile notare un buon accordo tra

Nel primo caso i risultati della soluzione 2-D e quelli delle soluzioni 1-D risultano in buon accordo tra essi, nel secondo, invece, le analisi monodimensionali conducono ad una sottostima dell'accelerazione spettrale di picco.

Gli studi condotti fin'ora, riguardano la propagazione verticale di onde *SH*. Nelle analisi effettuate, non sono stati tuttavia considerati altri tipi di onda, nè o la variazione dell'angolo di incidenza delle stesse.

In conclusione, i principali risultati dello studio possono così essere riassunti:

- è stato calcolato, in diversi punti, il coefficiente di amplificazione di sito ottenendo valori generalmente compresi tra 1.0 e 1.6. Tuttavia, in alcuni punti collocati lungo il pendio si sono ottenuti dei valori più elevati compresi tra 1.7 e 2.2;
- i valori ottenuti per il coefficiente di amplificazione topografica sono compresi nel range tra 1.0 e 2.0;
- le analisi 2-D, e quelle 1-D eseguite con Onda, hanno prodotto risultati simili per le colonne stratigrafiche situate in lontananza da irregolarità topografiche.

2.4.2.2 Lo studio di Costanzo e Silvestri (2005)

Costanzo e Silvestri (2005) hanno condotto uno studio di modellazione numerica al fine di verificare gli effetti della stratigrafia sulla risposta sismica della rupe lungo diversi profili verticali

Tale modellazione è avvenuta mediante il codice di calcolo monodimensionale EERA (Bardet et al, 2000), che opera un'analisi lineare equivalente in tensioni totali, nel dominio della frequenza.

Successivamente gli Autori valutano la risposta sismica del sito, combinando gli effetti stratigrafici con quelli topografici.

Utilizzando, inoltre, il codice di calcolo bidimensionale FLAC 2-D, Costanzo e Silvestri hanno verificato l'eventuale generazione e parziale dissipazione di sovrappressioni neutre nelle argille varicolori, tra un evento e l'altro ed alla fine della sequenza. Flac 2-D è un codice di calcolo che opera secondo il metodo delle differenze finite (FDM), nel dominio del tempo, attraverso l'analisi non lineare in termini di tensioni efficaci, ed è stato impiegato relativamente alle condizioni che precedono la rottura del terreno; le condizioni a rottura, invece, sono state modellate attraverso il modello perfettamente plastico di Mohr-Coulomb, con flusso plastico non-associato.

E' stata dunque modellata la struttura costituita da una rupe con i valloni adiacenti, e sono state definite due differenti sezioni della rupe relative alle direzioni NW-SE e NE-SW (Figura 2.33).

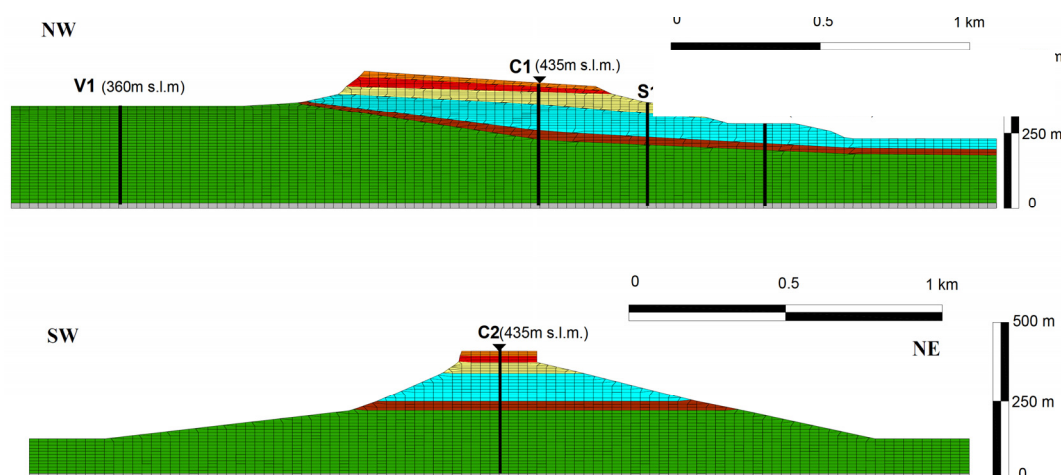


Figura 2.33 – Schematizzazione FEM della rupe di Gerace (Costanzo e Silvestri, 2005)

La modellazione della rupe ha consentito di effettuare analisi monodimensionali sulle relative colonne di terreno, al fine di valutarne l'effetto stratigrafico, senza tenere conto di quello topografico. In accordo con la nota condizione di Lysmer & Kuhlemeyer (1969), lo spessore degli elementi di terreno è stato assunto pari ad $h = 5 m$ per i terreni superiori ed $h = 10 m$ per gli altri. La larghezza degli elementi, per tutta la mesh, è stata fissata in $35 m$.

Le dimensioni della mesh sono dipese in parte dall'esigenza di limitare le dimensioni degli elementi, al fine di poter raggiungere un'accuratezza della riproduzione delle frequenze fino a $10 Hz$; ed in parte dalla considerazione che dimensioni troppo piccole avrebbero comportato oneri computazionali troppo gravosi.

Il comportamento dei terreni in condizioni di pre-rottura è stato modellato attraverso un fattore di smorzamento, non nullo già a bassissime deformazioni, e una variazione non lineare del modulo di taglio G e dello smorzamento D in funzione del livello di deformazione tangenziale raggiunta. Lo smorzamento viscoso è stato introdotto con valore costante in EERA per le analisi 1-D e con formulazione alla Rayleigh in FLAC 2-D per le analisi 2-D. Per quest'ultimo metodo si è assunto che il tensore smorzamento $[C]$ sia dato dalla combinazione lineare del tensore delle masse $[M]$ e di quello delle rigidità $[K]$, secondo la relazione:

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K] \quad (2.8)$$

I coefficienti α e β sono stati scelti in accordo con l'approccio di Rayleigh a doppia frequenza (Lanzo et al., 2004). Le curve $G/G_0-\gamma$ e $D-\gamma$, ottenute dalle prove di laboratorio per le marne e le argille, o dalla letteratura per le sabbie e i conglomerati, sono state definite in termini analitici attraverso le leggi iperboliche di Hardin & Drnevich (1972). Per le analisi 2-D condotte con il codice FLAC 2-D, al fine di evitare la riflessione delle onde incidenti in corrispondenza dei confini dei modelli si è configurata l'estensione in profondità del bedrock imponendo la condizione di *quiet boundary*. Essa consiste nell'applicare alla base del modello smorzatori viscosi agenti lungo le direzioni normale e tangenziale (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969); per i confini laterali, invece, è stata imposta la condizione di free-field boundary, che consiste in colonne monodimensionali, simulanti un semispazio laterale, collegate alla mesh attraverso smorzatori viscosi. Questo permette di limitare al minimo le dimensioni della regione di interesse, riducendo anche notevolmente i tempi di integrazione.

Conducendo dunque delle analisi monodimensionali, è stato possibile valutare l'incidenza degli effetti stratigrafici sulla risposta dinamica del terreno, epurata dagli effetti topografici. L'accelerogramma di input più significativo, e rappresentativo della prima scossa della sequenza sismica del 1783, è stato applicato all'interfaccia bedrock-terreno. Le analisi condotte con il codice di calcolo EERA in termini di tensioni totali, hanno permesso una prima valutazione del profilo di accelerazione e deformazione tangenziale massime lungo le verticali identificate. Esaminando gli spettri di risposta in superficie (Figura 2.34), si riscontra un'amplificazione generale del moto rispetto al bedrock. Questa è più evidente negli intervalli di periodi da 0.25 a 1 s, cioè intorno al periodo medio dell'accelerogramma di input, e da 1.3 a 2.5 s, cioè in corrispondenza delle frequenze fondamentali dei diversi profili stratigrafici considerati.

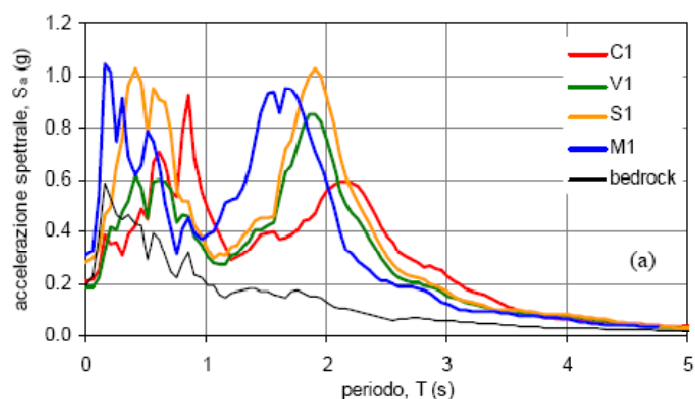


Figura 2.34 – Confronto tra gli accelerogrammi sui diversi affioramenti ed al bedrock in termini di spettri di risposta per analisi monodimensionali (Costanzo e Silvestri, 2005)

Lungo le stesse verticali considerate per le analisi 1-D, sono stati riprodotti i profili di accelerazione e deformazione massimi, relativi alle analisi 2-D e confrontati con i risultati delle stesse. Dalla comparazione dei diversi profili di accelerazione massima, si è potuto verificare che, lungo tutte le verticali considerate, il moto risulta affetto da combinazioni di effetti stratigrafici e topografici, che ne comportano un'amplificazione complessiva dal bedrock fino alla superficie. In Figura 2.35 viene riportato il confronto tra i contenuti in frequenza del moto in superficie, nelle verticali di riferimento e al bedrock, in termini di spettri di risposta e di Fourier; da questi grafici è possibile notare i diversi effetti di amplificazione in funzione della frequenza del moto.

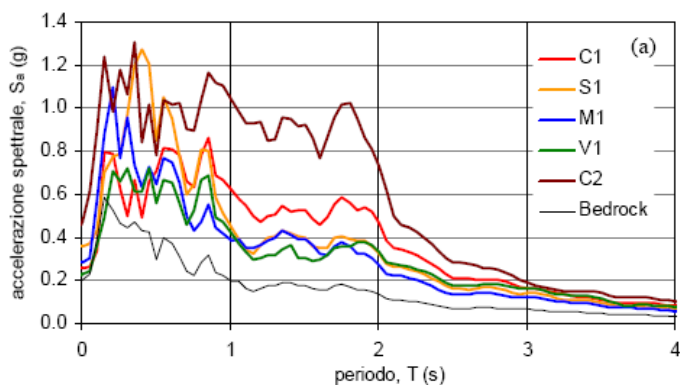


Figura 2.35 – Confronto tra gli accelerogrammi sui diversi affioramenti ed al bedrock in termini di spettri di risposta per analisi bidimensionali (Costanzo e Silvestri, 2005)

Per i siti *C1* e *C2*, corrispondenti al centro dell'abitato di Gerace, e per quello *S1* relativo all'edificio del Borgo Maggiore, è stata approfondita la valutazione dell'entità degli effetti topografici sul moto in superficie, quantificando l'amplificazione topografica al variare della frequenza attraverso il *fattore di aggravio topografico (TAF)*. Quest'ultimo è stato calcolato come rapporto tra lo spettro dell'accelerogramma ottenuto dall'analisi 2-D nei nodi *C1*, *C2* ed *S1* e quello

dell'accelerogramma ottenuto da analisi 1-D eseguita sulla colonna stratigrafica corrispondente agli stessi punti. Il *TAF* è stato valutato sia come rapporto tra i corrispondenti spettri di risposta (Figura 2.36 a) sia dal rapporto tra gli spettri di Fourier sottoposti ad una operazione smoothing (Figura 2.36 b).

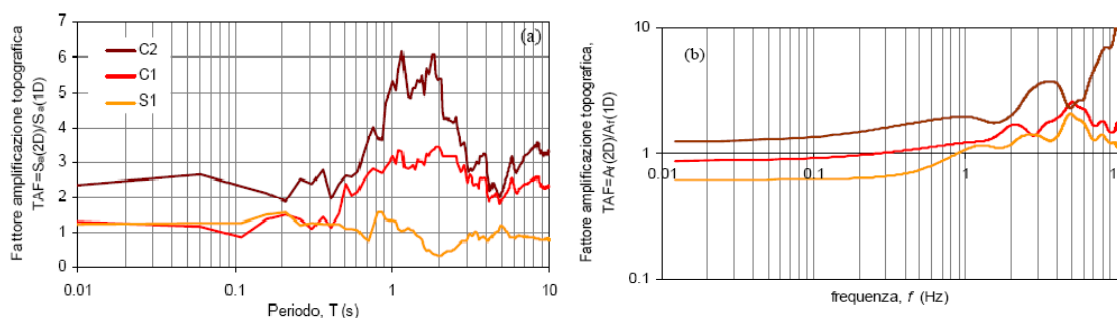


Figura 2.36 – Confronto su diversi affioramenti tra i risultati delle analisi 2D e 1D in termini di spettri di risposta (a) e di Fourier (b) (Costanzo e Silvestri, 2005)

Relativamente alla sezione SW-NE, è stato definito un range del rapporto di forma variabile da 0.26 a 0.42, poichè il rapporto H/L risulta molto variabile consideranto l'uno o l'altro versante. L'amplificazione topografica, per tutto l'intervallo del rapporto di forma considerato, è risultata nettamente superiore a quella derivabile dalle relazioni di letteratura.

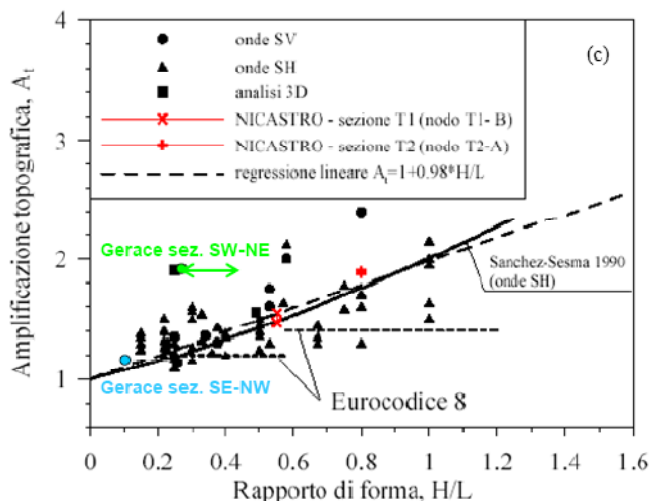


Figura 2.37 – Stima dell'amplificazione topografica: confronto con i valori di letteratura e di normativa (Costanzo e Silvestri, 2005)

2.4.2.3 Lo studio di Pagliaroli et al. (2006)

Pagliaroli et al. (2006) ha condotto degli studi di risposta sismica locale operando una modellazione numerica della rupe di Nicastro (Cosenza). In una prima fase, il sottosuolo è stato considerato omogeneo, a comportamento elastico lineare caratterizzato da una velocità delle onde di

taglio $V_S=1200$ m/s (mediamente rappresentativa della rigidità della rupe) e da un rapporto di smorzamento $D_0 = 0.4$ %. Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.25 mentre per il peso dell'unità di volume è stato assunto $\gamma=26$ kN/m³. Sono state dunque condotte analisi della risposta dinamica della rupe. inizialmente mediante codici di calcolo QUAD4M (Hudson et al., 1994), FLAC 2-D (Itasca, 2000) e BESOIL (Sanò, 1996).

Scopo di queste analisi preliminari è stato:

- ottenere informazioni preliminari sulla risposta sismica della rupe, in particolare sui principali fenomeni fisici bidimensionali coinvolti, senza introdurre l'effetto dell'eterogeneità del sottosuolo ottenendo quindi una stima dell'influenza della sola topografia;
- confrontare i tre codici di calcolo per il caso in esame;
- valutare, in condizioni semplici, l'incidenza delle semplificazioni usualmente applicate nella definizione dell'input, in particolare l'influenza di alcuni parametri quali l'angolo di incidenza delle onde SV e l'incidenza di onde P.

Un'ulteriore semplificazione ha riguardato l'input utilizzato nelle analisi. Infatti, oltre ad un accelerogramma reale rappresentativo delle condizioni *near-field* (Gilroy 1), sono stati considerati semplici segnali di differente contenuto in frequenza (impulsi sinusoidali e *Ricker wavelet*). I profili delle massime accelerazioni orizzontali ($a_{h,max}$) e verticali ($a_{v,max}$), calcolate lungo la superficie del rilievo, sono stati riportati in Figura 2.38.

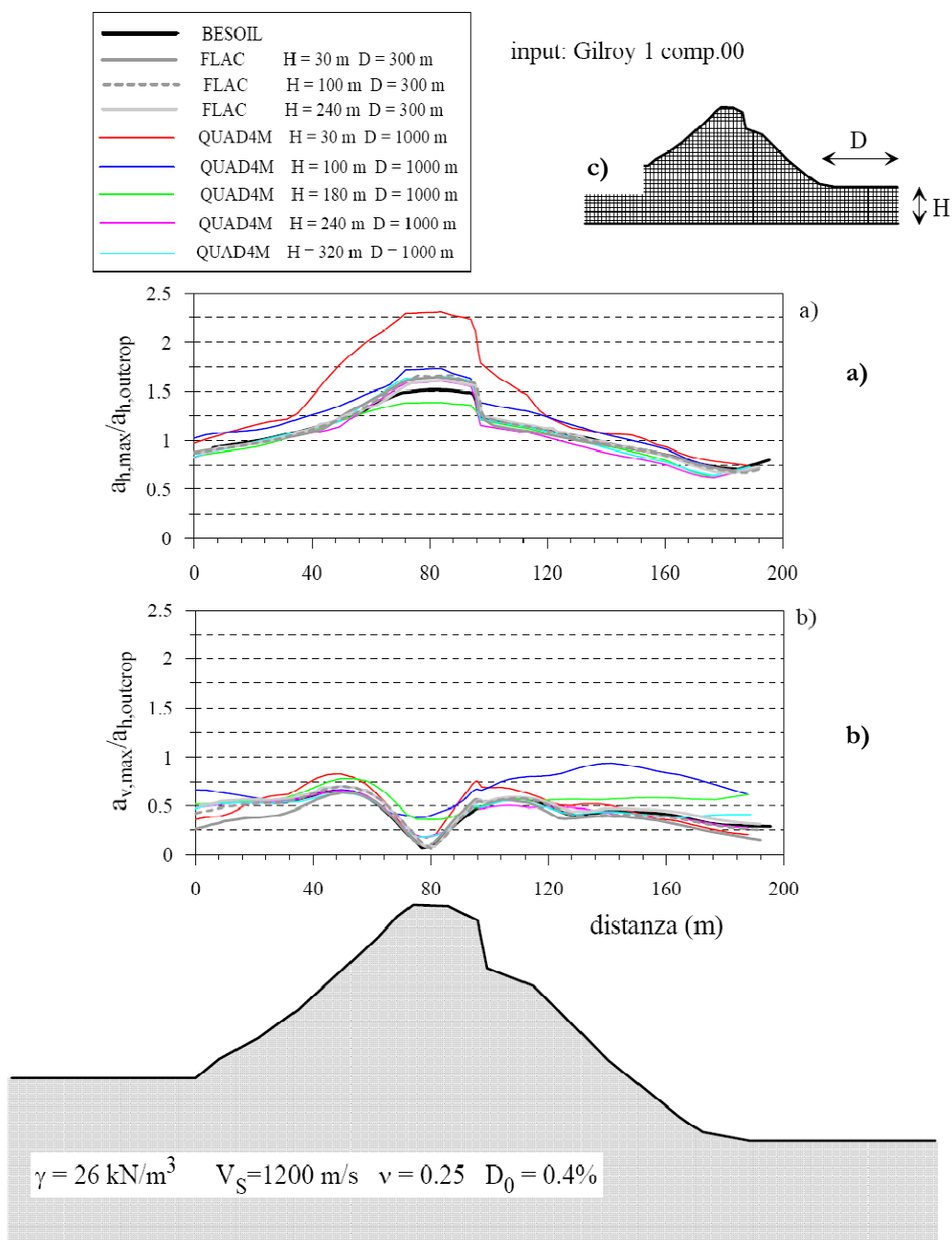


Figura 2.38 – Modello omogeneo: profili delle accelerazioni orizzontali (a) e verticali (b) massime fornite dai tre codici di calcolo BESOIL, QUAD4M e FLAC. I valori sono normalizzati rispetto all’accelerazione orizzontale massima su affioramento piano ($a_{h,outcrop}$) (Pagliaroli et al. 2006)

Le accelerazioni sono state normalizzate rispetto al valore massimo dell’accelerazione orizzontale su affioramento piano ($a_{h,outcrop}$). Inoltre sono state utilizzate differenti distanze H del confine inferiore della mesh, in questo caso misurate dal ripiano più basso (Figura 2.38c).

In QUAD4M è stato assunto $H = 30, 100, 180, 240$ e 320 m mentre i confini laterali sono stati posti ad una distanza $D=1000$ m dalla base del rilievo. In FLAC 2-D sono state considerate tre differenti mesh caratterizzate da $H = 30, 100$ e 240 m e $D = 300$ m.

Il confronto mostra come QUAD4M, per bassi valori di H , fornisca risultati fortemente dipendenti da tale parametro e in disaccordo con gli altri due codici. In particolare, QUAD4M tende a sovrastimare il moto rispetto agli altri codici per $H=30$ e 100 m, sia nel dominio del tempo che in quello della frequenza, mentre per $H=180$ lo sottostima. La risposta si stabilizza quando H raggiunge 240 m circa pari a 4 volte l'altezza media del rilievo. FLAC 2-D mostra, come atteso, un comportamento poco sensibile al valore di H , per quanto al crescere di tale valore la risposta approssima meglio quella calcolata da BESOIL, sia in termini di profili delle accelerazioni che di spettri di risposta. Per il modello omogeneo è stata inoltre valutata l'influenza dell'angolo di incidenza delle onde SV . Il codice BESOIL consente di variare l'inclinazione delle onde di volume incidenti. Al fine quindi di stimare l'influenza dell'angolo di incidenza α rispetto alla verticale sulla risposta dinamica della rupe, sono state eseguite analisi con BESOIL facendo variare α tra -30° e 30° . Angoli di incidenza al di fuori di questo intervallo sono da considerarsi poco probabili. Il fatto che QUAD4M e FLAC 2-D applichino l'input unicamente con angolo di incidenza verticale non appare una importante limitazione. Per valutare l'influenza delle onde P sulla risposta dinamica della rupe ed in particolare sulla componente orizzontale del moto sono state eseguite analisi numeriche considerando il medesimo modello omogeneo impiegato in precedenza. Si noti che ad un valore di 0.25 del coefficienti di Poisson, per $V_S=1200$ m/s si ottiene un valore della velocità delle onde di compressione pari a 2078 m/s. In Figura 2.39 sono riportati i profili delle accelerazioni massime orizzontali e verticali e gli spettri di risposta dell'accelerazione orizzontale nel nodo di sommità $T2-A$. Le accelerazioni sono state normalizzate rispetto alla componente orizzontale all'affioramento piano. Si nota come l'influenza delle onde P sulla componente orizzontale sia minima ed è dello stesso ordine della differenza tra le risposte dei differenti codici di calcolo. L'influenza sul moto verticale è maggiore, in particolare alla sommità del rilievo, dove le accelerazioni verticali tendono ad assumere valori confrontabili con quelli delle accelerazioni orizzontali.

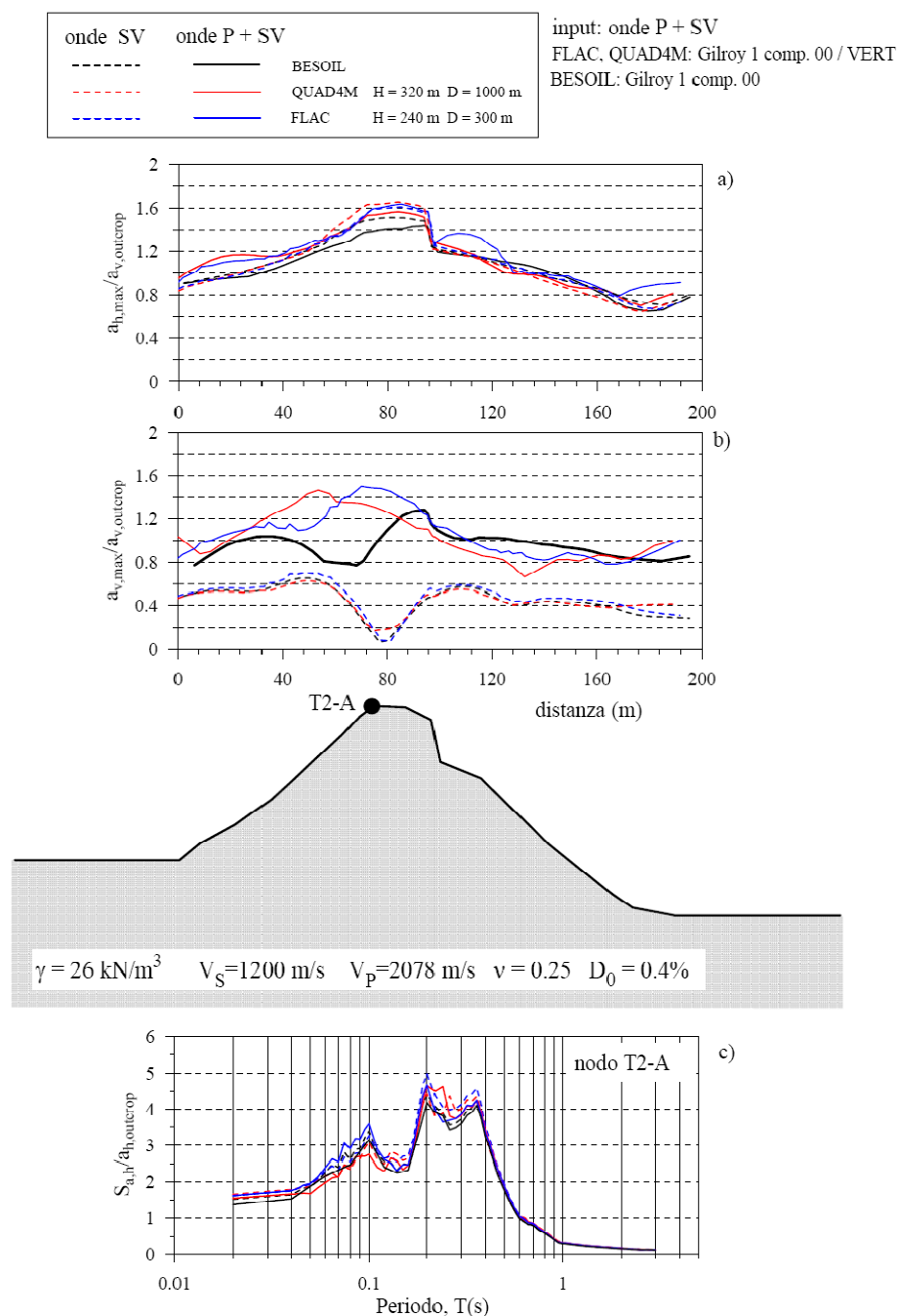


Figura 2.39 – Analisi numeriche eseguite con i tre codici con input costituito da onde P e SV incidenti verticalmente. Profili delle accelerazioni orizzontali (a) e verticali (b) massime (Pagliaroli et al. 2006)

Le analisi con modello eterogeneo sono state eseguite con i codici di calcolo QUAD4M e FLAC 2-D che consentono di modellare agevolmente contatti stratigrafici e morfologie anche complesse. Il codice BESOIL, agli elementi di risulta di più difficile impiego nel caso eterogeneo. Il confine inferiore è stato posto ad una distanza di circa 240 m dal ripiano più basso, mentre i confini laterali sono a circa 300 m dal piede del rilievo. La dimensione degli elementi diminuisce

gradualmente nel passaggio dai materiali più rigidi a quelli meno rigidi. Elementi di altezza dell'ordine di 4-5 m sono caratteristici del basamento mentre per la coltre detritica e la roccia più alterata si scende ad un'altezza di 2-3 m. L'aspect ratio, cioè il rapporto tra l'altezza e la larghezza dell'elemento della mesh, passa da valori massimi dell'ordine di 3 per gli elementi posti ai bordi del modello a valori praticamente unitari all'interno del rilievo. L'altezza degli elementi è stata scelta in modo da modellare accuratamente lunghezze d'onda corrispondenti a frequenze fino a 25 Hz che rappresenta la massima frequenza significativa per gli accelerogrammi selezionati; i modelli numerici ottenuti sono illustrati in Figura 2.40 e Figura 2.41.

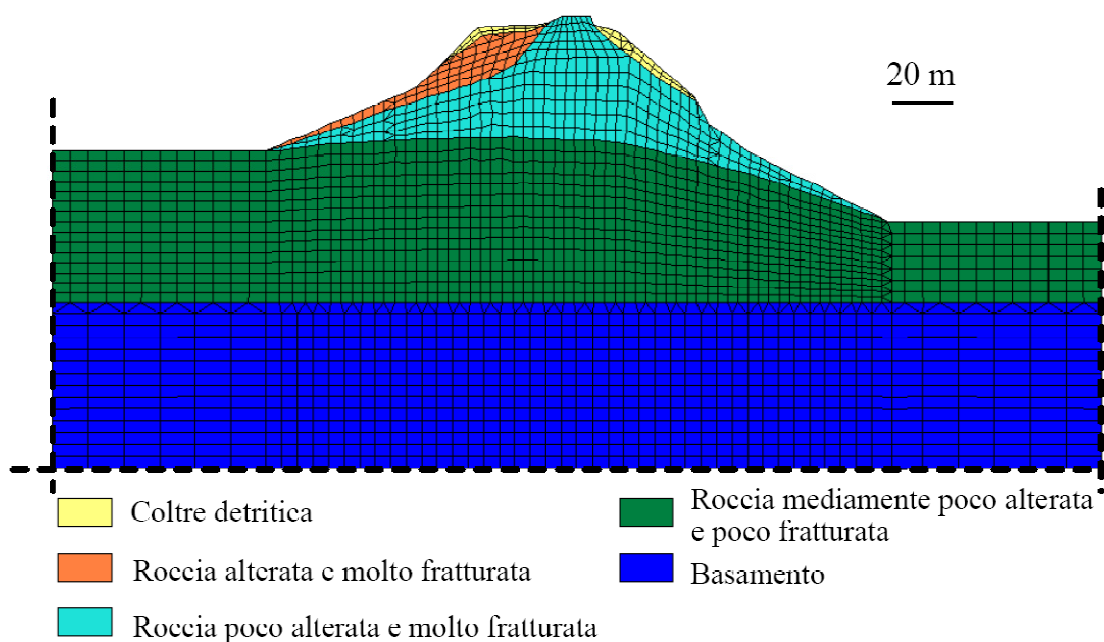


Figura 2.40 – Sezione T1-T1: modello geotecnico e mesh agli elementi finiti (QUAD4M); le linee tratteggiate indicano che la mesh si estende sia ai lati che alla base: i confini laterali sono posti a circa 1 km dalla regione di interesse mentre quello inferiore è collocato a circa 300 m dalla base del rilievo (Pagliaroli et al. 2006)

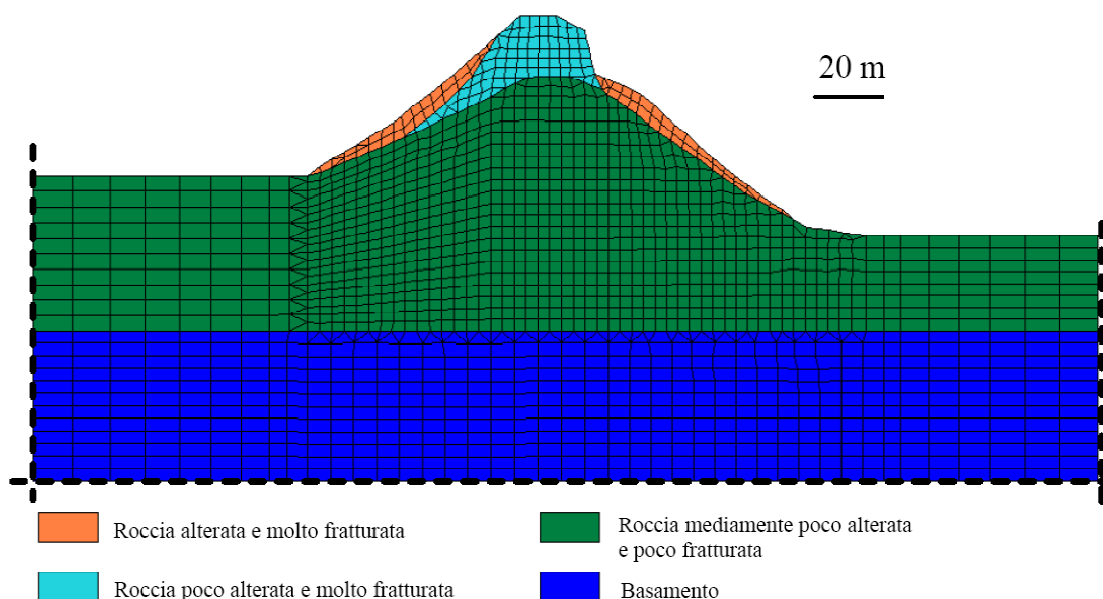


Figura 2.41 – Sezione T2-T2: modello geotecnico e mesh agli elementi finiti (QUAD4M); le linee tratteggiate indicano che la mesh si estende sia ai lati che alla base: i confini laterali sono posti a circa 1 km dalla regione di interesse mentre quello inferiore è collocato a circa 300 m dalla base del rilievo (Pagliaroli et al. 2006)

Data l'elevata rigidezza dei materiali costituenti la rupe (ad eccezione della coltre detritica) il comportamento è pressoché lineare per il livello di deformazioni tangenziali indotte. Per valutare l'incidenza degli effetti stratigrafici sull'amplificazione totale sono state eseguite analisi monodimensionali (1-D) su numerose colonne stratigrafiche passanti per i nodi superficiali delle due sezioni. Le analisi 1-D sono state eseguite sempre con il codice di calcolo QUAD4M per non introdurre, nel confronto tra analisi 2-D e 1-D, differenze legate al modello proprio di ciascun codice di calcolo. L'attendibilità delle analisi 1-D è stata comunque accertata tramite confronti con il codice PROSHAKE (EduPro Civil System, 1998), versione in ambiente Windows® del codice SHAKE91 (Idriss e Sun, 1992) operante nel dominio della frequenza. Per ciascun accelerogramma vengono determinati i seguenti parametri di amplificazione definiti nel dominio del tempo e calcolati con il codice QUAD4M (Figura 2.42):

- amplificazione totale A , calcolata come rapporto tra l'accelerazione orizzontale massima calcolata da analisi 2-D e quella massima all'affioramento del basamento (PGA di input)
- amplificazione stratigrafica A_S , calcolata come rapporto tra l'accelerazione orizzontale massima calcolata da analisi 1-D e quella massima all'affioramento del basamento (PGA di input)
- amplificazione topografica A_t , calcolata come rapporto tra l'accelerazione orizzontale massima calcolata da analisi 2-D e quella corrispondente ad analisi 1-D.

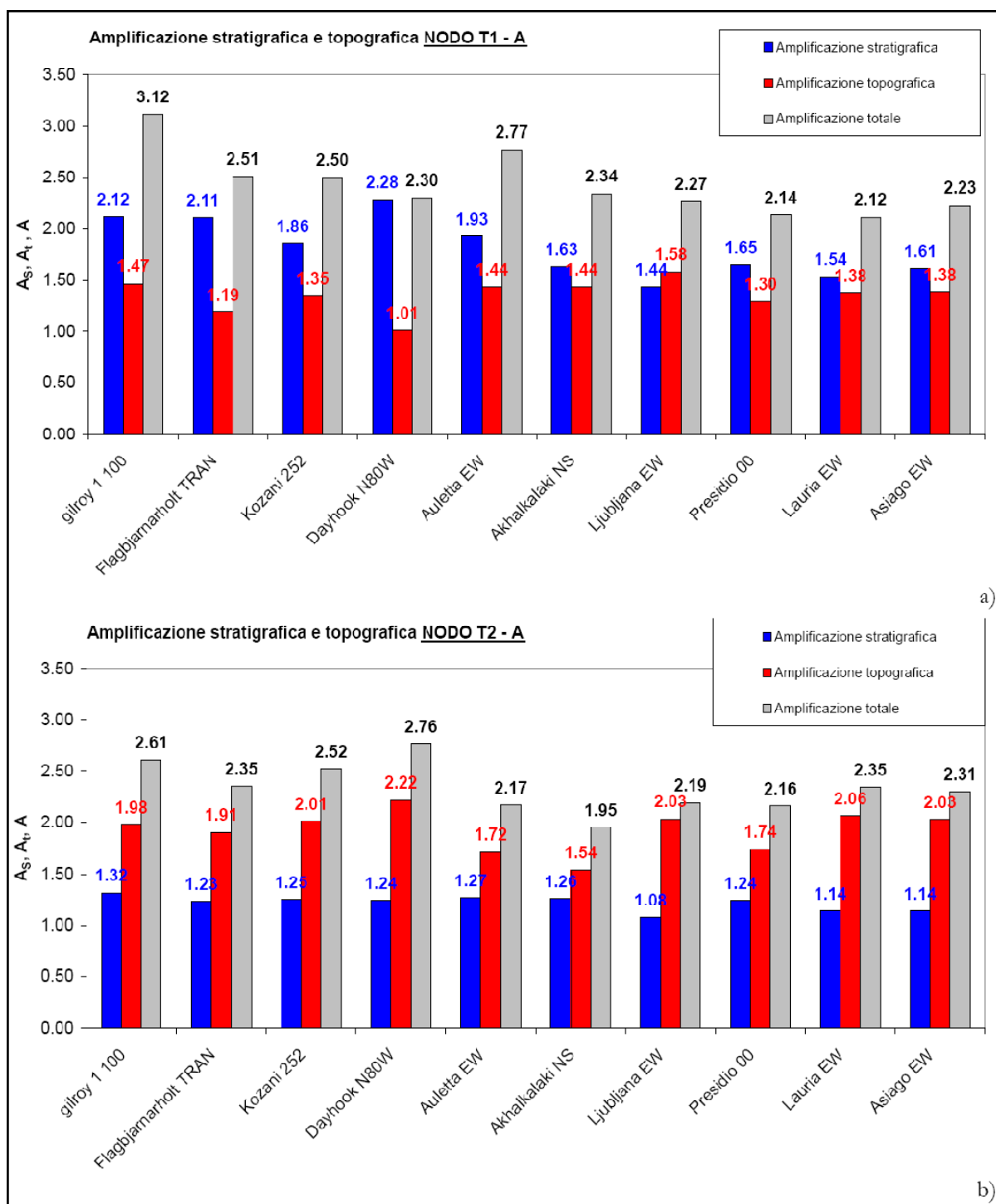


Figura 2.42 – Amplificazione stratigrafica (A_s), topografica (A_t) e totale (A) calcolate con QUAD4M nei nodi (a) T1-A e (b) T2-A (Pagliaroli et al. 2006)

QUAD4M è un codice di calcolo agli elementi finiti, che, attraverso un approccio lineare equivalente, modella la non linearità del terreno. In assenza di dati sperimentali sulla variazione delle caratteristiche dinamiche con il livello di deformazione tangenziale, sono state ricercate in letteratura curve di decadimento del modulo di rigidezza e di variazione del rapporto di smorzamento relative a materiali di caratteristiche simili. I valori ottenuti sono stati confrontati con

quelli ricavati dalle corrispondenti analisi lineari. Nel caso del moto far-field, si nota come la risposta dinamica non lineare della rupe sia praticamente coincidente con quella lineare. Dati i modesti valori dell'accelerazione ($0.034g$ in input fino a un valore massimo inferiore a $0.1g$ in superficie) e l'elevata rigidità dei materiali, le deformazioni tangenziali per tutti i materiali presentano valori inferiori a 0.001% per il quale il comportamento è praticamente lineare. Discorso analogo può farsi per il moto near-field. Nonostante gli elevati valori dell'accelerazione coinvolti ($0.27g$ in input fino a valori dell'ordine di $0.7g$ in superficie), data l'elevata rigidità dei materiali, le deformazioni tangenziali si mantengono nel campo $0.01-0.02\%$ nel quale il comportamento dei materiali rocciosi è ancora essenzialmente lineare. Soltanto nella parte superficiale si osservano apprezzabili differenze tra la risposta lineare e quella non lineare a causa della presenza della coltre detritica. Per essa infatti, il comportamento è sensibilmente non lineare nel campo di valori $0.01-0.02\%$ della deformazione tangenziale: il modulo di taglio scende fino a valori dell'ordine del 50% del valore iniziale mentre il rapporto di smorzamento raggiunge localmente valori fino a 8% . Si sottolinea infine che nelle analisi lineari equivalenti, la dimensione degli elementi della mesh in corrispondenza della coltre detritica è stata ulteriormente ridotta (elementi alti 0.5 m e di aspect ratio pari a 3) rispetto al caso lineare, per tenere conto del decadimento del modulo di taglio (e quindi della V_S) del materiale.

2.5 Effetti di bordo

Teoria ed esperienze hanno permesso di riconoscere che alla superficie di depositi alluvionali vallivi possono verificarsi significativi fenomeni di amplificazione, con notevoli incrementi di durata del moto sismico rispetto a quanto previsto dalla teoria monodimensionale relativa alla propagazione delle onde di taglio con incidenza verticale. La comprensione di questi fenomeni è risultata di primaria importanza per gli studi di rischio sismico di grandi aree urbane ubicate proprio in corrispondenza di valli alluvionali e nell'analisi della vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente.

Nel caso di deposito di terreno legittimamente riconducibile ad uno schema monodimensionale, è già stato osservato che le principali cause di amplificazione del moto sismico sono rappresentate sia dal fenomeno di "intrappolamento" delle onde S all'interno del deposito (favorito dal contrasto di impedenza tra terreno e basamento roccioso), che dalla risonanza determinata dalla prossimità delle frequenze del moto a quelle naturali di vibrazione del deposito.

Nel caso di valle alluvionale, oltre ai fattori sopra menzionati, è necessario considerare tre ulteriori fenomeni, che inducono *effetti di bordo* connessi alla geometria bidimensionale del problema. Il primo effetto è quello della focalizzazione delle onde sismiche in aree prossime al

bordo della valle a seguito dell'interferenza costruttiva tra il campo d'onda riflesso e quello diffratto. Questo fenomeno è chiamato in causa in numerosi eventi sismici per spiegare i danni localizzati lungo le strisce di terreno poste al margine delle valli alluvionali.

Il secondo effetto è quello prodotto dall'incidenza delle onde sismiche in corrispondenza dell'interfaccia non orizzontale roccia-terreno al bordo della valle, che determina la generazione di onde di superficie aventi direzione di propagazione orizzontale. Le onde di superficie così generate, in presenza di una marcata differenza di impedenza tra terreno e basamento roccioso, rimangono confinate all'interno della valle e sono soggette a riflessioni multiple sui bordi.

Il campo di spostamenti da esse generato è limitato soltanto dallo smorzamento interno del terreno. In genere, queste onde di superficie hanno velocità di propagazione relativamente bassa (<1000 m/s) e periodi tipicamente compresi tra 0.5 e 5 s (ovvero frequenze comprese tra 0.2 e 2 Hz). La caratteristica peculiare di tali onde è comunque rappresentata dalla durata prolungata, generalmente dell'ordine di decine di secondi.

Una schematizzazione degli effetti di bordo appena descritti è illustrata in Figura 2.43, dove è rappresentata la sezione trasversale di una valle alluvionale, soggetta ad onde S incidenti al contorno del deposito di terreno. Sono altresì indicati i sismogrammi qualitativi della componente orizzontale registrabile in due differenti postazioni, site su roccia e su terreno; il sismogramma relativo al deposito alluvionale mostra chiaramente l'arrivo di onde di superficie di lungo periodo generate dalla conversione delle onde S incidenti.

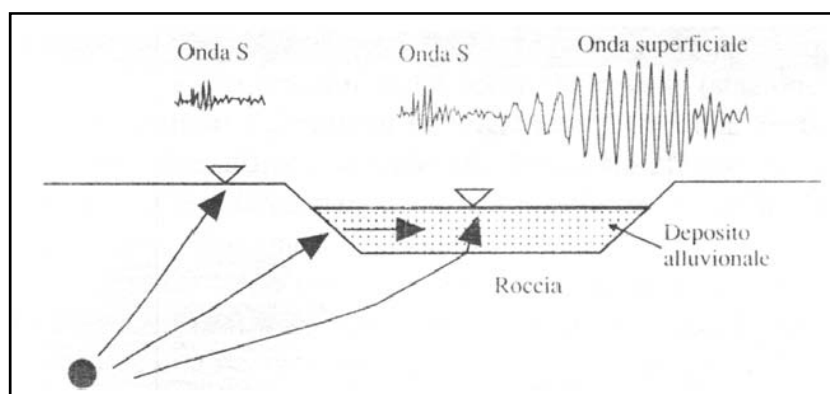


Figura 2.43 – Schema di generazione di onde di superficie prodotte da effetti di bordo ai margini di una valle alluvionale (tratto da G. Lanzo, F. Silvestri, 1999).

Il terzo effetto, infine, viene chiamato *risonanza 2D*, ed è stato evidenziato sia da studi numerici (Bard e Bouchon, 1985) che sperimentali (Tucker e King, 1984). Le principali caratteristiche di tale fenomeno possono così riassumersi:

- la frequenza cui corrisponde il massimo dell'amplificazione spettrale (frequenza fondamentale di risonanza) è la stessa in qualsiasi punto della valle indipendentemente dallo spessore locale dei sedimenti;
- la corrispondente amplificazione è massima al centro della valle e diminuisce procedendo verso i bordi in corrispondenza dei quali si annulla;
- alla frequenza di risonanza il moto del terreno è in fase in tutti i punti della valle.

Così come per caso 1D, anche nelle configurazioni bidimensionali occorre tenere in considerazione i differenti modi di vibrazione, ciascuno di essi caratterizzato da una propria frequenza di risonanza; in genere, in presenza di valori tipici dello smorzamento dei terreni che tende ad abbattere i modi superiori, la risposta dinamica della valle è controllata dai primi tre modi di vibrazione. La frequenza fondamentale di risonanza 2D assume valori significativamente maggiori della frequenza fondamentale 1D e ad essa competono amplificazioni molto elevate (fino a 4 volte il caso monodimensionale); essa è inoltre poco sensibile all'angolo di incidenza delle onde. I fenomeni di risonanza causano significativi incrementi della durata del moto rispetto al basamento, limitati unicamente dallo smorzamento del materiale.

L'utilizzazione del classico schema monodimensionale, che non prevede la generazione di onde di superficie, può quindi portare ad una significativa sottostima dell'ampiezza e della durata del moto sismico, soprattutto per periodi maggiori di 0.5 s. Ciò può avere importanti ripercussioni da un punto di vista ingegneristico, in special modo ai fini della vulnerabilità sismica di ponti, dighe, edifici di elevata altezza ed altre strutture caratterizzate da elevati periodi naturali di vibrazione.

Nell'ultimo decennio vi sono stati notevoli progressi nello studio dei fenomeni di amplificazione di valli alluvionali, sia dal punto di vista sperimentale che di modellazione numerica.

2.5.1 Lo studio di Bard e Gariel (1986)

Nello studio di Bard e Gariel (1986) viene affrontato il caso di valli alluvionali soggette ad onde incidenti di tipo *SH*. Le configurazioni geometriche di valle analizzate sono rappresentate in Figura 2.44.

I modelli di deposito proposti hanno forma trapezia e di catino; essi sono caratterizzati da un determinato fattore di forma definito come H/L , in cui H rappresenta lo spessore massimo del deposito in corrispondenza del centro valle mentre L rappresenta la semilunghezza della valle.

La Figura 2.44a riferisce al caso di valle superficiale (caratterizzata da un rapporto $H/L < 0.25$), il fattore di forma H/L è pari a 0.1 ; la Figura 2.44b si riferisce, invece, al caso di valle profonda (caratterizzata da un rapporto $H/L > 0.25$), il fattore di forma è pari a 0.40 .

In particolare sono state eseguite tre tipologie di analisi numeriche:

- monodimensionale con variazione lineare della velocità delle onde di taglio con la profondità;
- bidimensionale con profilo della velocità delle onde di taglio costante con la profondità;
- bidimensionale con variazione lineare della V_S con la profondità.

In tutte le analisi è stato assunto uno smorzamento materiale pari al 2.5%. I risultati ottenuti vengono illustrati in termini di variazione del fattore di amplificazione in funzione della frequenza adimensionale cioè la frequenza f normalizzata rispetto alla prima frequenza fondamentale del modello monodimensionale relativo al centro della valle.

Per il caso di *valle superficiale* ($H/L=0.1$ Figura 2.44a), i risultati del modello monodimensionale approssimano in modo soddisfacente quelli ottenuti dal modello bidimensionale (stazione 8). Spostandosi dal centro valle verso i bordi si osserva una graduale divergenza tra i risultati monodimensionali e bidimensionali (stazioni 6 e 4). In prossimità del bordo della valle (stazione 2) la risposta sismica locale è caratterizzata da una amplificazione che interessa un ampio range di frequenza mentre l'analisi monodimensionale è caratterizzata da un massimo isolato.

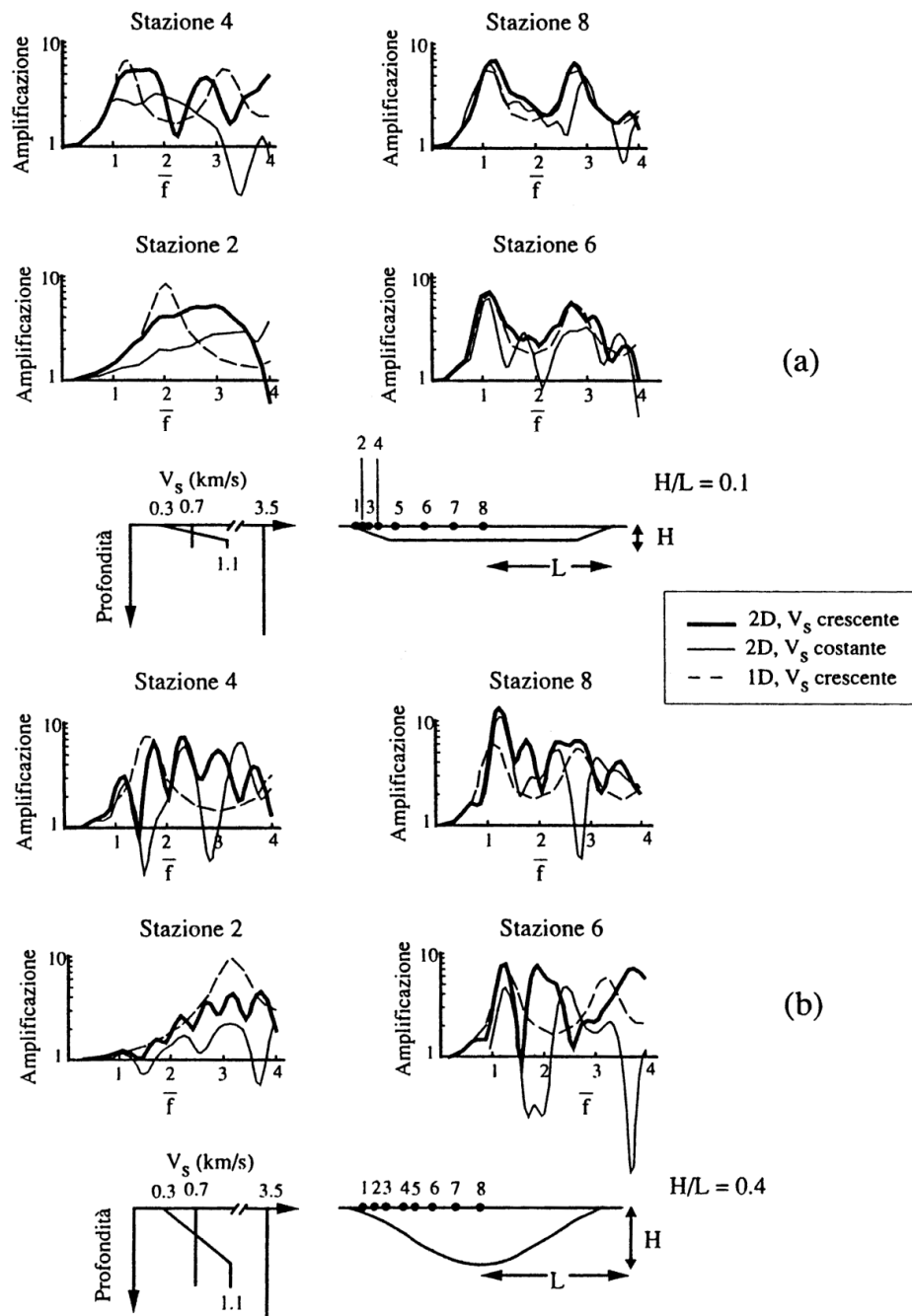


Figura 2.44 – Modellazione ed analisi dell’amplificazione prodotta da depositi a) di valle superficiale con forma trapezia ($H/L=0.1$) e b) di valle profonda con forma a catino ($H/L=0.4$) (Bard e Gariel, 1986).

Per il caso di *valle profonda* ($H/L=0.4$ Figura 2.44b), il modello 2-D fornisce una risposta sismica differente rispetto al modello monodimensionale anche per la verticale di centro valle. La differenza principale è rappresentata dal differente moto oscillatorio della valle, evidenziata dalla presenza di diversi picchi nella funzione di amplificazione. Per quanto riguarda l’entità dell’amplificazione, in corrispondenza del bordo di valle (stazione 2) il modello 2-D descrive delle amplificazioni più basse rispetto al caso monodimensionale; al crescere della distanza dal bordo

(stazioni 4 e 6) fino al centro della valle (stazione 8), il modello 2-D stima dei fenomeni di amplificazione più alti rispetto al modello 1-D.

In conclusione è possibile affermare che le valli alluvionali profonde sono caratterizzate da fenomeni di interazione ondosa molto più complessi rispetto alle valli superficiali; inoltre solo per le valli superficiali si possono riscontrare dei casi in cui la modellazione monodimensionale è attendibile solo al centro valle.

Lungo tutto il profilo della valle rimane comunque marcata la differenza tra la risposta sismica monodimensionale e bidimensionale.

2.5.2 Lo studio di Semblat et al. (2002)

Scopo principale del lavoro è stato quello di effettuare analisi numeriche degli effetti di sito a Caracas (Venezuela), situata nel nord del Venezuela, a 16 Km dalla costa. I danni alla città causati dal terremoto del 1967 sono sorprendentemente notevoli a dispetto dell'accelerazione massima imposta dal sisma, pari a circa 0.06 – 0.08 g . Tali danni sono ovviamente correlati agli effetti di sito, poichè Caracas è costruita su un ampio bacino alluvionale molto profondo. Per la simulazione numerica a Caracas, si è considerata la sezione geologica nord-sud corrispondente a Palos Grandes; lo strato alluvionale si suppone essere omogeneo.

L'analisi è stata condotta attraverso il metodo agli elementi di contorno (BEM) nel dominio della frequenza. E' stato considerato un modello numerico che include una parte della topografia locale ed un deposito profondo alluvionale su un bedrock elastico (Figura 2.45).

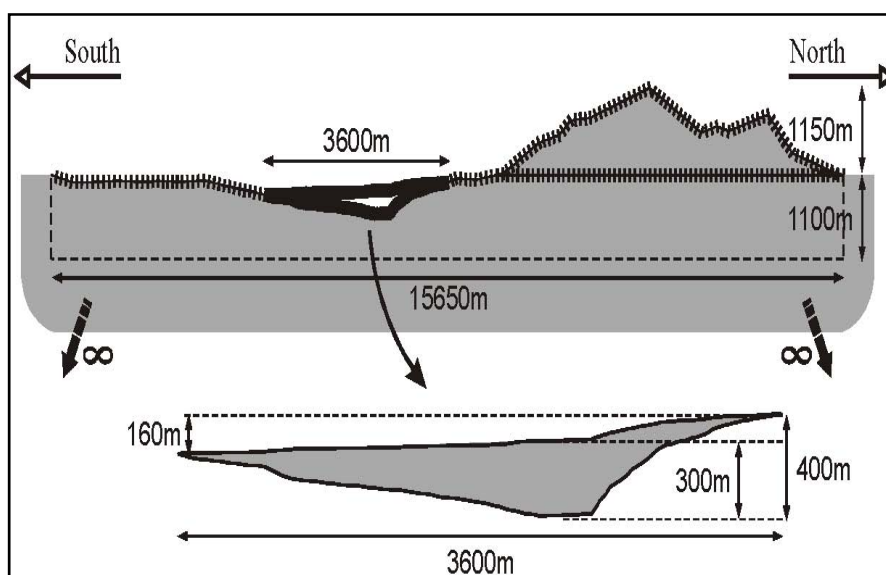


Figura 2.45 – Mesh agli elementi di contorno, relativa al sito di Palos Grandes (Caracas, Venezuela), per un'onda SH piana (da J. F. Semblat et al., 2002).

L'amplificazione del moto sismico, relativamente al caso di onde SH, è analizzata in termini di livelli massimi, frequenza e allocazione. Nel caso specifico di Caracas, il massimo fattore di amplificazione trovato raggiunge addirittura il valore di 25. Gli effetti di sito si verificano nella parte più spessa del bacino a basse frequenze (sotto 1.0 Hz) ed in due zone intermedie poco spesse, per frequenze superiori ad 1.0 Hz. E' stata analizzata l'influenza sia della velocità che dell'incidenza delle onde di taglio. Viene altresì presentato anche un confronto con le registrazioni effettuate a livello di microtremori. I risultati delle analisi numeriche e delle registrazioni sono in buon accordo tra loro in termini di frequenze fondamentali nella parte più profonda del bacino.

Per valutare l'influenza dello smorzamento sugli effetti topografici, nel lavoro è stato realizzato un modello rappresentante un bacino alluvionale smorzato, considerato come mezzo elastico lineare. I risultati ottenuti sono illustrati in Figura 2.46 che fornisce, nel caso elastico e nei tre casi smorzati considerati, il fattore di amplificazione massimo. Il picco delle curve smorzamento-frequenza è definito a 2 Hz e sono stati scelti diversi valori del fattore di smorzamento Q . Per la formulazione integrale qui considerata per i contorni, le elaborazioni sono state condotte nel dominio della frequenza. Le proprietà dissipative sono allora considerate attraverso il modulo complesso del modello viscoelastico di Zenec (Bourbiè 1987, Semblat 1998). Queste curve mostrano che le tre principali amplificazioni si hanno sotto 1 Hz sia nel caso non smorzato che nei casi smorzati. Essi compaiono alla stessa frequenza con piccoli livelli di amplificazione, ma sempre sopra un fattore pari a 10. Alle alte frequenze, il fattore di amplificazione è molto più basso nei tre casi smorzati portando a delle curve amplificazione-frequenza più realistiche. Per queste frequenze, l'influenza dell'elevata profondità del bacino (smorzato) alluvionale sui picchi di amplificazione massima è, perciò, forte.

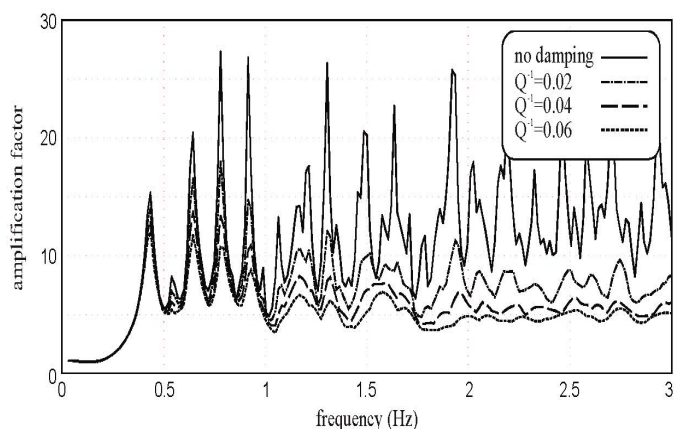


Figura 2.46 – Variazione dell'amplificazione massima nella superficie del bacino, con la frequenza, per differenti valori dello smorzamento (da J. F. Semblat et al., 2002)..

Come premesso, nel lavoro di Semblat et al. (2002) è stata analizzata anche l'influenza dell'angolo di incidenza dell'onda sismica sulla superficie del bacino, ed i relativi risultati sono riportati in Figura 2.47. Tali risultati danno i valori del fattore di amplificazione, in tutti i punti della superficie del deposito, per due valori specifici di frequenza (1.0 Hz a sinistra della figura, 1.2 Hz a destra). Sono considerati tre diversi angoli di incidenza: 60, 90, 120 [°] (vedere Figura 3.14). Si può notare che il fattore di amplificazione a 1.0 Hz è molto più alto per un'incidenza di 60° e 120° (sopra 20) rispetto ad un'incidenza normale (intorno a 7). Alla frequenza di 1.2 Hz, l'amplificazione è più forte per un'incidenza normale (sopra 17) ed è massima vicino ai bordi meridionali e settentrionali del bacino (600 e 3000 m dal bordo meridionale). Alla stessa frequenza, tutte le altre incidenze danno amplificazioni più basse (da 7 a 10). Anche la collocazione dell'amplificazione massima è diversa, e si trova nella zona più profonda del deposito (2200 m dal bordo meridionale). A 1.2 Hz, i risultati (per angoli di incidenza simmetrici) sono in disaccordo. Non c'è tuttavia una significativa differenza a 1.0 Hz. Si osserva allora una certa influenza dell'incidenza sull'ampiezza dell'amplificazione, variando inoltre con la frequenza e con la distanza.

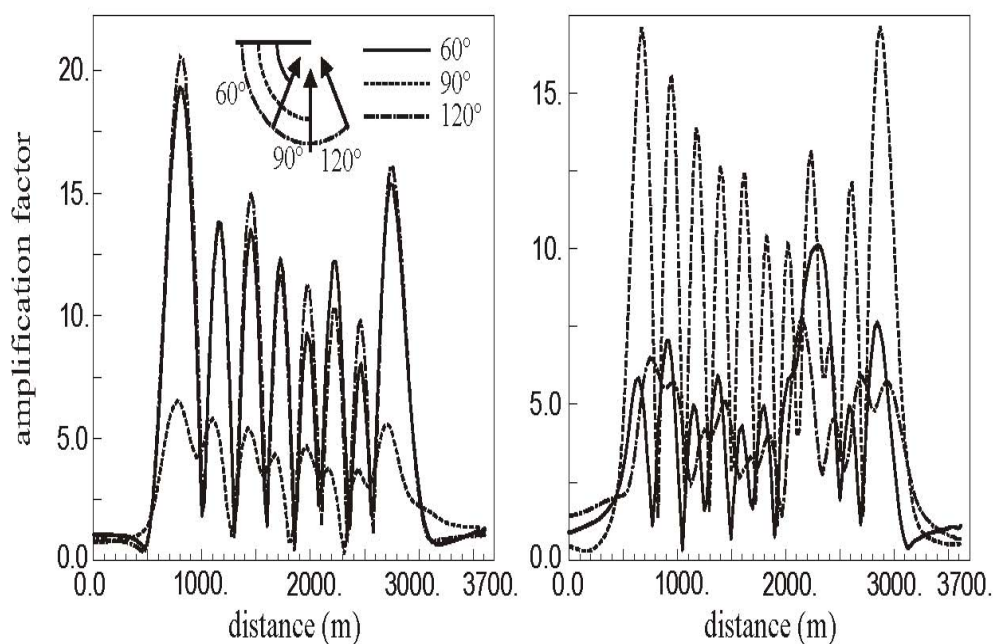


Figura 2.47 – Variazione dell'amplificazione con l'angolo di incidenza e la distanza, per due differenti frequenze: 1.0 Hz a sinistra, 1.2 Hz a destra (Semblat et al., 2002).

In definitiva, volendo riassumere i risultati ottenuti dal lavoro di Semblat et al. (2002), è possibile affermare che le simulazioni numeriche effettuate (onde SH) basate sul BEM sono in buon accordo con le registrazioni dei microtremori effettuate a Caracas, e quindi i risultati ottenuti numericamente sono in buon accordo con i risultati sperimentali. Alle alte frequenze, si è trovato che la zona di amplificazione massima è situata su entrambi i lati, meridionale e settentrionale, del

bacino. Essa si trova lontano dal centro del deposito dove la frequenza si incrementa. Entrambi i metodi (numerico e sperimentale) portano alle stesse conclusioni.

Le elaborazioni numeriche, tuttavia, restituiscono fattori di amplificazione elevati (da 20 a 27). Così come in altri casi (Semblat, 1999), la geometria del bacino alluvionale ha una notevole influenza sul livello di amplificazione che non viene ben stimato attraverso le analisi dei microtremori che, ricordiamo, servono principalmente a determinare la frequenza propria di un dato deposito di terreno.

Tale lavoro ha quindi illustrato l'influenza delle proprietà meccaniche del bacino (smorzamento, modulo di taglio) sulla relazione amplificazione-frequenza. Gli effetti di sito appaiono altresì essere condizionati dall'incidenza. Essa infatti muta il fattore di amplificazione massimo, la frequenza alla quale esso si verifica, e la corrispondente zona di interesse.

Altre analisi sperimentali riguardanti il rapporto spettrale standard derivante da registrazioni di terremoti reali, possono fornire delle informazioni interessanti per un completo confronto con i risultati numerici ottenuti dal BEM, per ciò che riguarda il livello di amplificazione.

Infine, altri studi (Gazetas e Dakoulas, 1992) evidenziano il fatto che le valli alluvionali profonde sono caratterizzate da fenomeni di interazione tra onde di volume ed onde di superficie decisamente più complessi rispetto a quelli delle valli superficiali. L'attendibilità della modellazione 1D risulta limitata anche a centro valle per fattori di forma (H/L) elevati; per tali geometrie è opportuno, se non irrinunciabile, far ricorso ad analisi 2D. In entrambi i casi deve essere comunque sottolineato che la marcata differenza di risposta esistente fra le diverse postazioni (centro e bordo valle) può determinare movimenti differenziali del terreno con rilevanti quanto ovvie implicazioni applicative per la progettazione antisismica delle strutture a notevole sviluppo lineare, come ad esempio le dighe.

2.5.3 Lo studio di Makra et al. (2005)

Uno dei siti europei maggiormente strumentati che può essere utilizzato per studiare la complessa interazione delle onde sismiche, generata da configurazioni topografiche particolari, è L'EUROSEIS TEST SITE. Si tratta di una sezione 2-D del bacino di Mygdonian, di forma allungata in direzione SW-NE tra i laghi di Logada e Volvi del Nord della Grecia. La sua larghezza è di circa 6Km e la sua massima profondità è di circa 200m. Dal 1993 la valle del Mygdonian è stata oggetto di diversi studi volti a determinare la struttura del sottosuolo e a valutare la risposta sismica locale.

L'EUROSEIS TEST-SITE è in funzione dal 1993, sotto la responsabilità del Laboratorio di Dinamica delle Terre e Ingegneria Geotecnica Sismica del Dipartimento di Ingegneria Civile

dell'Università Aristotele di Salonicco (AUTH.SDEGE). Con un vasto programma di indagini geofisiche e geotecniche, che hanno inizialmente interessato la sezione N-S trasversale tra i villaggi di Profitis e Stivos, è stata efficacemente ricostruita la geometria della valle.

Nello studio di Makra et al. (2005) viene costruito e validato un modello 2-D della valle. Sono state condotte analisi numeriche in campo bidimensionale, per propagazione di onde *SH* e sono state evidenziate le principali differenze per differenti semplificazioni della struttura della valle.

Per una corretta analisi di risposta sismica locale è necessaria una buona stima del contrasto di impedenza (anche per i modelli 1-D). Nella valle oggetto di studio il più significativo contrasto di impedenza è localizzato a 200m di profondità; a tal proposito sono stati adottati tre approcci: considerare il profilo *A* di riferimento; considerare la velocità delle onde di taglio dei primi 30m di terreno (profili *B*, *C* e *D*); oppure utilizzare un dettagliato profilo di velocità fino ad una profondità in corrispondenza della quale la velocità delle onde di taglio assume un valore maggiore di 750m/s (profilo *E*).

La Figura 2.48 illustra per tutti i profili analizzati le relative funzioni di amplificazione teoriche.

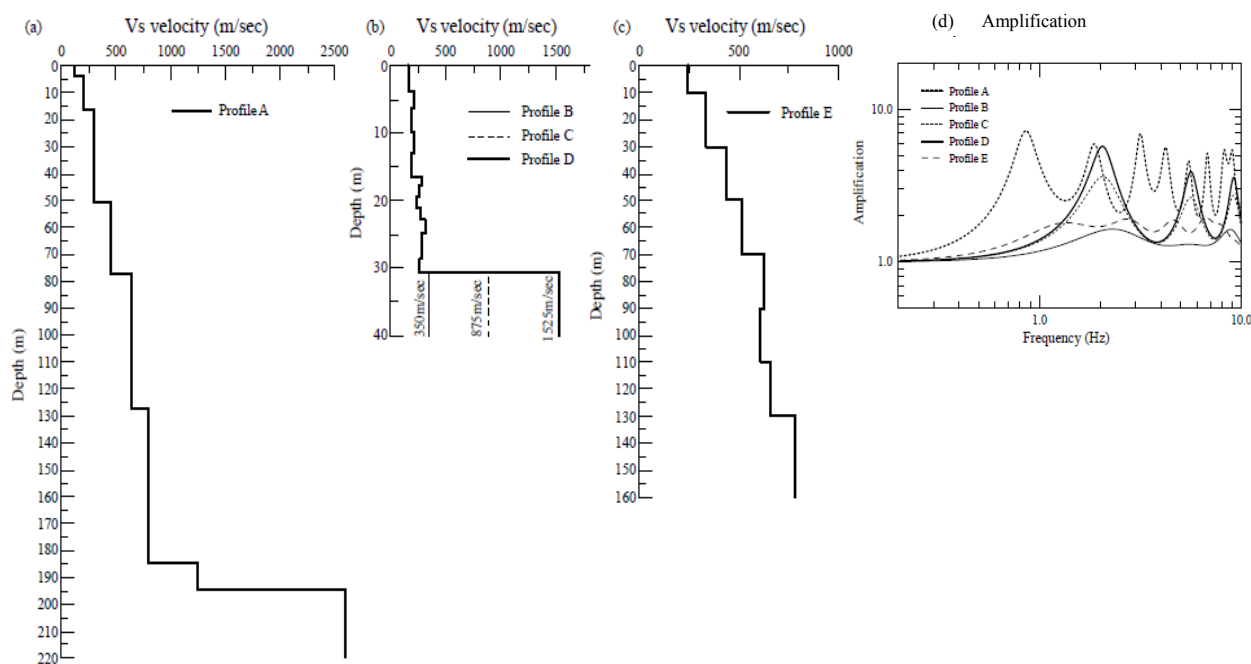


Figura 2.48 – Differenti profili di velocità delle onde di taglio per il centro valle e relative funzioni di amplificazione (Makra et al., 2005).

Il modello utilizzato è mostrato in Figura 2.49, nel sito sono state identificate 8 tipologie di terreno (Tabella 2.1) e 4 faglie. Le analisi di risposta sismica 2-D sono state condotte mediante procedure numeriche alla differenze finite considerando un comportamento visco-elastico lineare (modello *I* di Figura 2.49). La dimensione della mesh di 1.3 m è necessaria a schematizzare un

movimento sismico fino ad una frequenza di 10Hz . Il segnale sismico è rappresentato dal pulso di Gabor; i suoi parametri sono stati scelti in modo da avere una frequenza principale del segnale compresa tra 0 e 10Hz .

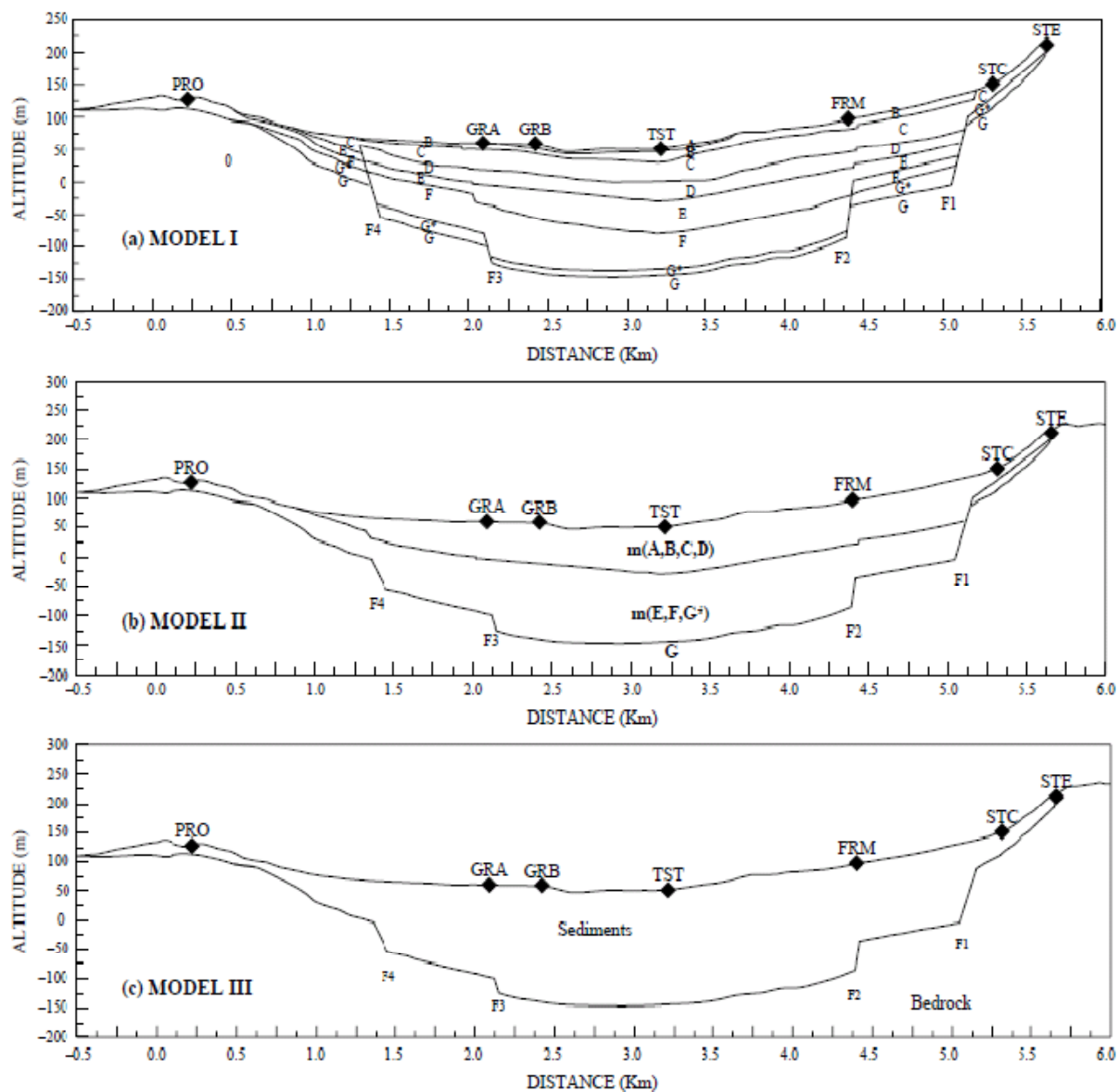


Figura 2.49 – Modelli numerici analizzati nello studio di Makra et al. (2005): a) modello iniziale a sette strati, b) modello semplificato a due strati, c) modello omogeneo semplificato.

Tabella 2.2 – Proprietà dinamiche delle differenti formazioni geologiche presenti nella valle del Mygdonian.

	Soil formation	A	B	C	D	E	F	G*	G
Model I	V_s (m/s)	130	200	300	450	650	800	1250	2600
	Q_s ($=1/2\xi$)	15	25	30	40	60	80	100	200
	ρ (t/m ³)	2.05	2.15	2.075	2.10	2.155	2.20	2.50	2.60
Model II	V_s (m/s)			330			750		2600
	Q_s ($=1/2\xi$)			33			75		200
	ρ (t/m ³)			2.10			2.20		2.60
Model III	V_s (m/s)				590				2600
	Q_s ($=1/2\xi$)				55				200
	ρ (t/m ³)				2.2				2.60

Nel modello *II* (Figura 2.48) i depositi sono stati raggruppati secondo l'età geologica: i depositi *A*, *B*, *C* e *D* sono datati al Quaternario mentre i depositi *E*, *F* e *G** sono datati al Neogene. Nel modello *II* la velocità delle onde di taglio è stata assunta pari alla velocità media delle onde di taglio dei singoli depositi, pesata rispetto ai relativi spessori di centro valle (80 m per il primo strato e 120 m per il secondo strato). Il modello *III* prevede, invece, un deposito omogeneo con una velocità delle onde di taglio media, pesata rispetto ai relativi spessori di centro valle.

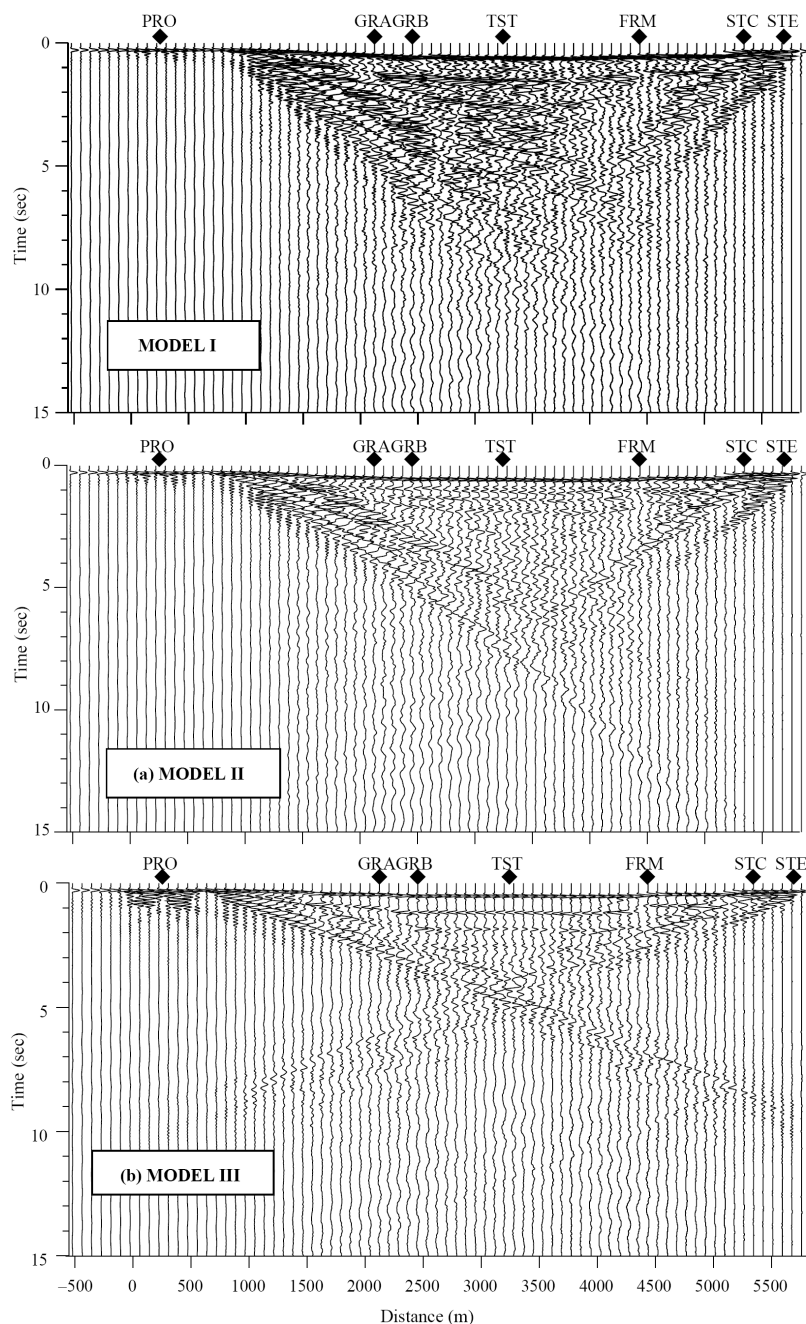


Figura 2.50 – Sezioni sismiche teoriche per i modelli riportati in figura 2.53 (Makra et al., 2005).

La Figura 2.50 mostra le sezioni sismiche determinate per tutti i modelli analizzati; i risultati ottenuti sono stati confrontati nel dominio del tempo e nel dominio delle frequenze, per le diverse stazioni monitorate. E' possibile osservare che il grado di eterogeneità della valle è direttamente relazionato all'ampiezza massima dei segnali; tale ampiezza decresce dal modello *I* al modello *III*; inoltre è importante sottolineare che tale decremento si mantiene pressoché costante sia per le onde incidenti che per quelle diffratte. Per la stazione *TST*, per esempio, il rapporto tra l'accelerazione di picco delle onde incidenti e quella delle onde diffratte è di *1.6* per il modello *I*, di *1.00* per il

modello *II* e di 1.4 per il modello *III*; per la stazione *STC*, invece, il rapporto è pari a 2.4 per il modello *I*, 2.2 per il modello *II* e 2.6 per il modello *III*; la progressiva semplificazione della stratigrafia influisce solo sull'entità del rapporto. La Figura 2.51 illustra, per ogni stazione monitorata, le relative funzioni di trasferimento.

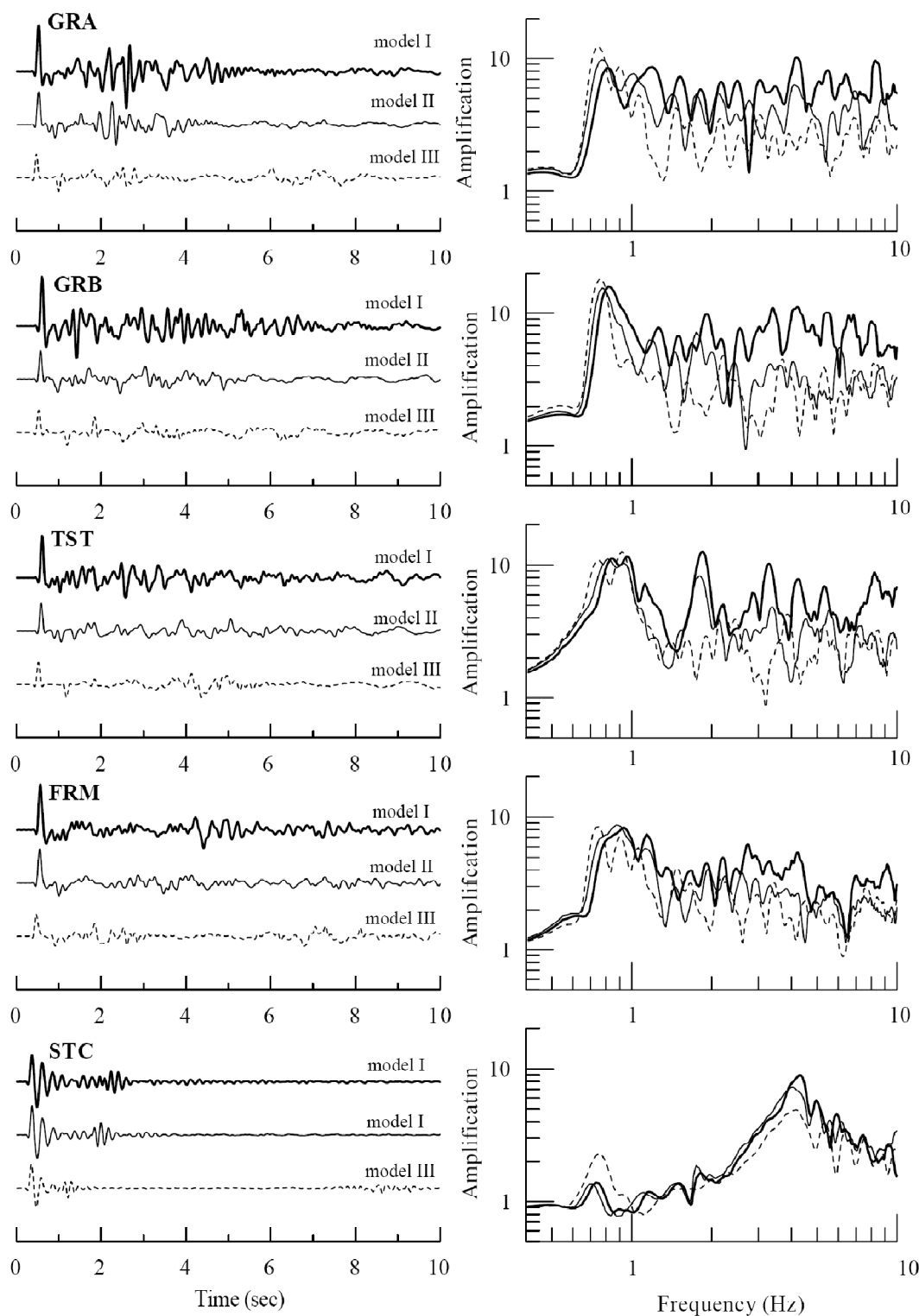


Figura 2.51 – Confronto nel dominio del tempo e delle frequenze della risposta sismica in superficie in corrispondenza delle stazioni monitorate (Makra et al., 2005).

Oltre ai modelli numerici sinora descritti, sono stati analizzati modelli semplificati rispetto alla reale geometria della valle (modelli IV e V di Figura 2.52); le relative sezioni sismiche sono illustrate in Figura 2.53. I risultati ottenuti non sono significativamente differenti rispetto ai risultati dei modelli precedenti.

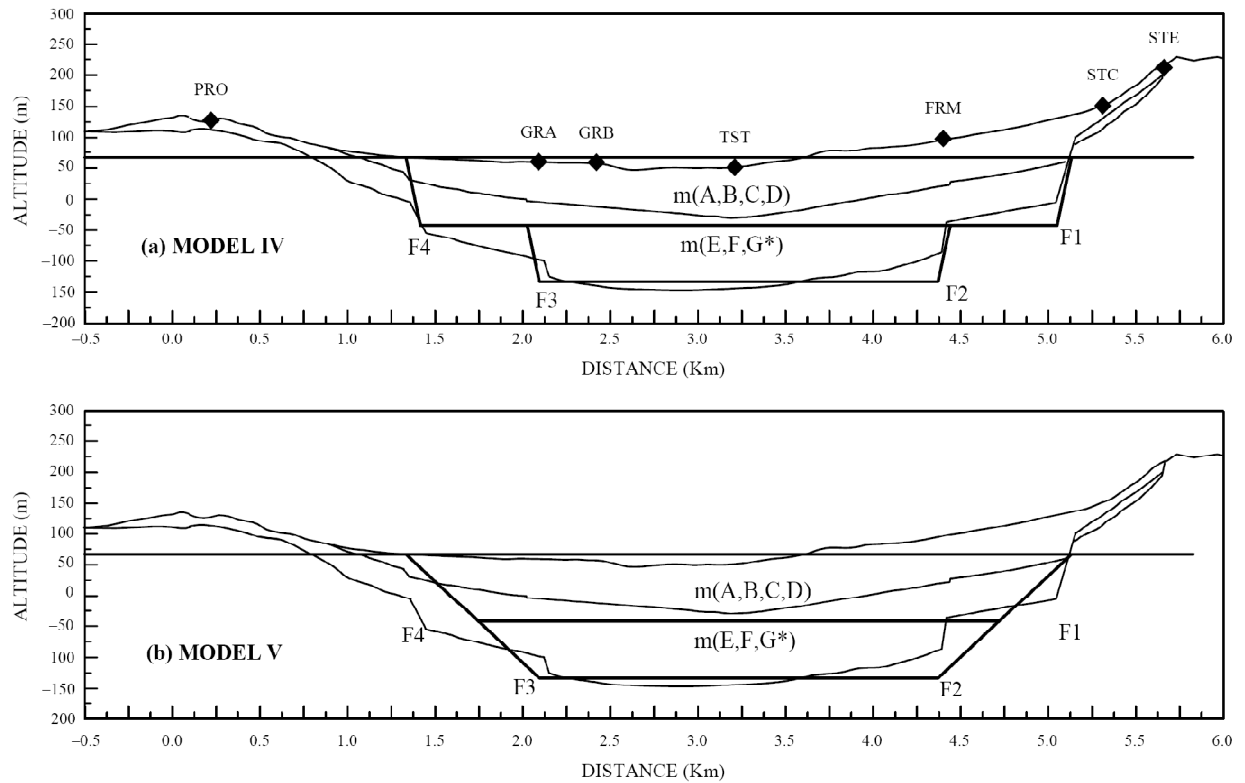


Figura 2.52 – Modelli numerici semplificati in termini di geometria (Makra et al., 2005).

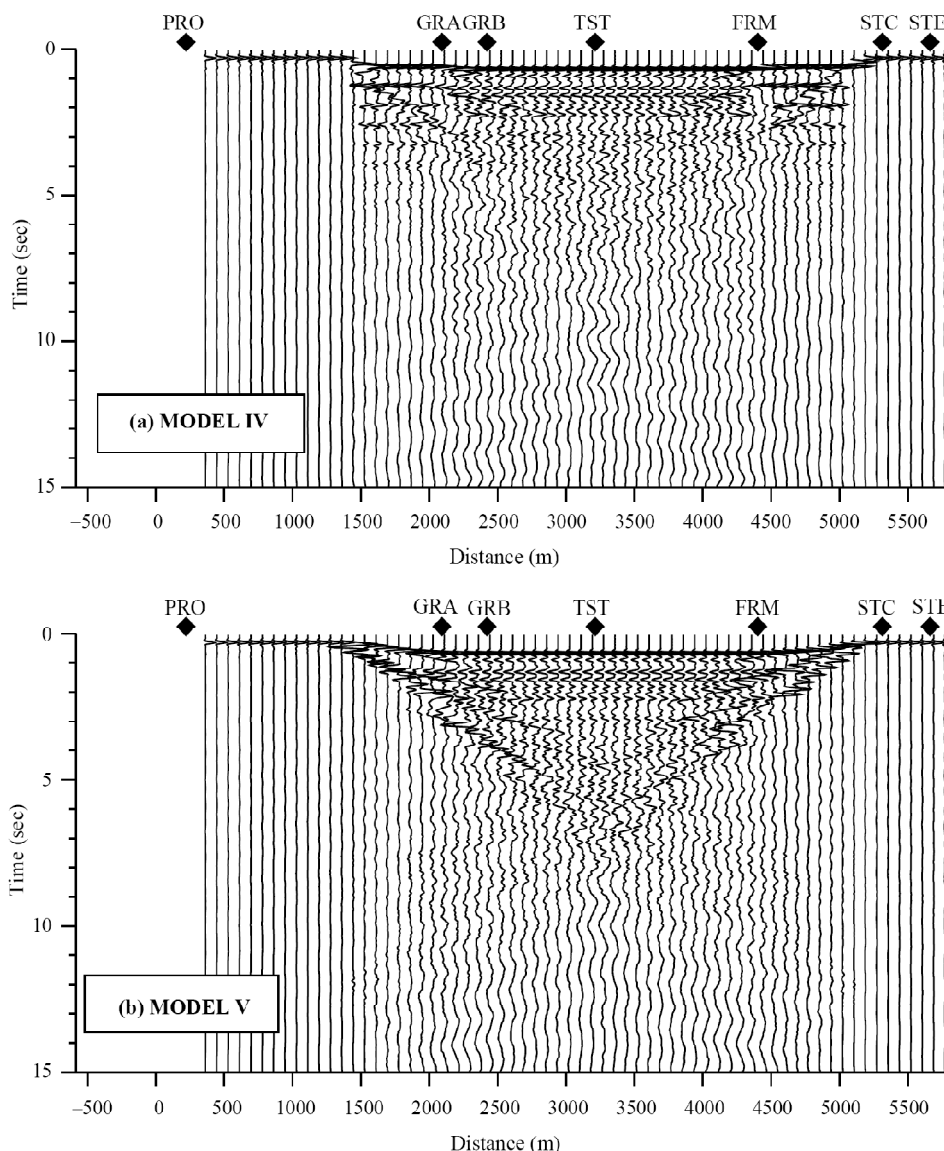


Figura 2.53 – Sezioni sismiche teoriche relative ai modelli numerici di Figura 2.52.

Infine, per ogni modello numerico analizzato sono stati quantificati dei fattori di aggravio ' a_g ' per gli effetti di sito. Il fattore di aggravio è definito come rapporto tra lo spettro di risposta ottenuto dalla modellazione 2-D e quello ottenuto dalla corrispondente modellazione 1-D (Figura 2.54).

I risultati di tale studio mostrano chiaramente che per l'EUROSEIS TEST SITE la risposta sismica dipende fondamentalmente dalla forma del bacino chiuso della valle ed il moto sismico è in gran parte governato da onde superficiali. Lo studio evidenzia che anche se il moto sismico può variare notevolmente tra i vari modelli analizzati, il fenomeno di influenza e la quantità delle onde superficiali sembra essere relativamente costante. Inoltre se si vuole quantificare l'amplificazione supplementare causata dalla laterale eterogeneità, in termini di fattore di aggravio introdotto da Chàvez-García & Faccioli (2000), è possibile stimare un valore di tale fattore compreso tra 2 e 3.

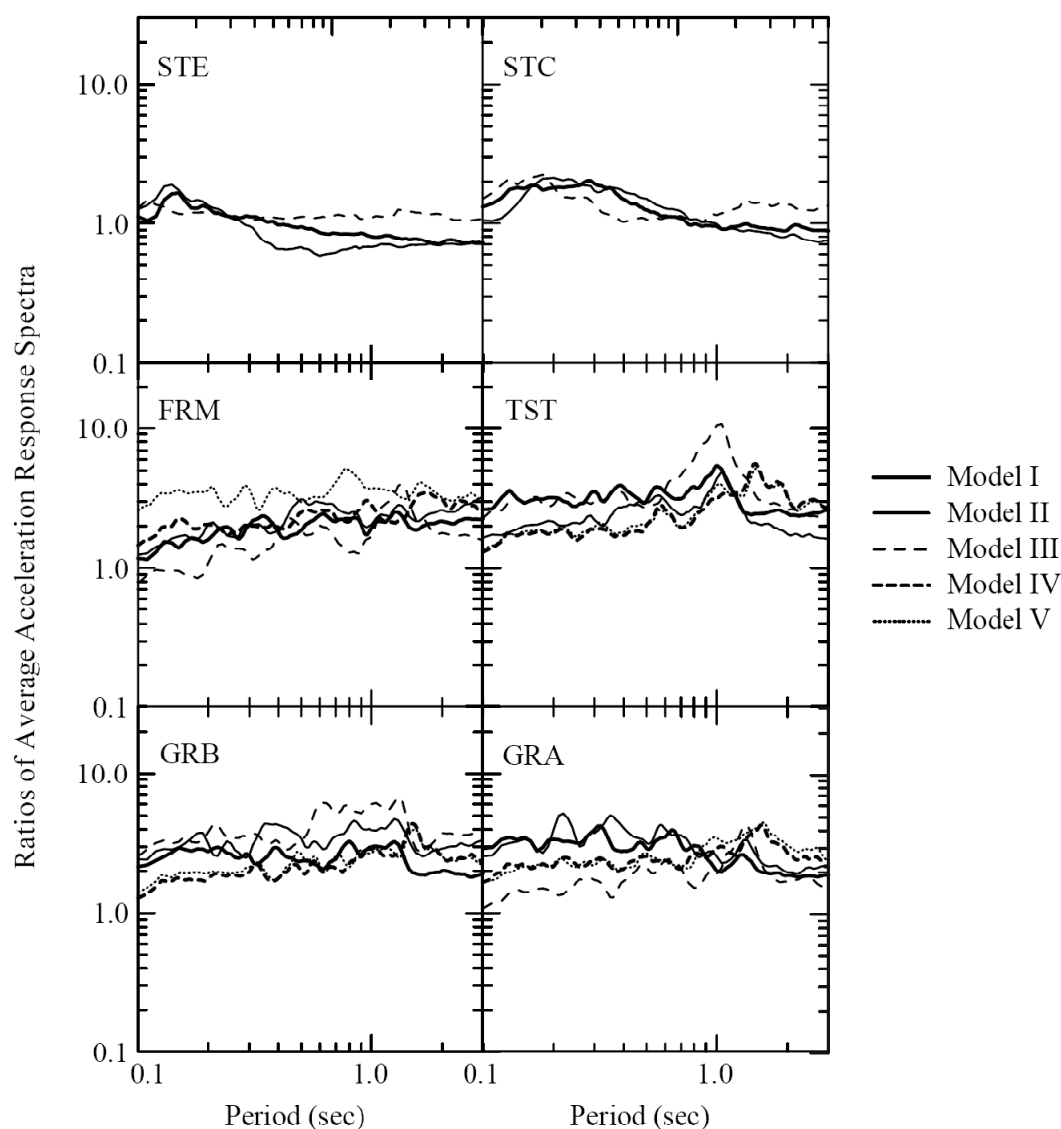


Figura 2.54 – Confronto tra i fattori di aggravio ottenuti per tutti i modelli analizzati in corrispondenza delle stazioni monitorate (Makra et al., 2005).

2.5.4 Lo studio di Sanò et al. (2005)

Nello studio condotto da Sanò et al. (2005) viene trattata la risposta sismica locale del bacino dell'Aquila. L'Aquila è una delle città più importanti e popolate del centro Italia. La città si trova nella parte centrale della catena appenninica, una regione caratterizzata da terremoti che in passato hanno raggiunto intensità fino al XI grado della scala Mercalli. L'area è caratterizzata dalla presenza di un bacino costituito da depositi sedimentari. Allo scopo di studiare la risposta sismica locale e gli effetti di sito, nel 1994 è stata installata una rete di misura denominata *AQPK* costituita da tre stazioni. Lo studio di Sanò et al. (2005) ha previsto una simulazione numerica del bacino in campo bidimensionale. La risposta sismica registrata nelle stazioni di misura è stata confrontata con i risultati numerici. Il terremoto di riferimento è quello di magnitudo 4.0 verificatosi il 20 ottobre

1996 nei pressi del villaggio di Montereale ubicato a circa 20 Km a nord-ovest dell'Aquila. Questo evento sismico ha attivato la rete AQPK. Le tre stazioni della rete AQPK sono state installate in luoghi con differenti condizioni geologiche e le relative registrazioni sono riportate in Figura 2.55; il bedrock è localizzato ad una profondità di 200m. La durata insolita delle registrazioni è compatibile con la presenza di effetti di sito.

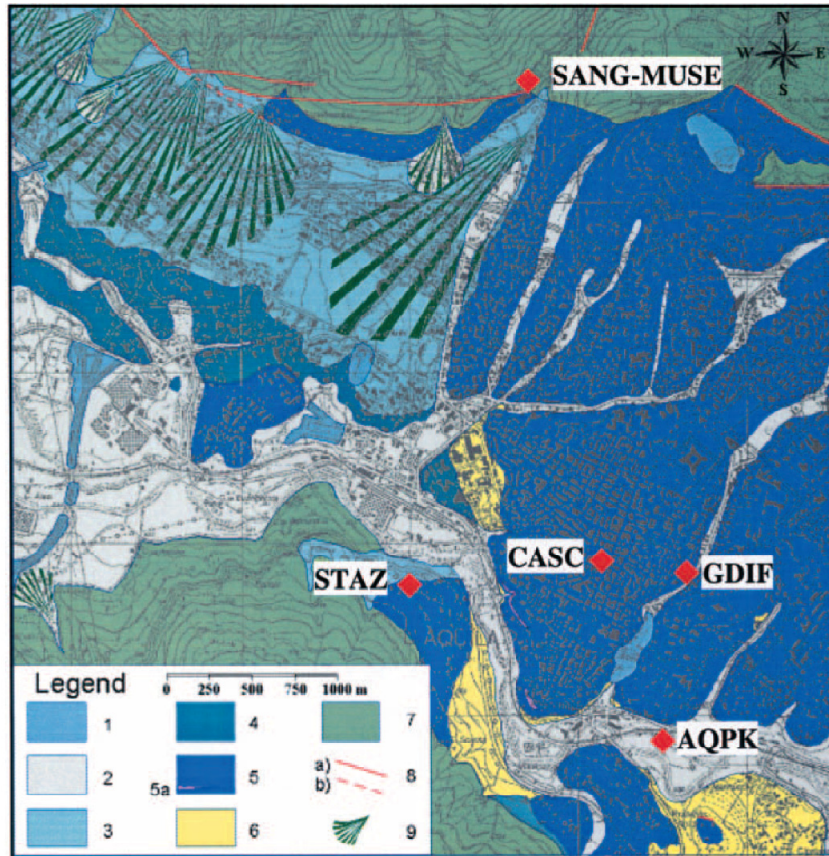


Figura 2.55 – Mappa geologica dell'area urbana dell'Aquila (Blumetti et al., 2002). I rombi rossi indicano l'ubicazione delle stazioni sismiche.

Sono stati esaminati anche i dati registrati da una stazione appartenente alla rete sismica regionale ed installata nel Monastero di San Giuliano (*SANG*); la stazione è localizzata a circa 3 km di distanza dal bacino analizzato ed è ubicata su affioramento roccioso (Figura 2.56). Per la simulazione numerica 2-D sono state selezionate solo le registrazioni di terremoti il cui epicentro è localizzato ad una distanza maggiore di 20 km dalla stazione di riferimento su affioramento roccioso.

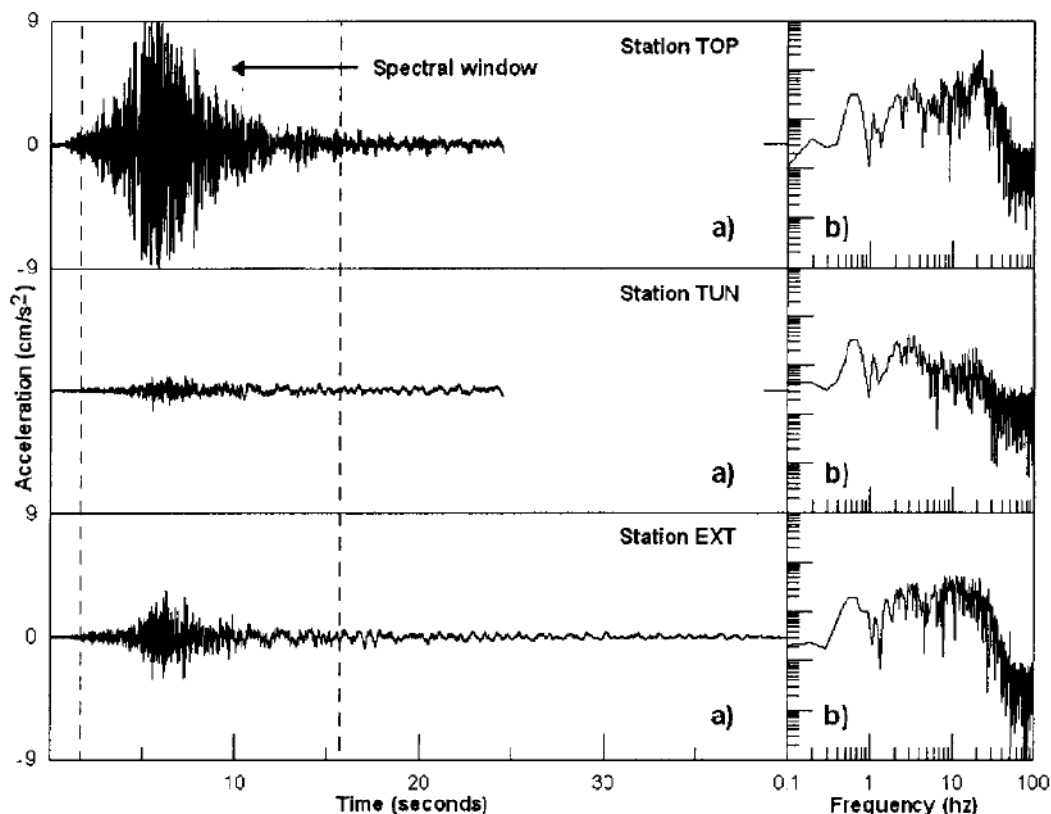
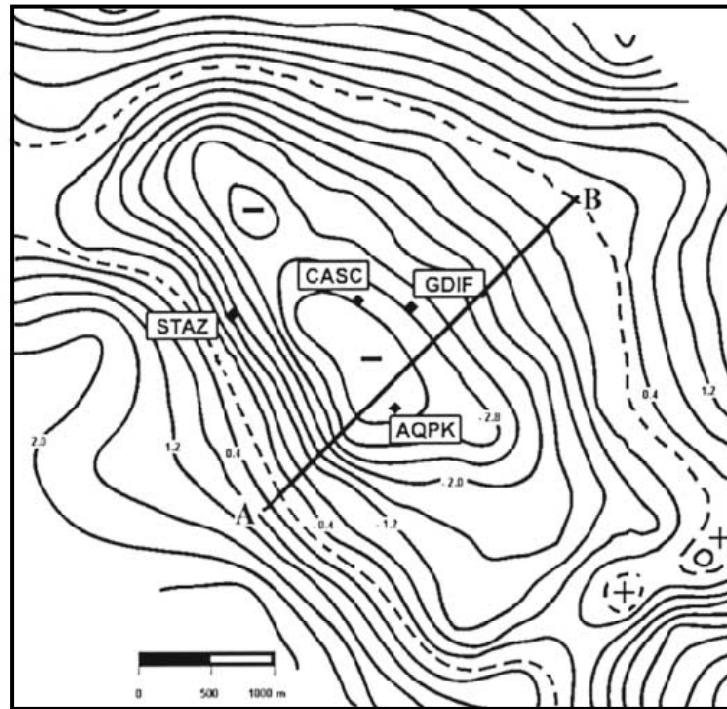


Figura 2.56 – a) storie temporali di accelerazione registrate durante il terremoto di Montereale del 20 ottobre del 1996; b) relativi spettri di Fourier.

Le simulazioni numeriche sono state effettuate tramite i codici BESOIL (Sanò, 1996) e QUAD4M (Hudson et al., 1994). L'altezza della mesh è stata assunta pari a 25 m per descrivere adeguatamente frequenze fino a 2 Hz. Il profilo 2-D, utilizzato come base per il modello, è stato derivato dai risultati presentati nello studio di Blumetti et al. (2002) volto a definire la geometria del contatto tra la roccia di base e i depositi.

La geometria del profilo mostra un bacino asimmetrico con il margine occidentale ripido, probabilmente correlato ad una discontinuità tettonica, e il margine orientale di lieve pendenza; la profondità massima del bacino è pari a 250 m. Inizialmente è stata eseguita una analisi numerica utilizzando il pulso di Ricker con frequenza principale di 1 Hz per comportamento elastico lineare dell'elemento di volume. La Figura 2.57 mostra la sezione trasversale utilizzata nella modellazione numerica nonché le funzioni di amplificazione ottenute, con il codice QUAD4M, come rapporto spettrale tra la risposta sismica lungo la superficie del bacino e il segnale di riferimento su affioramento roccioso.

La stazione *AQPK* è ubicata in corrispondenza del punto *S05* ad una distanza di 1100 m dal bordo occidentale del bacino; la stazione denominata *GDIF* è più ad est in corrispondenza del punto *S07*.



a)

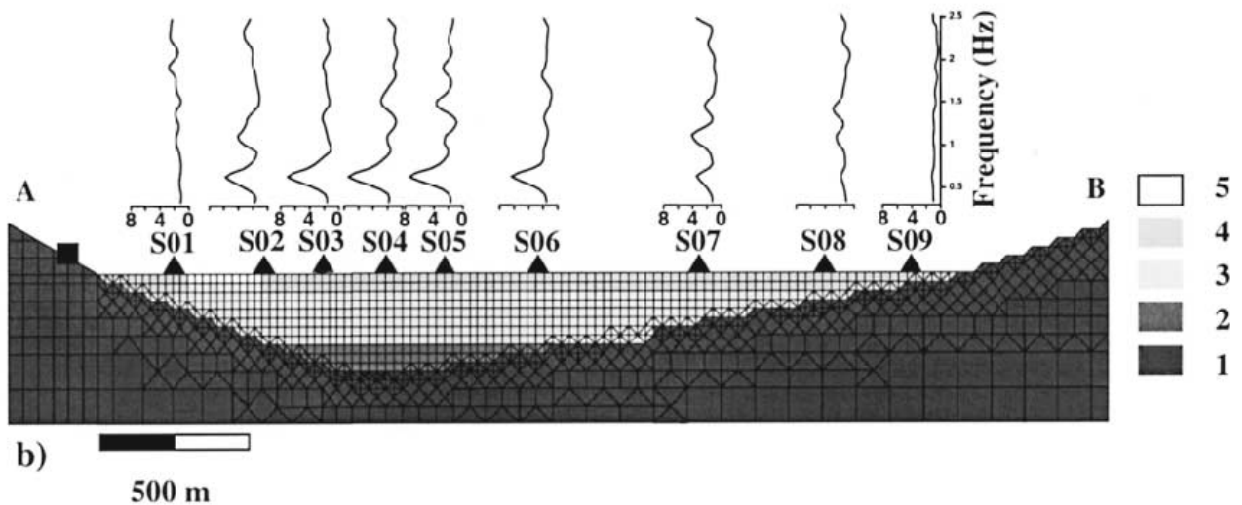


Figura 2.57 – Sezione geometrica del bacino dell’Aquila.

La Figura 2.58 illustra i risultati ottenuti come rapporto tra la componente orizzontale e verticale in termini spettrali. Entrambi i codici di calcolo utilizzati, in corrispondenza della stazione *AQPK*, predicono un picco di amplificazione per frequenze di $0.5-0.6\text{ Hz}$. Il *BESOIL* e il *QUAD4M* schematizzano, per la stazione *GDIF*, dei picchi di amplificazione relativi alle alte frequenze che costituiscono una diretta conseguenza degli effetti di bordo.

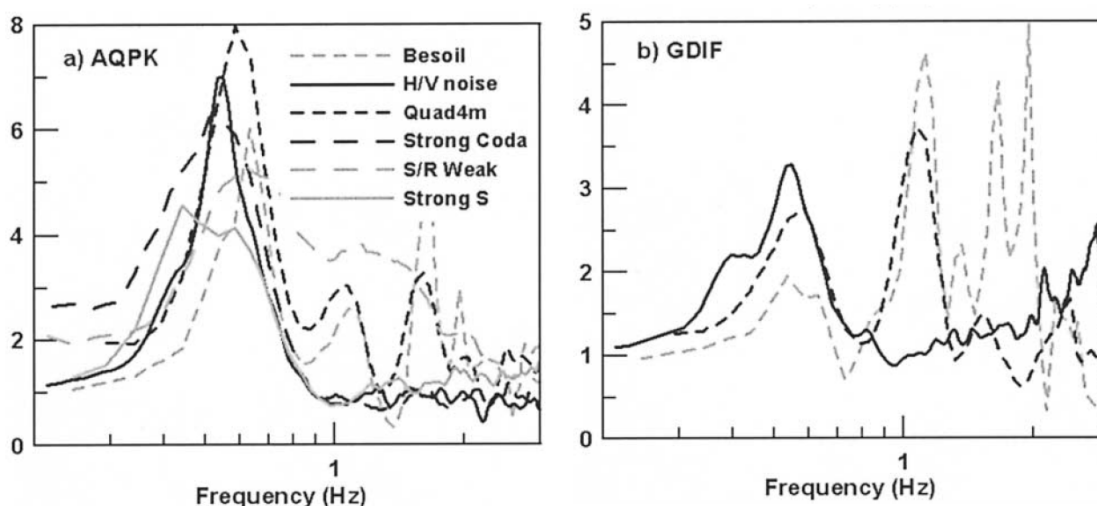


Figura 2.58 – a) Confronto tra il QUAD4M e il BESOIL in termini di rapporto spettrale tra la componente orizzontale e verticale del moto per la stazione AQP b) Confronto tra il QUAD4M e il BESOIL in termini di rapporto spettrale tra la componente orizzontale e verticale del moto per la stazione GDIF.

2.5.5 Lo studio di Semblat et al. (2009)

Un contributo significativo, a tal proposito, è dovuto al lavoro di Semblat et al. (2009). Obiettivo di tale lavoro è stato quello di analizzare gli effetti di sito in un bacino alluvionale e discutere l’influenza della conoscenza della geologia locale sulle simulazioni di amplificazione sismica locale. Si è investigata l’influenza della complessità della stratigrafia del terreno (strati semplici e sottostrati) sugli effetti di sito sia nel dominio del tempo che in quello della frequenza. L’analisi è stata condotta con il metodo degli elementi di contorno (BEM). Si è preso in esame il sito sperimentale europeo di Volvi (Grecia), e si è analizzata l’amplificazione 2D all’interno del bacino per vari modelli di terreno. Il sito sperimentale europeo EuroSeisTest, in Volvi (Grecia; Figura 3.9), fu creato grazie a delle sovvenzioni della Commissione Europea, nella struttura del programma di ricerca “*Cambiamento Globale e Disastri Naturali*”.

L’EuroSeisTest è situato in una valle alluvionale a 30 km a nord-est da Thessaloniki, in Grecia. Essa è un’area sismo tettonica attiva, dove si verificò, nel 1978, il terremoto di Thessaloniki; il bacino è lungo 6 km e profondo circa 200 m.

In questo lavoro, si è quindi investigata la risposta sismica del bacino di Volvi (EuroSeisTest) grazie a due differenti modelli: uno molto semplificato che non tiene in conto gli strati di terreno alluvionale più superficiali, ed uno più completo che include una definizione più dettagliata della stratigrafia superficiale del terreno. Lo scopo principale di tale confronto è analizzare l’influenza della conoscenza della struttura geologica del sito sulla qualità della valutazione degli effetti di sito.

Detto ciò, uno dei principali obiettivi di tale sito-campione è quello di acquisire conoscenze dettagliate sulla stratigrafia del terreno per creare un collegamento con l'amplificazione delle onde sismiche. Più in generale, l'interesse del sito sperimentale è quello di condurre ricerche teoriche e sperimentali nei campi della geologia, sismologia, dinamica delle terre e delle strutture.

Nel sito vengono utilizzati sia sensori temporanei che permanenti, per registrare terremoti o carichi dinamici artificiali. Le analisi geotecniche e geofisiche sulle condizioni del sito sono numerose e dettagliate e sono state condotte presso il sito-campione oppure in laboratorio, di conseguenza le proprietà del terreno sono ben note e pienamente attendibili.

I segnali sismici sono stati elaborati nel dominio del tempo, sia come segnali sintetici di tipo *Ricker* che come registrazioni recenti. Essi sono stati considerati in termini di rapporto di amplificazione e di aumento della durata (*effetti di bacino*), sia per le onde SH che per le onde SV. I risultati mostrano che la geometria del bacino ha una notevole influenza sull'amplificazione delle onde sismiche sia in termini di rapporto di amplificazione che di aumento della durata dell'evento. L'influenza combinata tra la geometria e la stratigrafia dei bacini alluvionali sembra essere molto importante per le analisi 2D (o 3D) degli effetti di sito, ma a volte un'analisi semplificata potrebbe essere sufficiente. Nel caso del sito di Volvi, tale influenza conduce a rapporti di amplificazione (registrati ed elaborati in 2D) diversi da quelli stimati attraverso un'analisi 1D basata solo sulla stratigrafia del terreno.

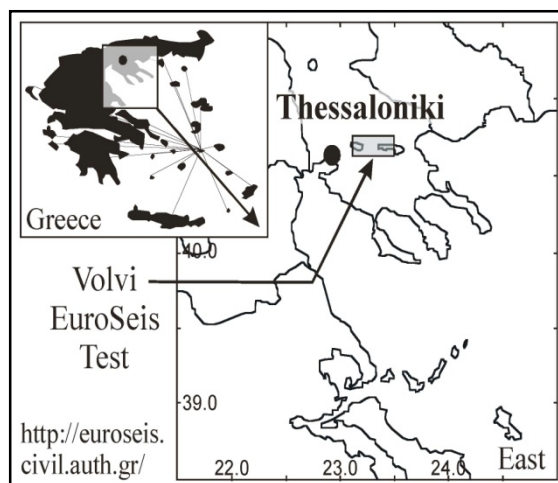


Figura 2.59 – Mappa dell'area di Volvi e dell'EuroseisTest (da Semblat et al., 2009).

Partendo da semplici stime, è stato possibile considerare un'ampia varietà di modelli numerici per analizzare gli effetti di sito in bacini alluvionali. La complessità di tali modelli dipende dalla disponibilità dei dati oltre che dall'accuratezza ed affidabilità richiesta per i parametri necessari per la caratterizzazione dell'amplificazione dell'onda sismica.

Le principali caratteristiche dell'andamento dell'amplificazione sono le seguenti (Figura 2.60):

- *Per 0.6 Hz* : l'amplificazione maggiore si verifica nella parte più lontana del bacino e questo caso sembra corrispondere al modo fondamentale di vibrazione dello stesso. Tuttavia il massimo fattore di amplificazione non è altissimo dato che è al di sotto di 3;
- *Per 0.8 Hz* : compaiono due zone di massima amplificazione lungo la superficie libera nella parte centrale del bacino, con un valore abbastanza elevato (9.5);
- *Per 1.0 Hz* : l'amplificazione massima raggiunge la superficie libera ma la zona principale di amplificazione (9.5) è spostata verso la parte destra del bacino alla sua profondità intermedia;
- *Per 1.2 Hz* : le aree di amplificazione comprendono pure la parte sinistra del bacino alla sua profondità intermedia, ed il valore massimo risulta leggermente più basso (7.5);
- *Per 1.8 Hz* : entrambe le superfici libere e le zone più profonde raggiungono elevate amplificazioni (8.3). L'amplificazione maggiore si registra nell'estremo sinistro del bacino alla sua profondità intermedia;
- *Per 2.4 Hz* : a tali lunghezze d'onde, la parte destra più superficiale del bacino mostra elevate amplificazioni, comprendendo entrambe le superfici libere e le profondità. Quasi non vi è amplificazione nelle più profonde parti centrali del bacino.

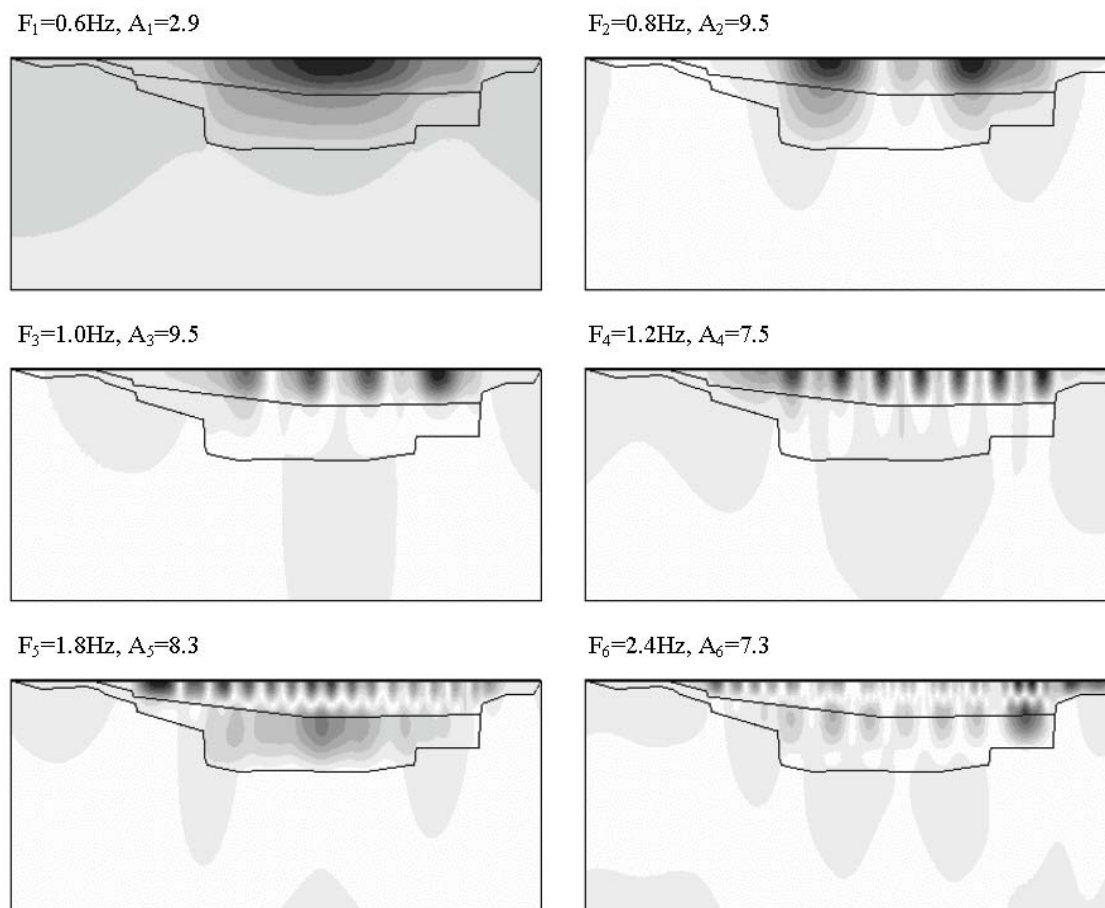


Figura 2.60 – Valori di amplificazione nel bacino (modello semplificato) stimati numericamente alle varie frequenze. Nelle immagini sono mostrati i valori delle frequenze ed i corrispondenti valori massimi dell’amplificazione (Semblat et al., 2009).

I sei punti scelti lungo la superficie del bacino del Volvi sono mostrati nello schema in Figura 2.61. Essi sono allocati a 1000 metri l’uno dall’altro e tali aree corrispondono alle varie profondità del bacino. In Figura 2.61, sono mostrate le curve amplificazione/frequenza per ciascuno di essi. Le soluzioni ottenute per il modello semplificato sono state confrontate con quelle del modello completo. Da tali curve, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- Punto 1 ($d = 380$ m): per quest’area, quasi non vi è amplificazione (nella scala delle curve di amplificazione massima). La profondità del bacino è piccola e non vi sono strati di terreno molto soffice su questo asse;
- Punto 2 ($d = 1380$ m): come mostrato in Figura 2.61 ed in Tabella 2.3, il valore massimo dell’amplificazione è intorno a 9 ed è raggiunto alla frequenza di 1.9 Hz. Questo valore abbastanza alto della frequenza può essere giustificato dalla modesta profondità in questa parte di bacino;

- Punto 3 (d = 2380 m): alla frequenza di 0.8 Hz vi è un'elevata amplificazione che raggiunge il valore di 11. Questo punto è in asse con la parte più profonda del bacino ma, tuttavia, l'amplificazione si mantiene significativa nell'intervallo delle frequenze medie ($f = 1.9$ Hz), a causa dell'influenza della parte sinistra più superficiale del bacino che viene accuratamente modellata per mezzo del modello completo;
- Punto 4 (d = 3380 m): questo punto si trova nella parte centrale del bacino ed il fattore di amplificazione raggiunge il suo massimo nell'intervallo di frequenza più basse. Come mostrato in Tabella 2.3, il livello massimo di amplificazione è vicino a quello precedente e la corrispondente frequenza è identica. Per questo punto, vi è una forte amplificazione anche intorno ai 2.0 Hz e sopra i 4.0 Hz: le differenze tra il modello semplificato e quello completo si rafforzano nell'intervallo medio delle frequenze, a causa dei sottostrati superficiali;
- Punto 5 (d = 4380 m): l'amplificazione massima (11) corrisponde alla frequenza di 0.8 Hz. Per quest'area, l'amplificazione nel modello semplificato è abbastanza più bassa (meno di 6) alle altre frequenze mentre l'amplificazione nel modello completo è sensibilmente più elevata (intorno a 8) nell'intervallo medio delle frequenze. Questa differenza può essere dovuta all'eterogeneità laterale, particolarmente forte nel modello completo;
- Punto 6 (d = 5380 m): per questo punto, la profondità del bacino è leggermente minore rispetto al punto 2 ma gli strati di terreno sono più soffici. Otteniamo valori significativi dell'amplificazione per il modello semplificato ed il massimo (9.0) si raggiunge alla frequenza di 2.8 Hz mentre, per il modello completo, non vi è una significativa amplificazione.

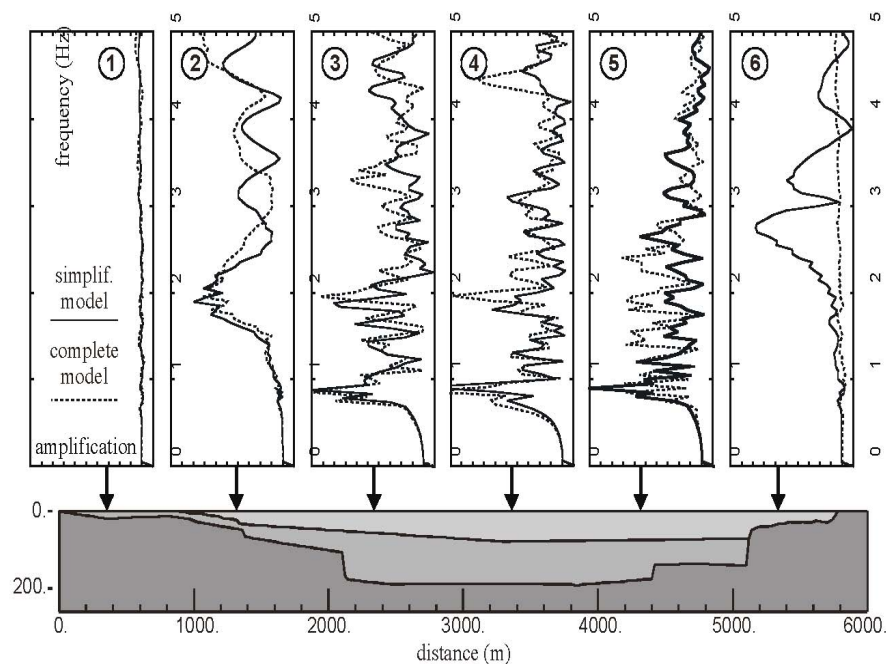


Figura 2.61 – Curve di amplificazione/frequenza per vari punti lungo la superficie del bacino (modello semplificato e modello completo) (Semblat et al., 2009).

Tabella 2.3 – Valori dell'amplificazione massima alle relative frequenze per i sei punti considerati (Semblat et al., 2009)

point	distance	maximum amplification	corresponding frequency
1	380m	~1	
2	1380m	9.0	1.9 Hz
3	2380m	11.0	0.8 & 1.9 Hz
4	3380m	11.0	0.8 & 1.9 Hz
5	4380m	11.0	0.8 Hz
6	5380m	9.0	2.8 Hz

In definitiva, riassumendo, le principali conclusioni tratte dalle analisi condotte relative al lavoro di Semblat et al. (2009) sono le seguenti:

- Entrambi i modelli sono utili per analizzare gli effetti di bacino (2D) ed i relativi processi sismologici: si nota un incremento dell'amplificazione del moto sismico (rispetto ad analisi 1D) e un aumento della durata dello stesso nella parte centrale del bacino. I modelli danno una stima corretta della risonanza fondamentale del bacino, in ampiezza ed in frequenza;
- L'influenza degli strati superficiali di terreno mostrata dal modello completo è a volte significativa ma le principali influenze si hanno anche per segnali con elevato contenuto in frequenza oltre alla propagazione delle onde di superficie; la scelta del tipo di modello dipenderà allora dall'obiettivo dell'analisi in termini di attendibilità ed accuratezza;
- Il confronto tra le analisi dell'amplificazione delle onde SV e quelle delle onde SH mostrano anche differenze significative tra i due approcci: il modello SH è abbastanza semplice ma non permette di rappresentare l'influenza di una geometria complessa del bacino (specialmente intorno ai bordi) che è abbastanza importante nell'amplificazione locale del moto sismico. Questi aspetti, dovuti alla dispersione delle onde SV, vengono presi in conto nel modello SV, ma portano ad elevati oneri computazionali;
- Lo spettro di amplificazione, comunemente usato, non descrive pienamente gli effetti di sito (2D) e fornisce solo una parziale visione dei processi di amplificazione (per esempio, i complessi fenomeni di dispersione o la variabilità spaziale del moto sismico a causa delle

onde di superficie). E' necessaria un'accurata descrizione della litologia dei sottostrati attraverso modelli geologici completi, per riuscire a condurre tali analisi dettagliate;

- Come discusso da Riepl et al. (1998), l'influenza della direzione della sorgente sull'amplificazione locale di moti sismici sembra essere significativa. Tale problema non viene affrontato nel presente lavoro, in quanto gli autori hanno voluto evitare effetti addizionali di focalizzazione delle onde, in entrambi i modelli (dovuti alla localizzazione della sorgente), per rendere facile il confronto. Ulteriori analisi includono sorgenti locali piuttosto che onde piane (considerate qui) necessarie probabilmente per modelli 2D e 3D;
- Infine, parametri come il contenuto in frequenza dell'evento sismico, sono altresì molto importanti per scegliere il modello più adatto (semplificato o completo).

2.6 Fattore di aggravio topografico (TAF)

Come accennato nel paragrafo 2.4.2.2, relativo allo studio di Costanzo e Silvestri (2005), al fine di poter valutare l'incidenza dell'amplificazione "topografica" rispetto a quella "stratigrafica", viene introdotto il *fattore di aggravio topografico (TAF, Topographic aggravation factor)*, recentemente utilizzato in alcuni studi numerici di letteratura. Tale fattore si è rivelato un parametro fondamentale per lo studio quantitativo degli effetti di sito topografici.

Di recente gli sforzi dei ricercatori si sono concentrati sul tentativo di chiarire quantitativamente il ruolo della topografia nella risposta sismica di una data configurazione topografica, separando il contributo "topografico" da quello "stratigrafico" attraverso la definizione di opportuni parametri di amplificazione.

L'amplificazione stratigrafica è essenzialmente associata alla condizione di risonanza di un deposito, in relazione alla successione dei terreni nel sottosuolo, alle loro proprietà meccaniche, (principalmente al contrasto di impedenza tra basamento e terreni sovrastanti) e alla frequenza predominante dell'*input* sismico. Questa amplificazione può essere stimata con accuratezza tramite analisi monodimensionali (1D).

L'amplificazione topografica, invece, associata a vari fenomeni fisici (focalizzazione delle onde, diffrazione, risonanza 2D etc.), può essere modellata solo tramite più complesse analisi bi- e tri-dimensionali (2D-3D) le quali tengono conto ovviamente sia degli effetti della stratigrafia che quelli della morfologia.

Per poter valutare l'influenza dell'amplificazione topografica ed ottenerne un ordine di grandezza, è possibile infatti confrontare *convenzionalmente* i risultati forniti da analisi 2D, che tengono conto degli effetti sia stratigrafici che topografici, con quelli di analisi 1D che tengono conto della sola amplificazione stratigrafica. Il confronto può avvenire tanto nel dominio del tempo quanto in quello della frequenza.

Nel seguito sono riportate sinteticamente le principali e più recenti proposte emerse dall'esame della letteratura tecnica ed adottate nel presente lavoro.

2.6.1 Lo studio di Ashford e Sitar (1997)

Ashford e Sitar (1997) hanno analizzato la risposta sismica di una ripida scogliera presso la *Seacliff State Beach* in California. La scogliera, alta 27 metri ed inclinata di 75° sull'orizzontale, è stata sottoposta a tre accelerogrammi variando l'inclinazione di incidenza delle onde da 0° a 30°. Per ciascuna analisi la storia temporale dell'accelerazione è stata calcolata alla cresta del pendio e, in condizioni di *free field*, di fronte al piede e dietro la cresta. La risposta in condizioni di *free field* può essere considerata come risposta essenzialmente monodimensionale delle corrispondenti due colonne di terreno mentre alla cresta si risente ovviamente anche di effetti legati alla topografia.

Per caratterizzare la risposta del sito sono state quindi calcolate le seguenti tre accelerazioni massime (figura 3.34):

- a_{ff} (accelerazione massima in condizioni di *free-field* di fronte al piede);
- a_{ffc} (accelerazione massima in condizioni di *free-field* dietro la cresta);
- a_{max} (accelerazione massima in cresta).

Queste accelerazioni sono quindi state utilizzate per calcolare tre parametri di amplificazione così definiti:

$$\text{amplificazione topografica} \quad A_t = \frac{a_{max} - a_{ffc}}{a_{ffc}} \quad (2.9)$$

$$\text{amplificazione di sito} \quad A_s = \frac{a_{ffc} - a_{fft}}{a_{fft}} \quad (2.10)$$

$$\text{amplificazione apparente} \quad A_a = \frac{a_{\max} - a_{fft}}{a_{fft}} \quad (2.11)$$

L'amplificazione topografica A_t esprime l'amplificazione che il moto in condizioni di *free field* dietro la cresta subisce in corrispondenza della cresta stessa essenzialmente per effetti topografici.

L'amplificazione di sito A_s è l'amplificazione dovuta al diverso spessore delle colonne di terreno alla base e alla cresta del pendio.

L'amplificazione A_a apparente è l'amplificazione che il moto subisce, per effetti sia stratigrafici che topografici, passando dalla base alla cresta del pendio ed è quella che normalmente si misura negli studi sperimentali sugli effetti topografici.

I tre parametri di amplificazione risultano legati fra di essi dalla:

$$A_a = (1 + A_t)(1 + A_s) - 1 \quad (2.12)$$

I risultati delle analisi mostrano che l'amplificazione di sito prevale su quella topografica. Considerando il caso di onde incidenti verticalmente infatti A_s varia da 89% a 167% mentre A_t è compresa tra 40% e 47%. Inoltre l'amplificazione di sito appare molto più dipendente dall'accelerogramma di input (e quindi dalla frequenza della sollecitazione) rispetto a quella topografica.

2.6.1 Lo studio di Kallou et al. (2001)

Kallou et al. (2001) hanno studiato, tramite analisi mono- e bidimensionali, i fenomeni di amplificazione locale verificatesi nel sito di Adèmes durante il terremoto di Atene del 7 settembre del 1999. In particolare sono stati analizzati tre differenti siti, cercando di valutare il ruolo che, in ciascuno di essi, hanno avuto l'amplificazione "stratigrafica" e quella "topografica". I danni osservati sono concentrati maggiormente nel sito ubicato presso la cresta del *Kifisos canyon* (indicato come "sito 3") e nel sito che si trova a 200-300 m dal canyon (indicato come "sito 2"). L'inclinazione del pendio è di circa 30°. La sollecitazione di input consiste in un treno di onde SV che si propagano in direzione verticale. Una prima stima dell'amplificazione topografica è stata ricavata riportando l'accelerazione massima calcolata presso la cresta del pendio (gli Autori

scelgono a 10 m dalla cresta, sito 3) a quella calcolata a sufficiente distanza dalla cresta stessa (a 250 m, sito 2).

Il parametro ricavato ha quindi un significato fisico analogo a quello A_t proposto da Ashford e Sitar (1997). Tuttavia Kallou et al. (2001) hanno mostrato come questo parametro sia influenzato anche dalla stratigrafia, assumendo infatti tre diverse stratigrafie, corrispondenti ai 3 siti, e rappresentative di terreno molto rigido (sito 1), moderatamente rigido (sito 3) e poco rigido (sito 2). I valori del parametro variano tra 1.3 e 1.5.

Successivamente gli Autori propongono una ulteriore misura dell'amplificazione topografica definita come rapporto tra lo spettro di Fourier dell'accelerogramma relativo alla cresta (10 m da essa) e lo spettro di Fourier dell'accelerogramma calcolato in condizioni di *free field* dietro la cresta (250 m dalla cresta). Questo fattore di amplificazione definito nel dominio della frequenza viene denominato TAF (*Topographic Aggravation Factor*).

2.6.2 Lo studio di Ashford e Sitar (1997)

Il TAF viene utilizzato anche da Bouckovalas e Kouretzis (2001) per valutare l'amplificazione topografica in due siti (Adames e Hotel Dekelia) situati presso la cresta di due sezioni del Kifisos canyon.

La differenza principale rispetto allo studio di Kallou et al. (2001), risiede nel fatto che il parametro viene calcolato come rapporto tra gli spettri di risposta dell'accelerazione (anziché come rapporto tra spettri di Fourier).

Il confronto tra i risultati relativi ai due siti mostra che l'amplificazione spettrale cresce al crescere della pendenza dei fianchi del canyon. Infatti per il sito di Adames (pendenza media di 30°) il TAF si mantiene intorno a 1.5 per un esteso campo di frequenza con valori massimi superiori a 2.5; mentre nel caso dell'Hotel Dekelia (pendenza media intorno a 15°) l'amplificazione è inferiore a 1.5 in pressoché tutto il campo di frequenza.

Da quanto esposto se ne deduce che l'influenza della topografia sulla risposta sismica in un punto di una configurazione morfologica, può essere valutata quantitativamente attraverso la definizione di opportuni parametri di amplificazione. Questi rapportano il moto sismico previsto nel punto da analisi bidimensionali (o tridimensionali), a quello previsto in un punto di riferimento caratterizzato da medesime caratteristiche stratigrafiche e effetti topografici trascurabili e nel quale, quindi, analisi mono- e bi-dimensionali forniscono risultati praticamente coincidenti.

In alternativa, poiché raramente si dispone di un punto lontano dalla cresta caratterizzato dalle stesse caratteristiche stratigrafiche del punto in cui si calcola l'amplificazione topografica, si può

rapportare il moto sismico previsto nel punto da analisi 2D con quello previsto dalle analisi 1D nel punto stesso. In tal caso, i parametri di amplificazione possono essere definiti tanto nel dominio della frequenza (come rapporti spettrali ad es. il TAF) quanto nel dominio del tempo (come rapporto tra le accelerazioni massime ad es. A_t).

Con riferimento ai casi di letteratura esaminati, riguardanti pendii e canyon, è dunque possibile fare alcune considerazioni di carattere qualitativo e quantitativo.

Qualitativamente, i parametri che cercano di esprimere l'amplificazione topografica, dipendono dalla geometria del rilievo, in particolare dall'inclinazione del pendio crescendo al crescere di quest'ultima. Inoltre essi dipendono dalla stratigrafia e dalle caratteristiche dinamiche dei terreni costituenti il rilievo. Tali parametri, ancora, risultano alquanto stabili al variare del contenuto in frequenza della sollecitazione di input.

Quantitativamente, gli stessi parametri di amplificazione presentano valori massimi nel dominio delle frequenze (TAF) generalmente inferiori a 3, nel dominio del tempo (A_t) generalmente inferiori a 1.5.

Capitolo 3 STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DELLA COLLINA DI MONTE PO (CT)

3.1 Introduzione

La collina di Monte Po è situata nella parte nord-occidentale della città di Catania, ad una quota compresa tra i 150 e i 200 m.s.l.m.m. (Figura 1.1), topograficamente rientra nella tavoletta IGM 1:25000 di Catania (foglio 270 IV SE) della Carta Topografica d'Italia.

In quest'area nel passato sono stati costruiti una scuola e degli edifici privati, vicino al piede del pendio. Durante la prima fase di costruzione si sono manifestati fenomeni di instabilità del pendio pur senza determinare un'interruzione dei lavori. Successivamente, a seguito di importanti eventi meteorici, sono stati osservati danni e fenomeni di instabilità durante e dopo alcuni scavi effettuati vicino alla collina e, infine, a seguito del terremoto della Sicilia Orientale del 13 Dicembre 1990.

A causa dell'importante pericolosità geotecnica sismica relativa a questo sito, sono state avviate numerose attività svolte all'interno del progetto di ricerca "*Detailed scenarios and actions for seismic prevention of damage in the urban area of Catania*" (Maugeri, 2000). In questo capitolo viene quindi presentato lo studio della risposta sismica locale della collina di Monte Po. Al fine di ottenere un realistico modello del sottosuolo, i dati relativi alla proprietà geotecniche del suolo sono stati raccolti utilizzando sia risultati di prove in situ che di laboratorio. Sono stati considerati in particolare i risultati della caratterizzazione geotecnica reperiti durante le differenti fasi di costruzione degli edifici nell'area considerata.

Per la caratterizzazione del terreno sono state condotte delle prove in foro e prove dinamiche di laboratorio, tra esse prove Down-Hole (D-H) e prove con Dilatometro Sismico Marchetti (SDMT), al fine di poter valutare i profili delle velocità delle onde di taglio (VS) in profondità. La prova con Dilatometro Sismico Marchetti è stata condotta fino alla profondità di 15 metri.

Inoltre sono stati analizzati i dati ottenuti nel corso del programma di ricerca condotto dagli studi geologici commissionati dal Comune di Catania in conseguenza dei fenomeni di instabilità verificatisi nella zone in esame.

Sono state analizzate le differenze tra le risposte ottenute con differenti profili di velocità delle onde di taglio, ed il livello di dettaglio raggiunto, ha permesso la costruzione di un accurato modello 2-D della struttura.

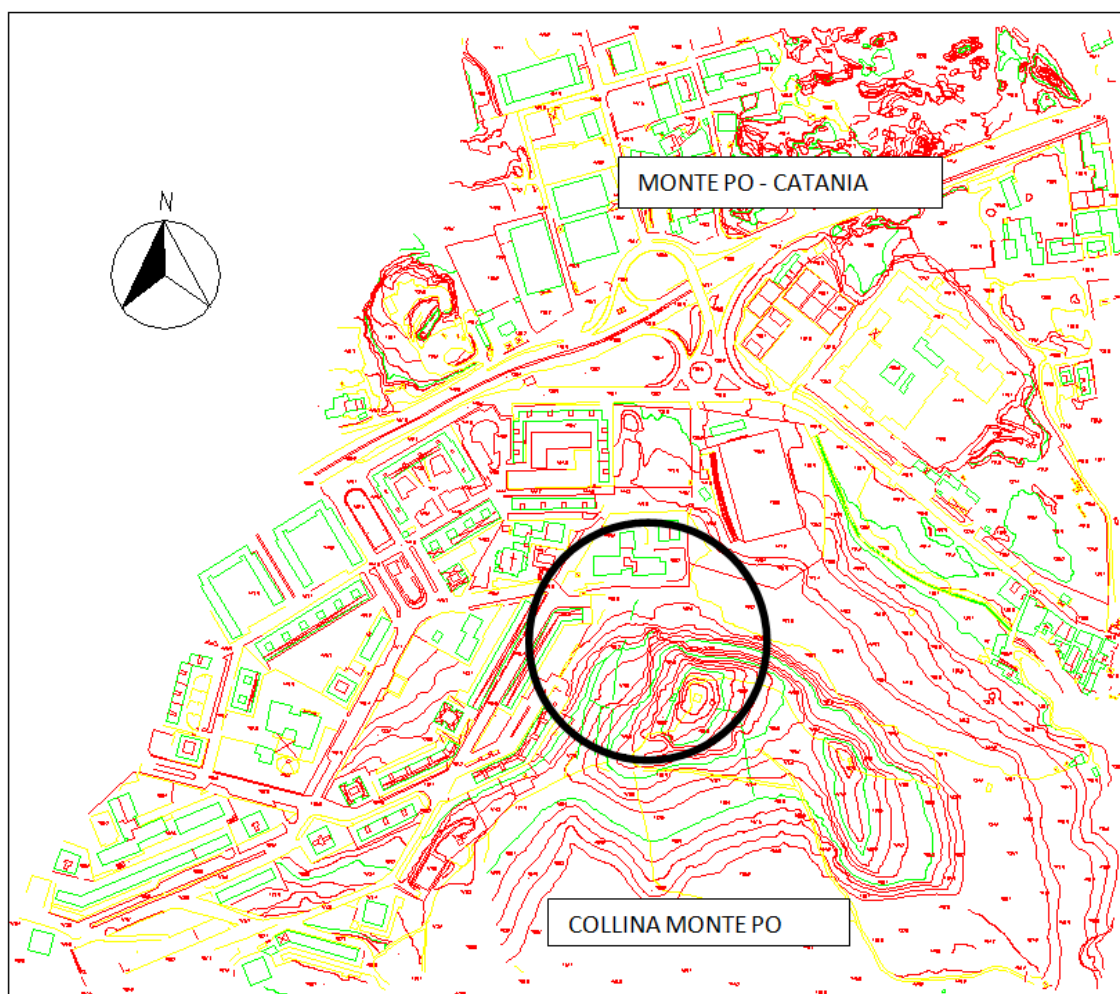


Figura 3.1 – Ubicazione e topografia dell'area

3.2 Inquadramento territoriale dell'area

La morfologia dell'area è di tipo collinare e degrada progressivamente da NW verso SE. La collina di Monte Po rappresenta la propaggine più settentrionale del vasto rilievo delle Terreforti ed offre, per la propria continuità e genesi, la lettura più diretta del rapporto stratigrafico tra i depositi sedimentari ed i ricoprimenti lavici che costituisce il carattere principale della geologia dell'area etnea.

La geologia dell'area è molto recente: i terreni in affioramento sovrastano una formazione di base costituita da argille grigio-azzurre, riferibile alle ultime fasi del quaternario e, conseguentemente, legata alle vicissitudini neotettoniche che hanno determinato i caratteri strutturali del continente siciliano.

Per comprendere l'attuale assetto geologico dell'area, più che ai rapporti tra le diverse colate laviche, è importante porre attenzione ai terreni sedimentari delle Terreforti che rappresentano le testimonianze deposizionali di una paleogeografia che inizia nel Pliocene superiore con un susseguirsi di fasi deposizionali strettamente connesse a più colate laviche, compresa quella del 1669, che evolve, anche per effetto di una tettonica compressiva, rapidamente verso l'attuale configurazione morfologica.

Si ritiene che la successione stratigrafica dei terreni osservata che mostra al di sopra di un deposito marino, quali le Argille Pliopleistoceniche, dei sedimenti passanti da limi argilloso-sabbiosi a conglomerati poligenici, non rappresenti altro che la sequenza deposizionale dovuta alla mutazione delle condizioni ambientali derivati dal ritiro del mare ed instaurazione di un ambiente continentale; cioè si ha ragione di ritenere che si sia verificata una regressione marina collegata principalmente ai caratteri strutturali dell'area e solo secondariamente ai fattori climatici.

In breve sintesi, i caratteri strutturali che caratterizzano la Piana e le Terreforti nell'ultima fase del Quaternario, sono essenzialmente riconducibili alla dislocazione di strutture a graben ed host (abbassamenti e sollevamenti) che determinarono l'instaurarsi di un basso e di un alto strutturale, corrispondenti rispettivamente all'attuale piana alluvionale ed alle colline delle Terreforti. Il carattere evolutivo di questa area, in tutta la fase orogenetica, è legato all'azione di fattori esogeni, cioè dilavamento delle acque superficiali e gravità, che erodono, trasportano e depongono clasti già depositi.

Il dilavamento delle acque superficiali costituisce un'azione fortemente condizionata dal clima; infatti, durante il periodo di clima arido o semi-arido, la mancanza di copertura vegetale (xeristasia) fa sì che le acque meteoriche, derivanti da non frequenti ma intense piogge, prendano in carico una grande quantità di materiale dai versanti denudandoli (ruscellamento diffuso) per depositarlo in ambienti più lontani e depressi.

Invece, in condizioni di clima umido e quindi di presenza di vegetazione dei versanti (biostasia) l'erosione superficiale è ridotta, manca il trasporto, l'acqua si infiltra ed incide il terreno fino a crearsi un alveo, più o meno esteso, dove poi, a condizioni di equilibrio mutate, si depositeranno altri materiali; se queste condizioni si ripetono, si formano i "terrazzi a più ordini". La condizione necessaria all'origine dei terrazzi è la formazione di sbarramenti dovuti all'instaurarsi di zone di soglia.

Si può ipotizzare che la costituzione della soglia, nell'area di Terreforti, non sia legata ad effetti climatici, mancando depositi marcatori di clima caldo, ma bensì alla messa in posto di masse laviche di origine pre-etnea come nel caso del banco lavico posto a -7m dal p.c. rinvenuto nel corso di un sondaggio eseguito ad WNW della collina Monte Po e dallo stesso distante circa mille metri.

Questo rinvenimento, abbastanza superficiale, certamente testimonia a favore dell'esistenza di livelli di vulcaniti più profondi.

Infatti l'analisi di perforazioni profonde ha distinto lave ad affinità tholeiitica per i livelli più profondi (-700m) e lave ad affinità alcalina per i livelli più superficiali, la cui chiusura verso Sud e l'immersione meridionale, indicherebbero una provenienza dall'area etnea.

Questa ipotesi spiegherebbe il rapido accrescimento della soglia ed il successivo alluvionamento della zona di monte, la stasi effusiva permetterebbe, ancora meglio se concomitante con la fase di clima freddo, l'instaurarsi dei processi erosivi.

Gli effetti collegati alla gravità sono ben visibili nei numerosi tagli di cava o praticati recentemente per la realizzazione di sedi viarie (S. Teodoro) che interessano depositi sabbiosi e conglomeratici; in questi ultimi sono state notate, oltre a pieghe e sistemi di fagliazione complessi (infradeposizionali, dirette ed inverse), in corrispondenza di livelli limosi lenticolari, fenomeni di slumping (accumulo per scivolamento di masse stratificate in ambiente saturo).

In buona sostanza l'assetto strutturale dell'area denominata Terreforti può essere ricondotto a quello di zona marginale di graben, interno ad un elemento più generale di carattere distensivo, nella cui depressione e per le condizioni locali di soglia si sono depositi terreni in facies continentale e precisamente:

- una prima unità in facies fluvio-lacustre, trasgressiva sulle argille marnose azzurre Plio-pleistoceniche costituita da sabbie e peliti risedimentate o prelevate da aree interne in sollevamento;
- una seconda unità in facies di conoide alluvionale costituita da ciottoli e sabbie passanti a conglomerati.

Se non si può ritenere che il clima abbia avuto un ruolo determinante nella morfogenesi dei depositi dell'area di Terreforti, altra considerazione assume la tettonica i cui effetti sono stati registrati sia in fase deposizionale che post-deposizionale nonostante i ricoprimenti epigenetici, nell'area più settentrionale, di origine eruttiva abbiano obliterato buona parte dei depositi e delle dislocazioni che avrebbero permesso una più agevole lettura dei rapporti tra sedimentazione e tettonica.

3.3 Successione stratigrafica

I dati raccolti hanno permesso di definire i rapporti di continuità, ove esistenti, tra le diverse unità stratigrafiche che, in correlazione, hanno consentito una più corretta interpretazione delle sezioni geologiche ipotizzate.

Per l'area in esame, emerge la seguente successione stratigrafica, dall'alto verso il basso:

- Copertura vegetale
- Detrito di falda;
- Conglomerati e sabbie;
- Limo argilloso-sabbioso;
- Formazione di base costituita da argille marnose grigio-azzurre;

3.3.1 Copertura vegetale

E' il terreno geologicamente più recente il cui apporto è legato all'azione esogena che si esercita sul versante e per questo è in continua mutazione; presenta caratteri enormemente differenziati, con concentrazioni di elementi pelitici che favoriscono i ristagni superficiali o accumuli di elementi ciottolosi e sabbiosi che rendono più aspro il paesaggio; la vegetazione è essenzialmente costituita da erbacee spontanee con inconsistente apparato radicale.

3.3.2 Detrito di falda

Rappresenta l'accumulo gravitativo e caotico di elementi grossolani inglobati da una matrice più fine e coesiva; si presenta poco compattato ed interessato da una diffusa permeazione che produce una intensa alterazione chimico-fisica degli elementi argillosi.

3.3.3 Conglomerati e Sabbie

La posizione stratigrafica di questa formazione, il cui carattere trasgressivo è stato illustrato nel paragrafo relativo all'inquadramento geologico, è solo localmente definibile; infatti dai rilievi effettuati, sono stati riconosciuti sia al tetto che al letto della formazione limoso-sabbiosa.

In particolare, nell'area di studio, questa formazione conglomeratica poggia eteropicamente sui limi sabbiosi, mentre nell'area di Librino, posta 3 km più a sud di Monte Po, è stata osservata al letto degli stessi.

3.3.4 Limo argilloso- sabbioso

Certamente costituisce il tetto della formazione di base, per uno spessore consistente, presenta una colorazione bruno-giallastra anche nelle porzioni più profonde, una compressibilità bassa per il contenuto percentuale d'acqua W_i che diventa bassa plasticità quando la percentuale della frazione argillosa è più consistente.

Nel complesso si presenta più come un'alternanza di livelli caratterizzati da concentrazioni più sabbiose o argillose tali da conferire a questa formazione le caratteristiche di un deposito continentale. La formazione nella sua porzione più superficiale è sovraconsolidata, elemento che, escludendo il carico litostatico come causa la riduzione della pressione neutra e quindi di

consolidazione, fa supporre che il terreno sia stato invece sottoposto ad un processo di essiccazione per esposizione superficiale, come anche dimostrato dall'intensa ossidazione subita.

3.3.5 Formazione argille marnose grigio-azzurre

In letteratura, queste argille stratigraficamente sono indicate come formazione di base delle sabbie e conglomerati delle Terreforti; sebbene non direttamente campionate nell'area di stretto interesse, sono qui descritte per necessità di correlazioni stratigrafiche sia all'esteso affioramento rilevato più ad ovest dell'area indagata, che per le considerazioni di carattere sismico, cioè per definire la profondità del bedrock, utile all'interpretazione della risposta del sito all'azione del terremoto di progetto.

Queste argille presentano una caratteristica colorazione bruno-giallastra ed una elevata consistenza e bassa plasticità, frequentemente includono bande nerastre carboniose.

Lo spessore di questa formazione può considerarsi superiore a 100 m come risulta da perforazioni profonde, rilevamenti gravimetrici e sismici effettuati per ricerche petrolifere nell'area della Piana di Catania.

3.4 Lineamenti idrogeologici

L'eterogeneità della successione stratigrafica, sia in senso verticale che orizzontale, comporta condizioni di permeabilità differenziata che condizionano la circolazione delle acque del sottosuolo in modo non semplice. Tali condizioni possono dare origine localmente a terreni saturi e, generalmente, non a vere e proprie falde acquifere.

Nel caso della collina Monte Po, considerate le osservazioni dei valori registrati nei piezometri installati, sembrerebbe molto probabile ipotizzare un moto di filtrazione, parallelo al tetto della formazione limoso-argillosa favorita anche dalle condizioni clivometriche, che condurrebbe le acque percolate a monte verso le condizioni di massimo equilibrio di valle dove viene a giorno. La circolazione idrica nei materiali dotati di maggiore permeabilità è infatti facilmente rilevabile in situ da alcune manifestazioni sorgentizie che affiorano dalla base del versante come nel caso dell'area dove è ubicata la chiesa. Il moto di filtrazione, in condizioni di flusso impedito cioè favorevoli all'accumulo, può causare una maggiore saturazione e quindi un progressivo rigonfiamento del terreno che si traduce in una diminuzione delle tensioni efficaci e, conseguentemente, in uno scadimento delle caratteristiche di resistenza al taglio.

Le caratteristiche idrogeologiche dei litotipi presenti nell'area sono:
le argille sono praticamente da considerarsi impermeabili, con valori del coefficiente di permeabilità K dell'ordine di 10^{-8} cm/s, e quindi costituiscono il letto delle acque di infiltrazione;

- le formazioni limoso-argillose sono condizionate, nei riguardi della permeabilità, dal contenuto di sabbia e, meglio ancora, dai livelli sabbiosi in esse inglobate; per queste considerazioni, esse possono assumere un valore del parametro K compreso tra 10^{-7} e 10^{-3} cm/sec.
- i restanti termini costituiti da sabbie e conglomerati sono caratterizzati da una medio-alta permeabilità per porosità primaria, dovuta ai vuoti tra le particelle che li costituiscono, con valori del coefficiente di permeabilità K compresi tra 10^{-5} e 10^{-3} cm/sec.

E' intuitivo che maggiori sono le percentuali dei grani di maggiore dimensioni maggiore è il coefficiente di uniformità (indicante la maggiore o minore presenza di particelle della stessa dimensione) e quindi maggiore sarà la porosità del terreno.

Ciò consente a questi termini litologici di essere attraversati facilmente dalle acque di infiltrazione ed essere nello stesso tempo buoni acquiferi, a meno di una impermeabilizzazione superficiale dovuta alla diffusa antropizzazione dell'area (rete viaria e edilizia residenziale).

Il verificarsi di accumuli idrici sotterranei è in ogni caso subordinato alla presenza del substrato argilloso o di qualche livello pelitico intercalato nella formazione sabbiosa. Nelle aree depresse la possibilità di interferenza delle acque sotterranee con la superficie topografica è facilitata dalla relativa bassa profondità delle argille.

3.5 Caratterizzazione geotecnica del terreno

3.5.1 Premessa

Le condizioni geologiche e geomorfologiche di un sito giocano un ruolo importante in relazione agli effetti che possono produrre a seguito di una sollecitazione sismica. Queste caratteristiche possono assumere persino aspetti di criticità nelle zone potenzialmente franose o esposte a rischio frana.

Le considerazioni appena espresse hanno fatto sì che nascesse una zonazione e caratterizzazione sismica del suolo sito in località Monte Po, affetto in passato da movimenti gravitativi. In particolar modo si è fatto riferimento ai dati provenienti dalla campagna d'indagini fatta eseguire dal Comune di Catania nell'area d'interesse, comprendente sondaggi, prove penetrometriche (SPT), prove geosismiche in foro (Down Hole), prove SDMT e prove di laboratorio, finalizzate all'analisi degli effetti di sito nella risposta sismica in superficie.

Sulla scorta delle indagini su campioni prelevati da sondaggi realizzati nell'area d'interesse, e da un attento esame delle carote di terreno estratte, sono state definite le sezioni geotecniche più significative, mentre dai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio, sono state valutate le caratteristiche meccaniche dei terreni "in situ".

3.5.2 Sondaggi geologici

Nel periodo coincidente con l'inizio dei primi fenomeni gravitativi della collina, era stata avviata la costituzione di una banca dati geologici e geotecnici, in considerazione del fatto che la stessa area era stata interessata, sul finire degli anni '60, dalla costruzione di alcuni insediamenti abitativi e di una scuola elementare. La disponibilità di questi dati, unitamente a quelli delle successive campagne d'indagini, ha permesso di condurre un'accurata caratterizzazione delle formazioni geologiche sia superficiali che profonde. I dati raccolti sono stati indicati, in ordine cronologico, nella Tabella 2.1.

Tabella 3.1 – Quadro riassuntivo delle principali indagini geotecniche eseguite

Campagna indagini	Sondaggi meccanici	Prove penetrometriche	Sismica e/o elettrica	Prove di laboratorio
IACP (1971)	3	–	8 Traverse 11 SEV	Consistenza, Fische, Taglio, Edometriche
Campo sportivo (1990)	4	–	–	Granulometria, Consistenza, Fische, Taglio, Edometriche
Scuola	–	–	–	–
Perimetro scuola (1991)	4	5 SPT 14 DCPT	3 SEV	Granulometria, Consistenza, Fische, Taglio
Frana (1997)	8	30 SPT	7 Traverse 2 Down-Hole	Granulometria Consistenza, Fische, Taglio, Edometriche

3.5.3 Sondaggi diretti

Le stratigrafie raccolte sono state un valido aiuto per la comprensione dei rapporti stratigrafici delle diverse unità rilevate. Infatti è stato possibile uniformare le precedenti formazioni descritte come argille con lenti di sabbia (IACP,1971) alle più corrispondenti costituite da limi sabbioso-argiliosi come descritto nelle successive campagne di indagini, soprassedendo all'assunzione di alcune attribuzioni terminologiche generalizzate, come nel caso delle argille grigio-azzurre, perché derivanti solo da considerazioni soggettive non suffragate da analisi granulometriche specifiche.

Diversamente, sono stati ritenuti estremamente utili le differenziazioni litologiche e l'individuazione dei relativi spessori nella verticale dei terreni attraversati.

Altrettanto utili sono stati le prove in situ, come le prove SDMT e le prove penetrometriche SPT, sia quelle effettuate nella campagna del 1991, che nella campagna del 1997; infatti questa

disponibilità di dati ha permesso, oltre al confronto dei dati, la valutazione dello stato di addensamento e della consistenza dei terreni indagati riportata nella Tabella 3.2.

Queste valutazioni assumono valenza significativa solo quando i valori di NSPT rilevati siano opportunamente corretti da imprecisioni il più delle volte derivanti da procedimenti operativi variamente diversificati. A tal proposito sono state adottate le metodologie più pertinenti al fine di disporre di valori normalizzati certamente significativi.

Come noto e per definizione, la prova SPT registra il totale dei colpi necessari all'infissione di 30 cm del campionatore standard tipo Raymond con scarpa aperta, considerato però che tutte le prove di cui si dispone sono state eseguite con punta conica, il numero NSPT da considerare è quello ottenuto mediante la correlazione proposta da Muromachi e Kobayshi (1982) dove:

$$N_{SPT} = N_{30}/1.15 \quad (3.1)$$

Di seguito sono riportate la mappa di ubicazione dei sondaggi diretti e le stratigrafie relative ai sondaggi del 1971, 1991 e 1997.

Tabella 3.2 – Classificazione dello stato di consistenza ed addensamento dei terreni in funzione del numero dei colpi NSPT (da Raccomandazioni AGI, 1977)

Tipo di terreno	N_{SPT}	Addensamento	Consistenza
Ghiaia con sabbia	29-34	Da moderatamente addensato ad addensato	–
Sabbia limosa	10-43	Da moderatamente addensato ad addensato	–
Limo argilloso/sabbioso	8-16	–	Consistente

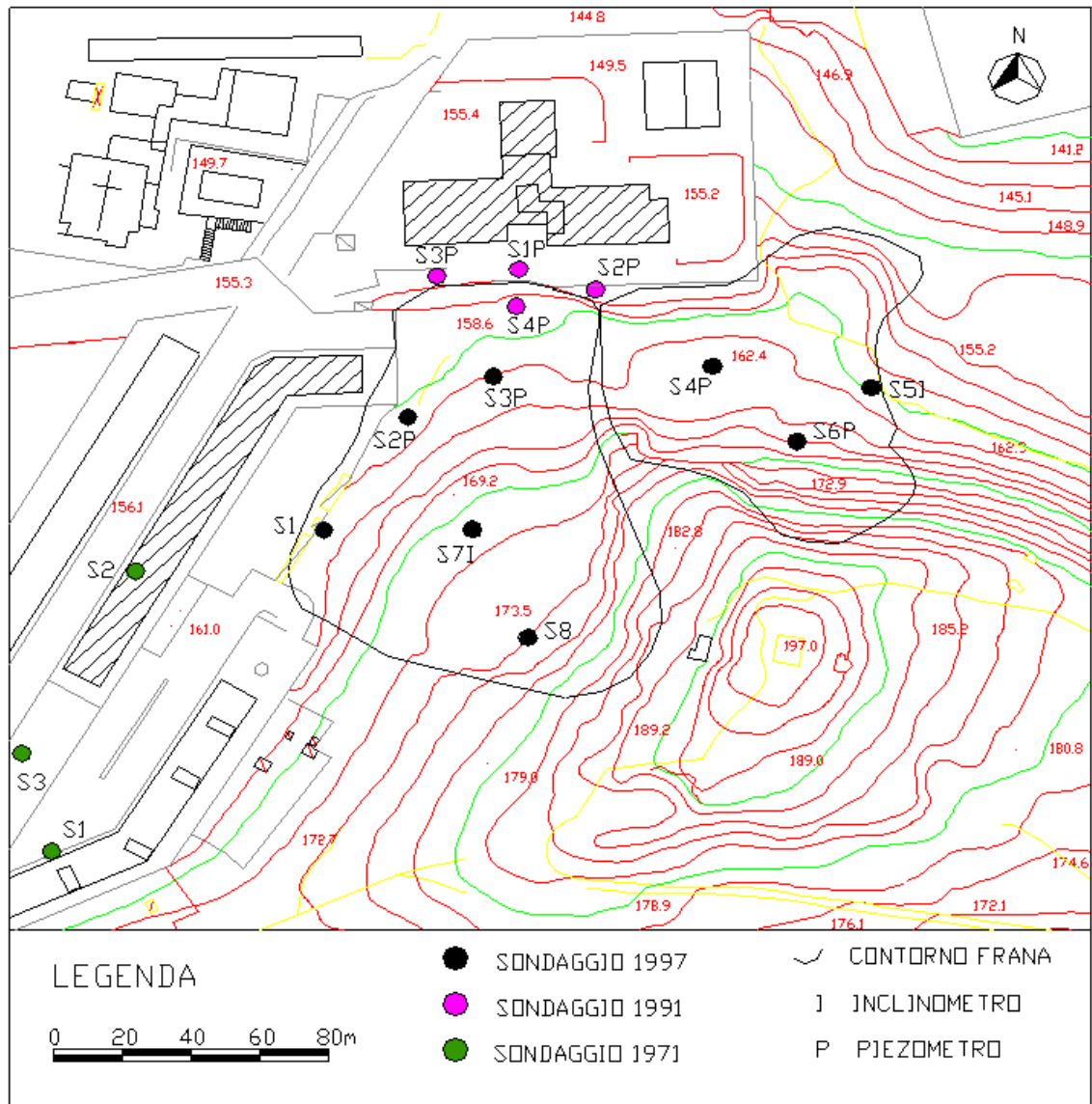


Figura 3.2 – Mappa di ubicazione dei sondaggi diretti effettuati durante le varie campagne d'indagini.

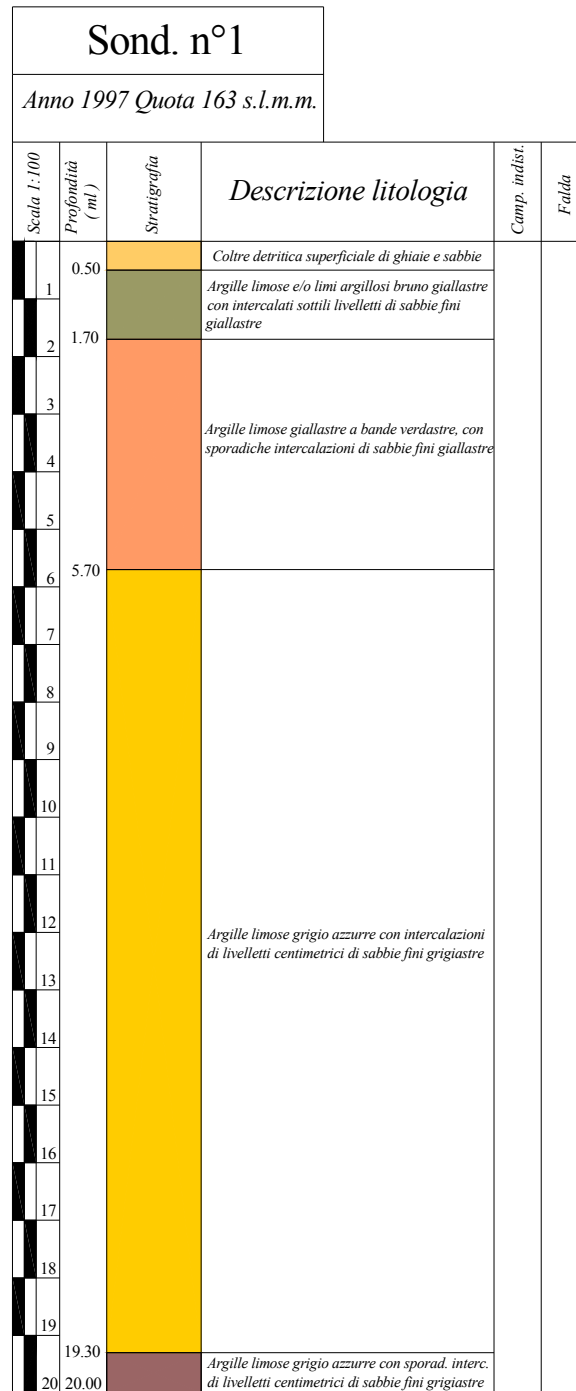


Figura 3.3 – Colonna stratigrafica n. 1 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997

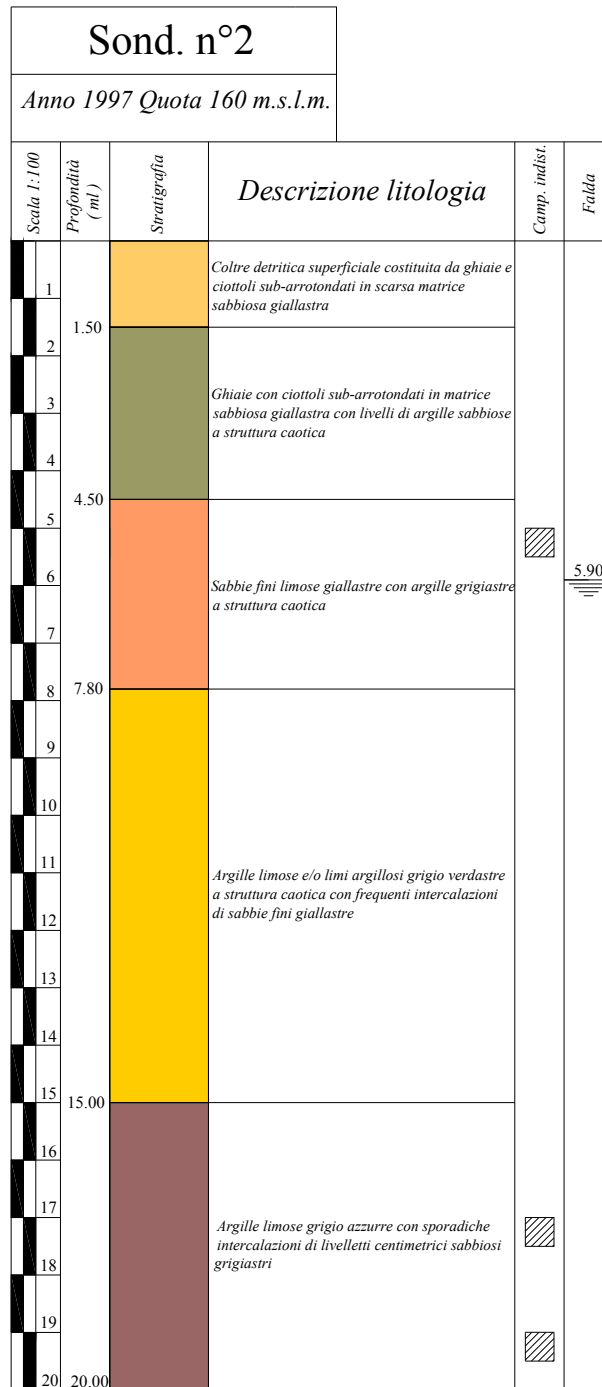


Figura 3.4 – Colonna stratigrafica n. 2 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997

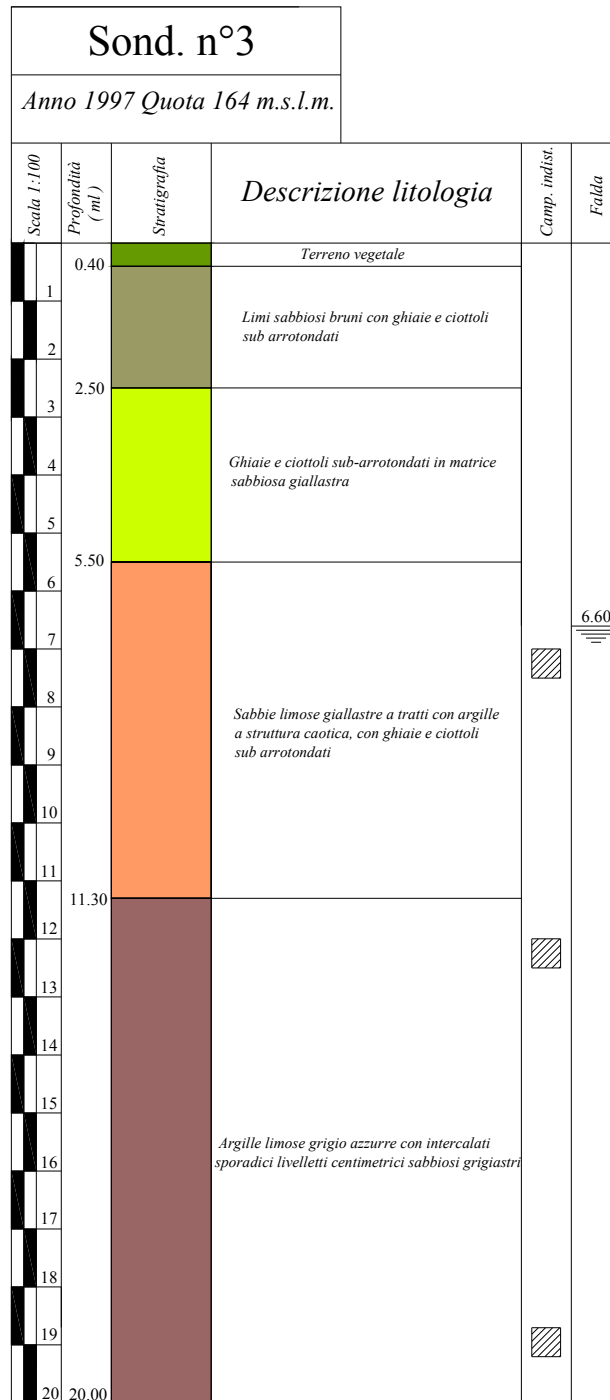


Figura 3.5 – Colonna stratigrafica n. 3 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997

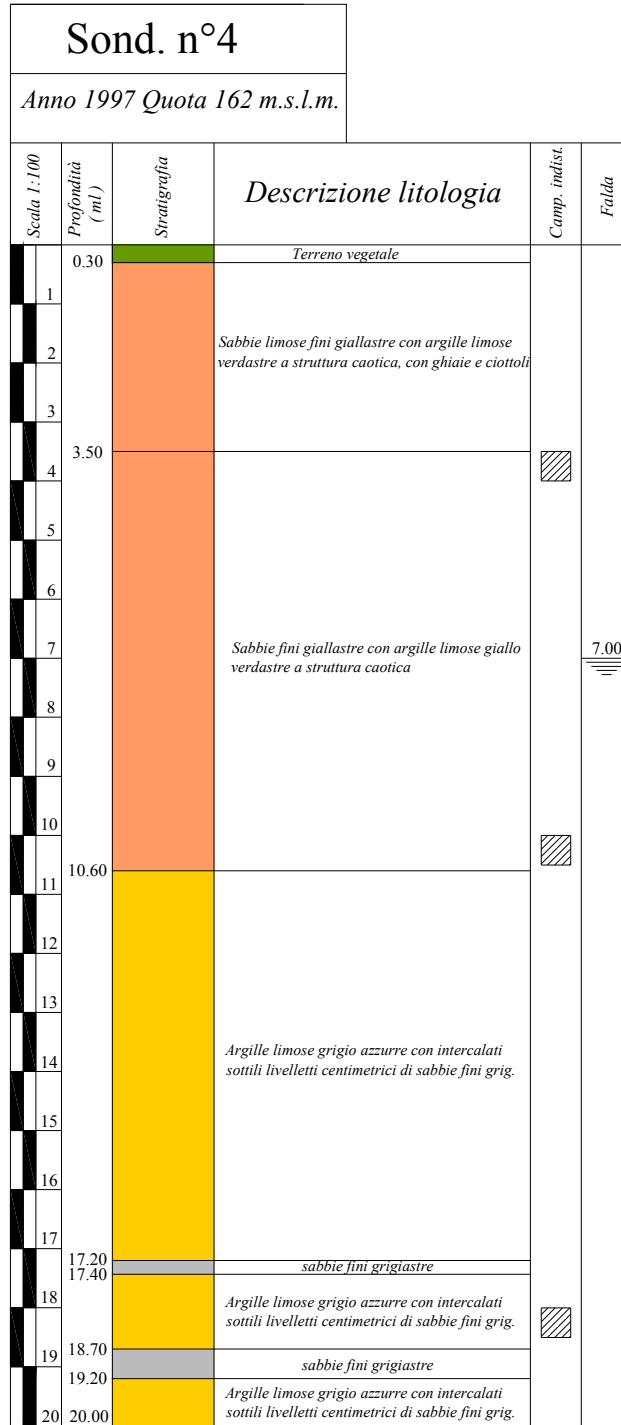


Figura 3.6 – Colonna stratigrafica n. 4 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997

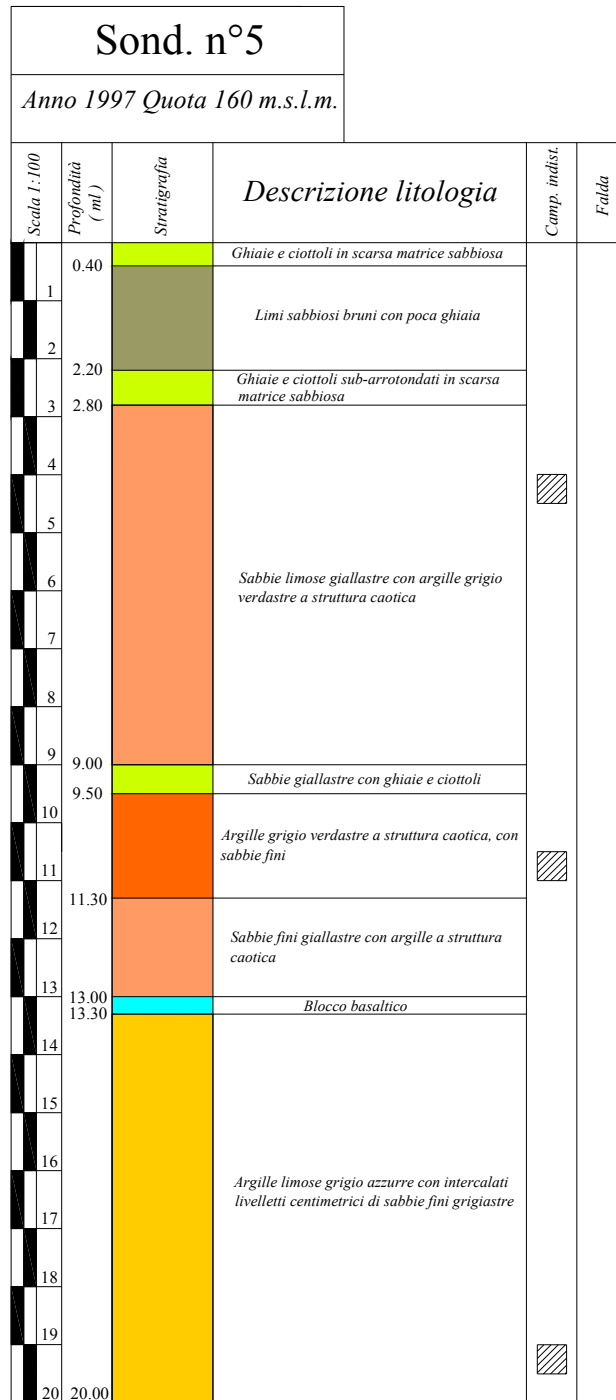


Figura 3.7 – Colonna stratigrafica n. 5 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997



Figura 3.8 – Colonna stratigrafica n. 6 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1997

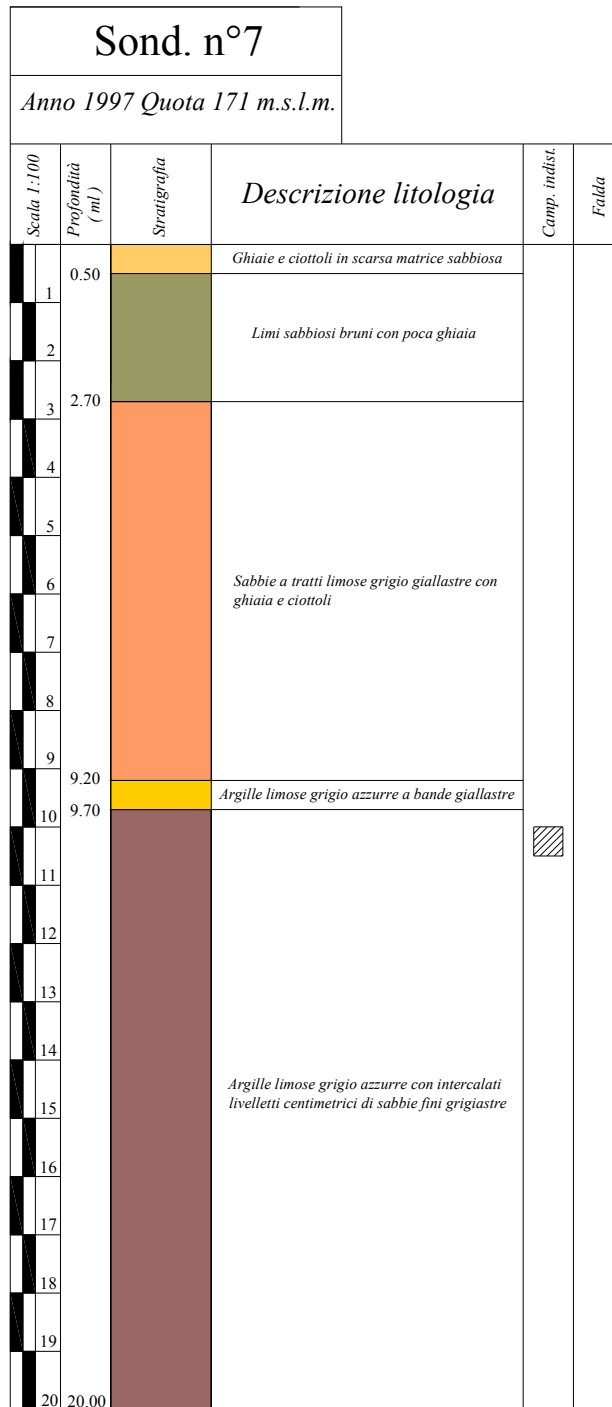


Figura 3.9 – Colonna stratigrafica n. 7 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1997

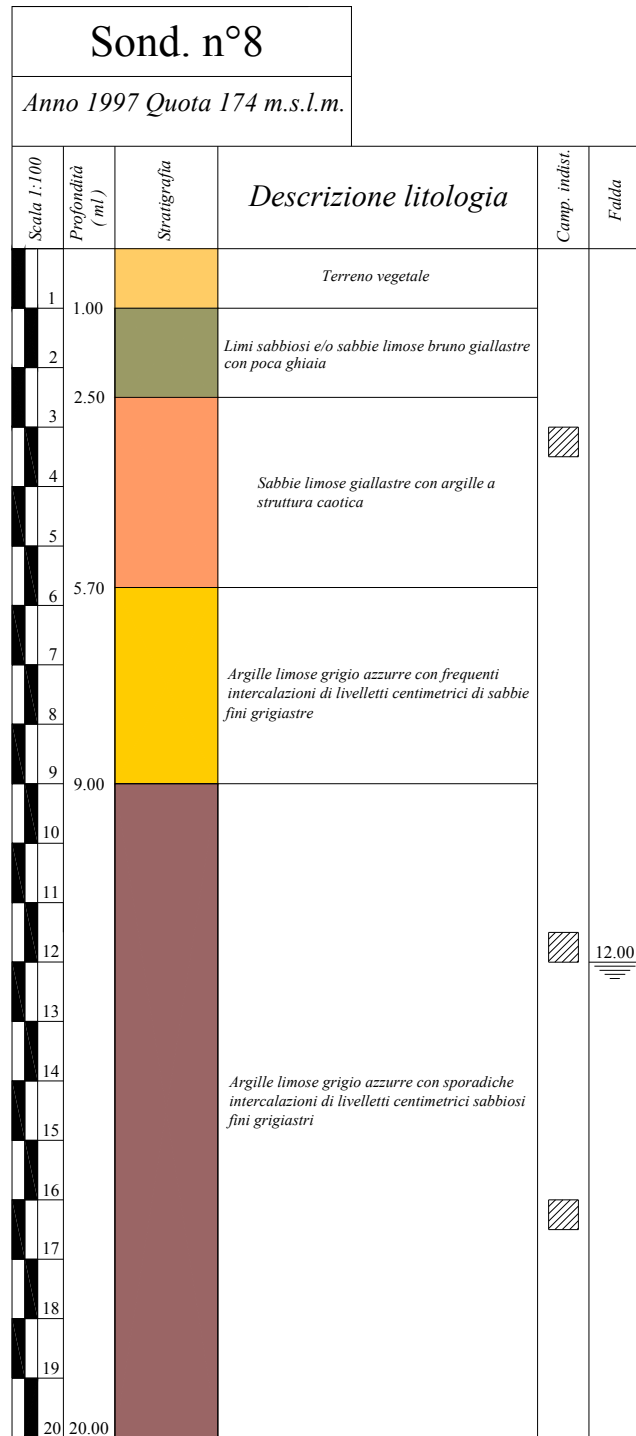


Figura 3.10 – Colonna stratigrafica n. 8 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1997

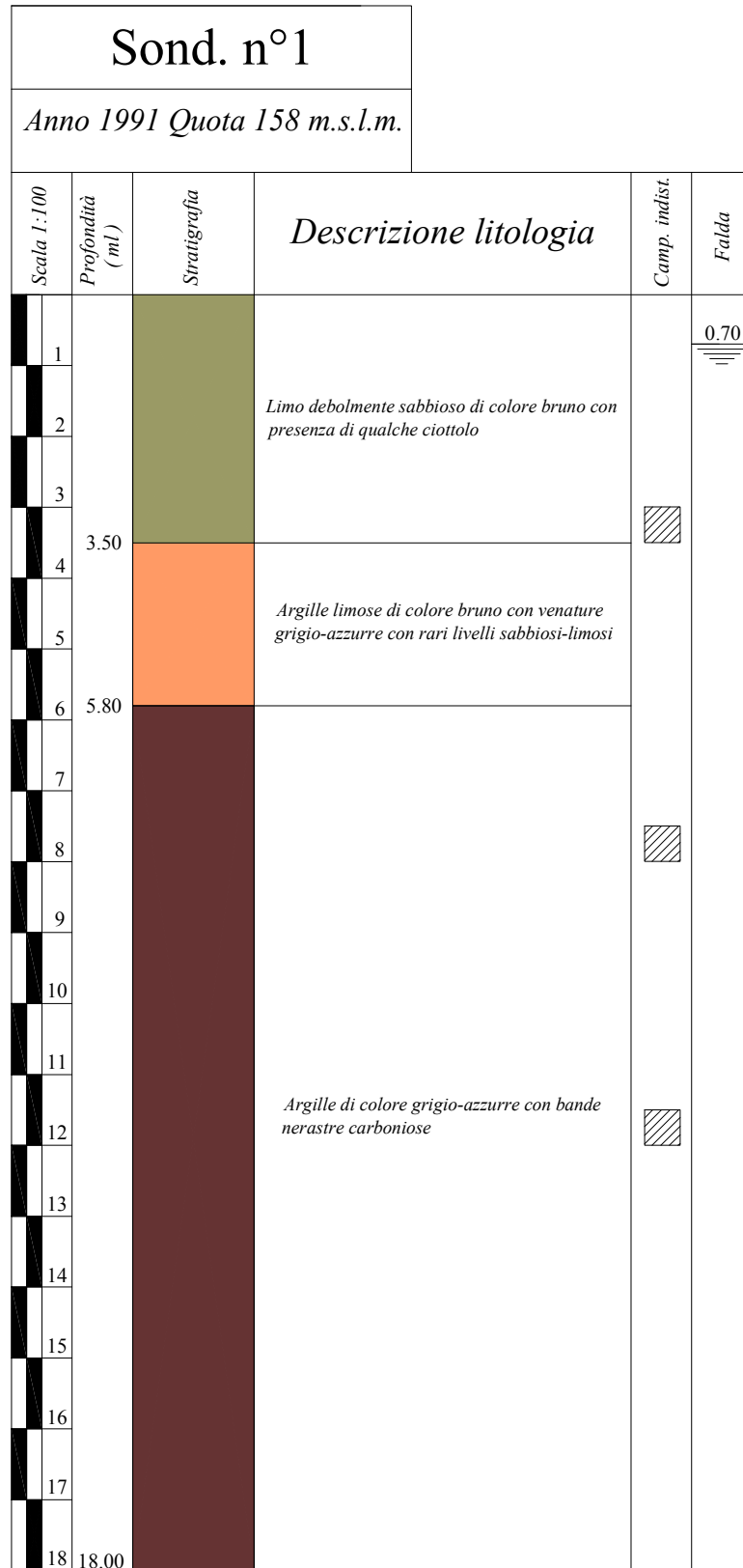


Figura 3.11 – Colonna stratigrafica n. 1 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1991

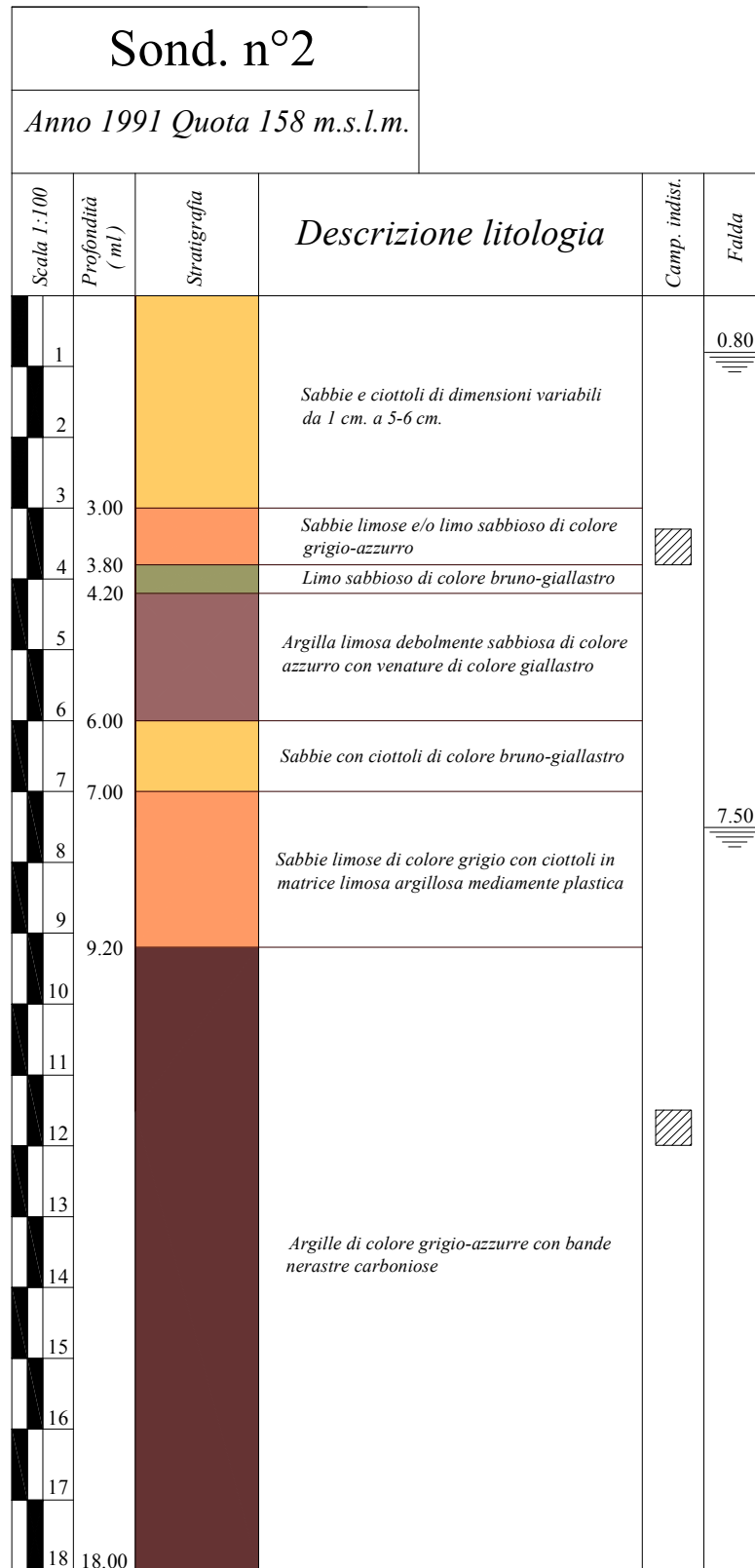


Figura 3.12 – Colonna stratigrafica n. 2 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1991

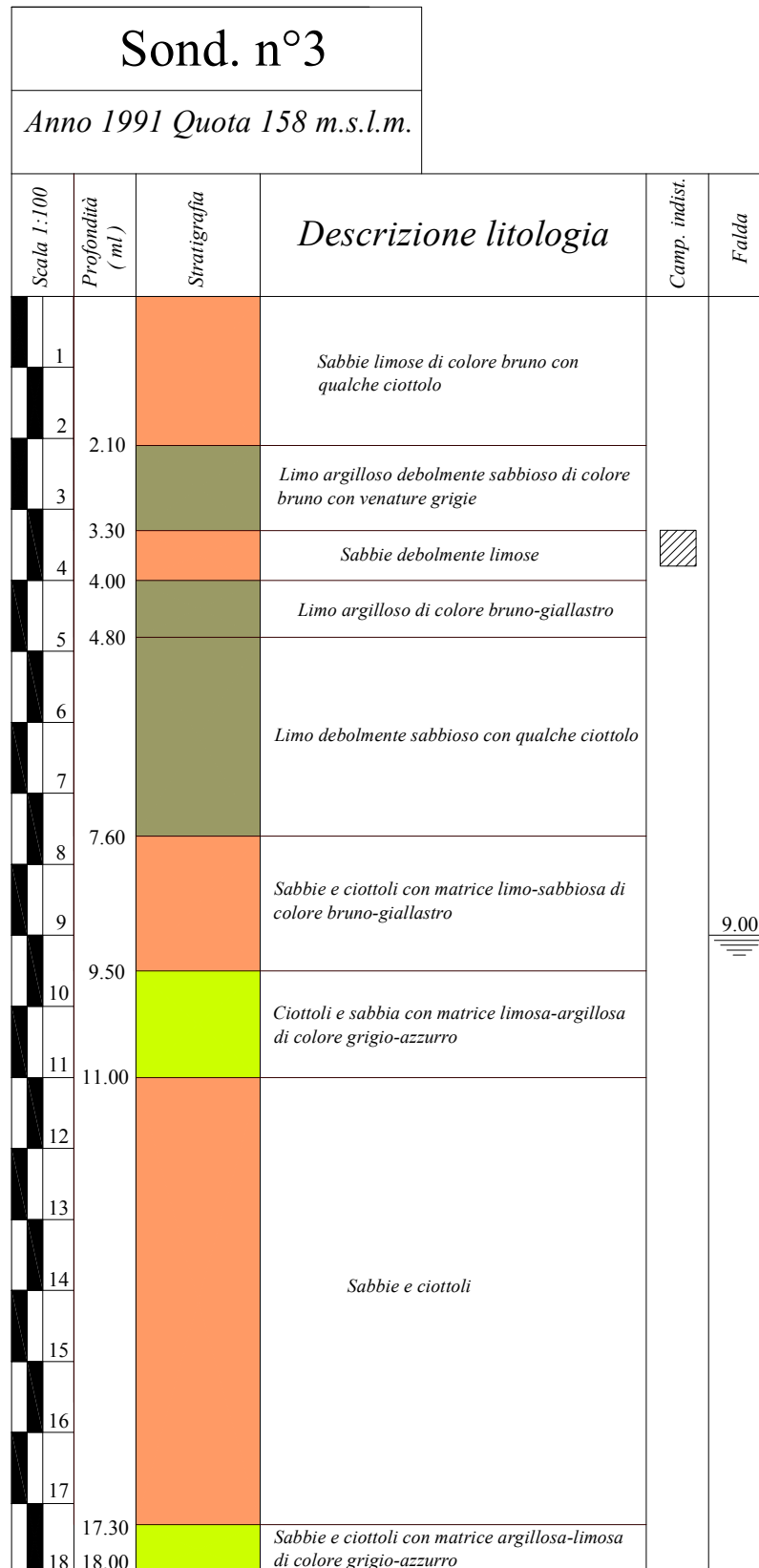


Figura 3.13 – Colonna stratigrafica n. 3 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1991

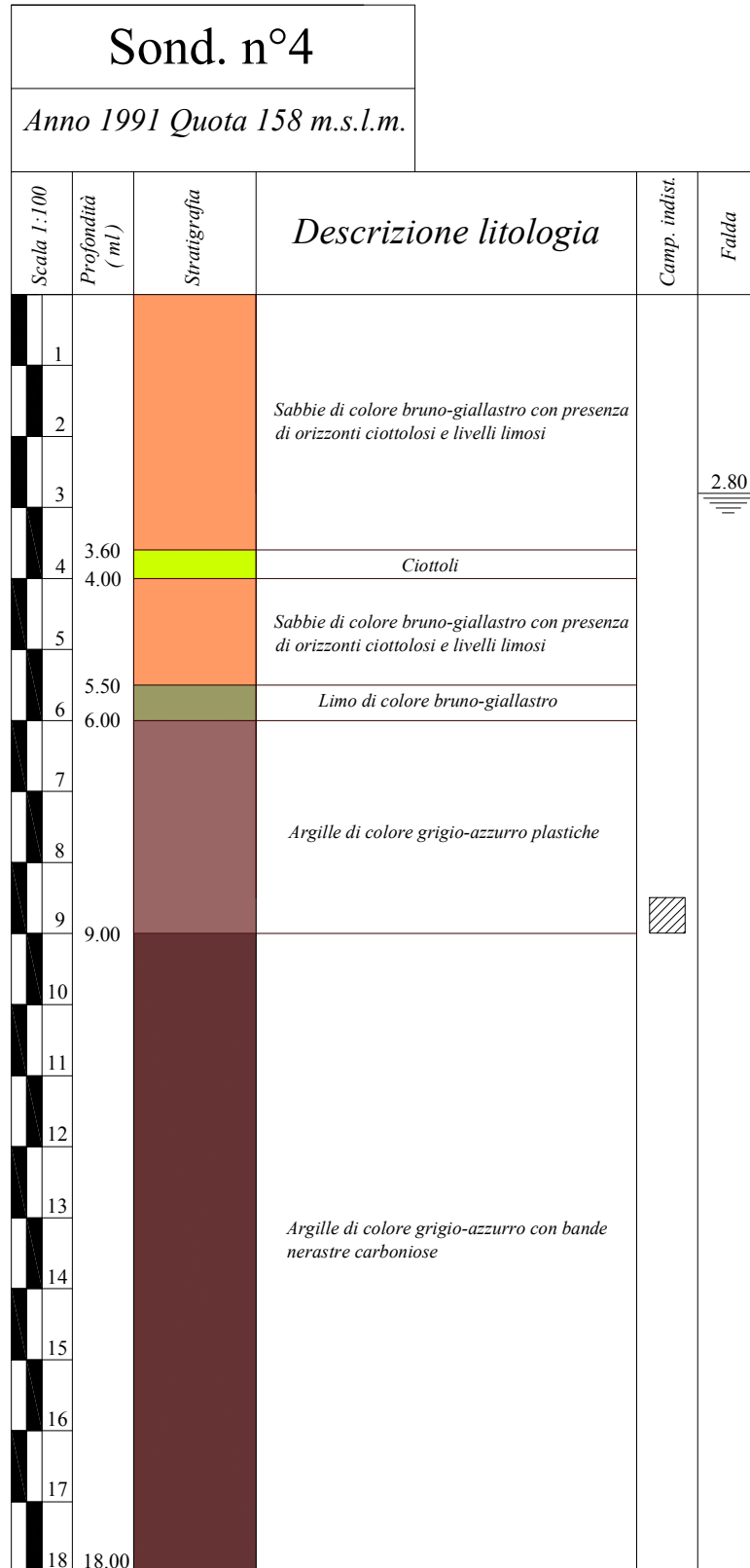


Figura 3.14 – Colonna stratigrafica n. 4 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1991

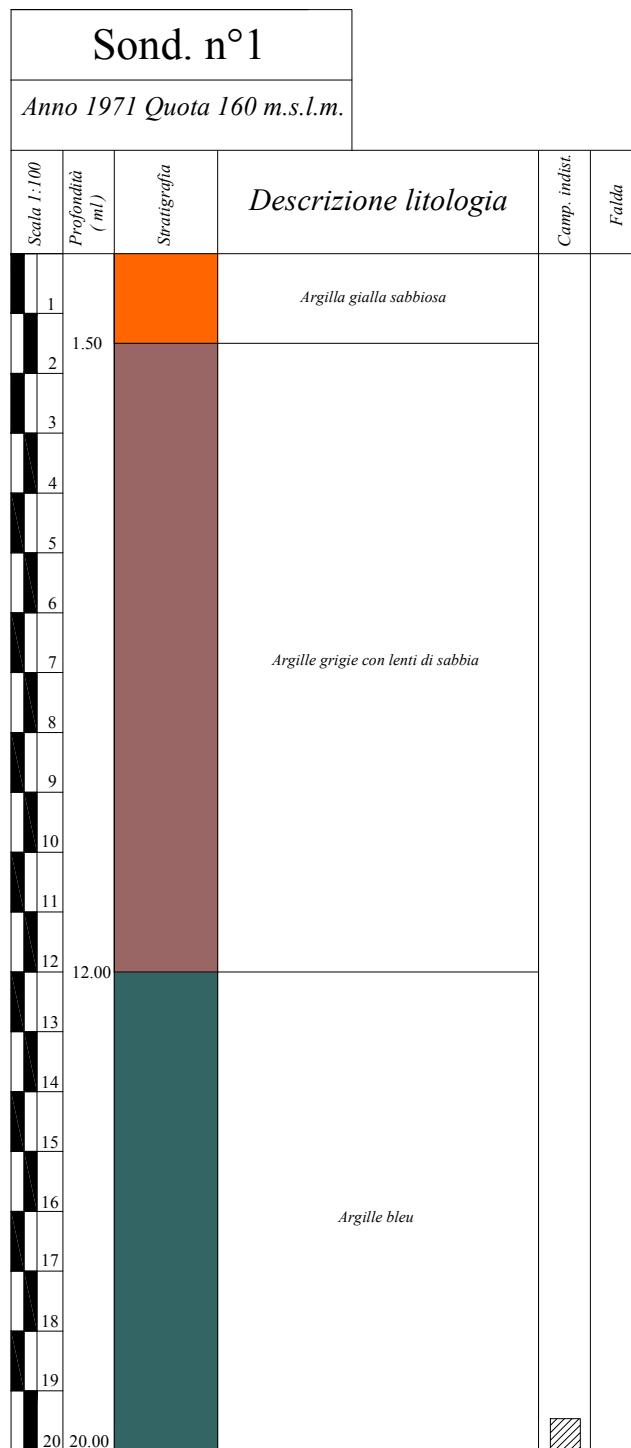


Figura 3.15 – Colonna stratigrafica n. 1 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1971

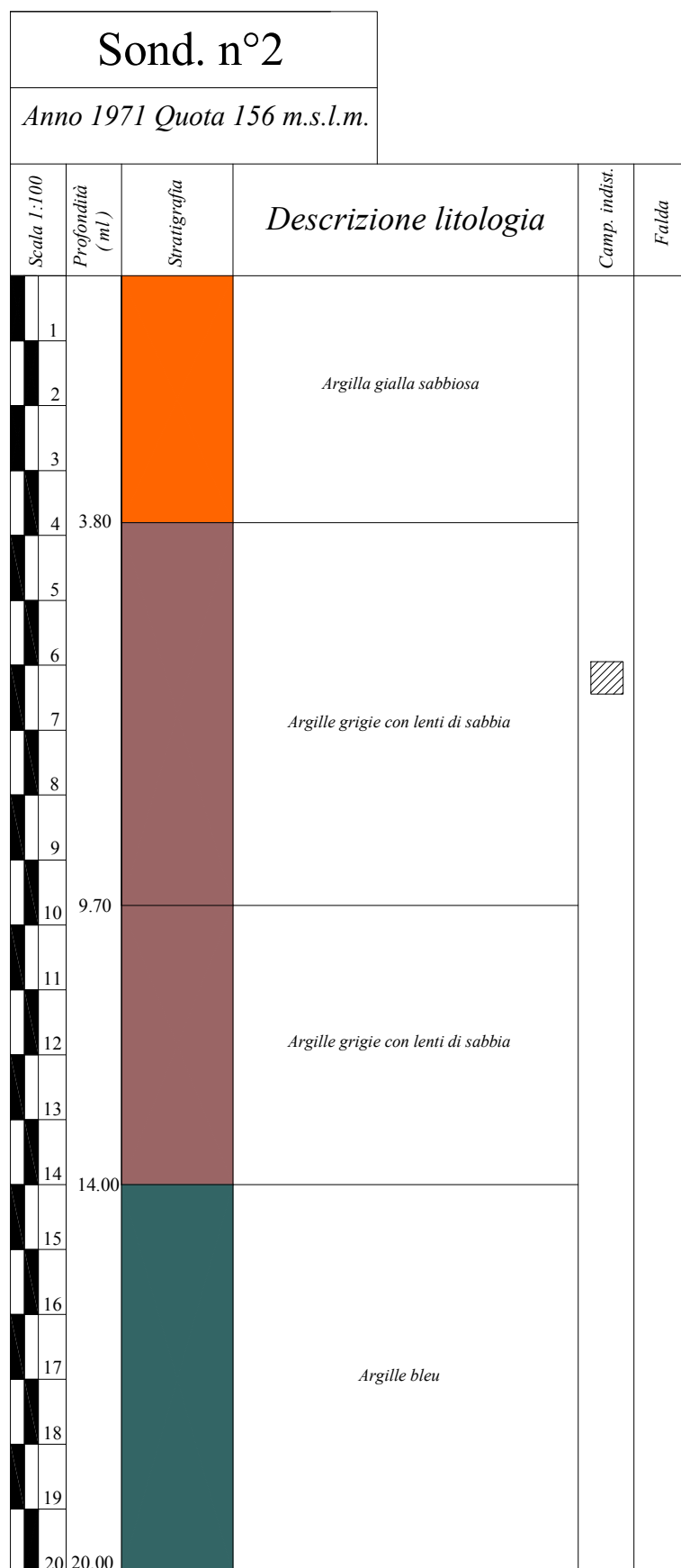


Figura 3.16 – Colonna stratigrafica n. 2 relativa alla campagna d'indagini dell'anno 1971

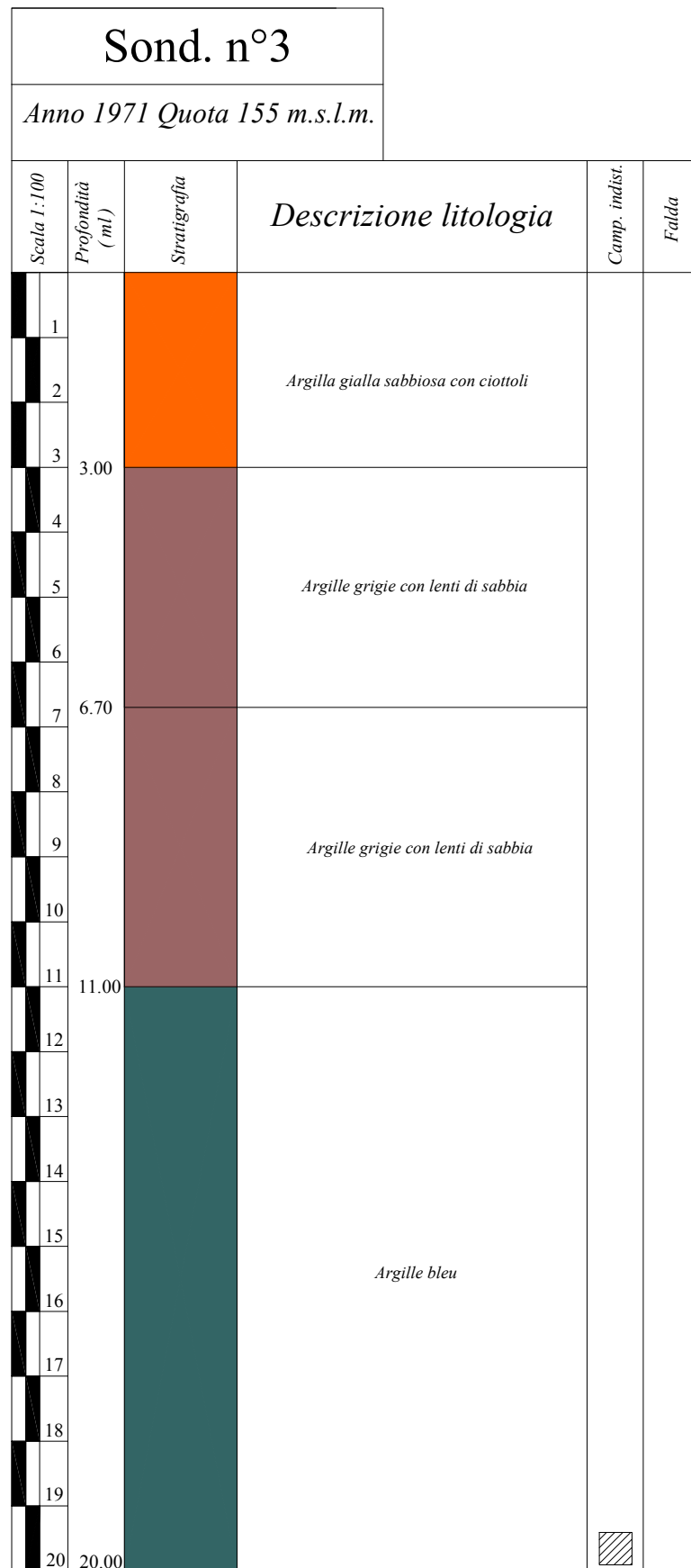


Figura 3.17 – Colonna stratigrafica n. 3 relativa alla campagna d’indagini dell’anno 1971

3.5.4 Sondaggi indiretti

Per meglio caratterizzare la successione stratigrafica del terreno, sono stati effettuati sondaggi elettrici verticali (SEV) e traverse sismiche a rifrazione. I primi riescono a fornire indicazioni più o meno puntuali, le seconde, considerata la sostanziale omogeneità dei parametri registrati, hanno permesso una estensione spaziale al modello tridimensionale elaborato con i dati della campagna geofisica del 1997.

Dal confronto delle registrazioni di campagna effettuate per l'esecuzione dei SEV (campagne 1971; 1991) sono risultati valori della resistività apparente in accordo con quanto riportato nelle colonne stratigrafiche elaborate. Tali valori sono mediamente compresi nei seguenti ranges:

- strato superficiale con spessore massimo di 5 m = 18 ÷ 40 ohm x m;
- strato intermedio con spessore massimo di 9 m = 40 ÷ 120 ohm x m;
- strato indefinito = 18 ÷ 4 ohm x m.

La campagna d'indagini condotta nel 1997, è consistita nell'esecuzione di 7 traverse sismiche a rifrazione e di due sondaggi sismici in foro tipo Down-Hole, denominati *Down-Hole1* e *Down-Hole2*, eseguiti all'interno dei fori di sondaggio denominati S5 ed S7.

Sono stati dunque definiti di alcuni caratteri sia strutturali che geotecnici, precisamente:

- velocità delle onde longitudinali e valutazione degli spessori dei sismostrati;
- velocità sismiche trasversali e calcolo dei moduli elastici dinamici;
- ricostruzione 3D dell'andamento morfologico degli orizzonti rifrangenti individuati;
- distribuzione 2D delle velocità longitudinali relativamente all'areato ed ai rifrattori individuati.

In particolare la metodologia GRM (Generalized Reciprocal Method), applicata nell'elaborazione dei dati raccolti attraverso le misure di campagna, oltre a sfruttare la proprietà di propagazione delle onde sismiche dei terreni in funzione della propria densità, ha permesso una valutazione più attenta delle variazioni laterali della velocità del rifratore consentendo così una ricostruzione dettagliata della morfologia degli orizzonti sepolti.

Le considerazioni che emergono dall'analisi dei risultati sono le seguenti:

- esiste un terreno superficiale definito areato, avente uno spessore massimo misurato di 6.20 m, caratterizzato da un valore medio delle V_p di 316 m/s;
- sono state identificate, a profondità differenti, due superfici rifrangenti caratterizzate rispettivamente da un valore medio di $V_p = 618$ e 1.054 m/s., con uno strato intercluso con spessore compreso tra 2,50 e 13,70 m.

Attraverso le misure in foro, tramite prove SDMT e Down-Hole, sono state misurate le velocità di propagazione delle onde sismiche sia longitudinali che trasversali, che, come conseguenza, hanno permesso di meglio definire la differenziazione stratigrafica oltre che

3.5.5 Risultati delle traverse sismiche

L'analisi dei dati sismici relativi alla traversa sismica **T.1** evidenzia la presenza di due orizzonti rifrangenti. In dettaglio si osserva un aerato mediamente potente da 1,47 a 3,03 metri con $V_p \cong 312 \div 350$ m/s; per il primo rifratore individuato è stata stimata una velocità longitudinale $V_p = 647 \div 800$ m/s, con spessori passanti da 4,017 m. a 7,88 m. procedendo dall'ultimo al primo geofono; il secondo rifratore individuato ha una velocità pari a circa $V_p = 1200$ m/s.

La traversa sismica **T.2** mostra spessori e morfologia dell'aerato piuttosto regolari; $Z \cong 1,46 \div 3,38$ metri dal p.c. con velocità di propagazione delle onde P di circa 300 m/s. Anche per questa sezione si individuano due rifrattori: il primo con spessori variabili da 1,03 a 3,9 metri e $V_p \cong 571 \div 784$ m/s; il secondo rifratore individuato presenta velocità delle onde longitudinali $V_p \cong 1388$ m/s.

La **T.3** evidenzia un aerato con spessori compresi tra 1,33 e 5,54 metri, dove gli spessori più bassi si sviluppano nella parte centrale del profilo sismico; il valore della velocità delle onde longitudinali è di circa $294 \div 305$ m/s. Per quanto riguarda il primo rifratore individuato le onde longitudinali viaggiano ad una velocità $V_p \cong 701 \div 710$ m/s, con spessore variabile da 7,3 a 16,19 metri; il secondo rifratore ha evidenziato una velocità $V_p \cong 934,58$ m/s.

L'elaborazione della **T.4** ha messo in evidenza un aerato potente con spessori compresi tra 1,17 e 3,68 metri e velocità delle onde P di circa 450 m/s. Anche per questa traversa sono stati individuati due orizzonti fisici aventi rispettivamente velocità $V_p \cong 639 \div 673$ m/s e $V_p \cong 1104$ m/s. Gli spessori del primo rifratore individuato sono compresi tra 6,05 e 7,36 metri.

Nella **T.5** gli spessori e la morfologia dell'aerato sono piuttosto irregolari, e precisamente si osserva una zona depressa nella parte centrale del profilo sismico tra il quarto ed il sesto geofono; gli spessori variano tra 4,24 e 6,2 metri dal p.c. con velocità di propagazione delle onde P di circa $340 \div 392$ m/s. Anche per questa sezione si individuano due orizzonti rifrangenti rispettivamente con $V_p \cong 727 \div 909$ m/s e $V_p \cong 1183$ m/s. Per il primo rifratore è stato calcolato uno spessore compreso tra 6,97 e 14,9 metri circa.

Per la **T.6**, in dettaglio, si osserva un aerato mediamente potente da 1,048 a 3,257 metri con $V_p \cong 245 \div 402$ m/s; per il primo rifratore individuato è stata stimata una velocità longitudinale $V_p \cong 465$ m/s, con spessori passanti da 2,48 m. a 5,51m. procedendo dall'ultimo al primo geofono; il secondo rifratore individuato ha una velocità $V_p \cong 689 \div 816$ m/s.

La **T.7** mostra spessori e morfologia dell'aerato piuttosto regolari; $Z \cong 0,47 \div 1,73$ metri dal p.c. con velocità media di propagazione delle onde P di circa 280 m/s. Anche per questa sezione si

individuano due rifrattori: il primo con spessori variabili da 4,28 a 12,19 metri e $V_p \cong 490 \div 588$ m/s.; il secondo rifratore individuato presenta velocità delle onde longitudinali $V_p \cong 781 \div 816$ m/s.

Dalle sezioni sismiche effettuate sono emersi i risultati sintetizzati nella Tabella 3.3.

Tabella 3.3 – Risultati delle traverse sismiche

TRAVERSA	RANGE V_p AERATO (m/s)	RANGE V_p 1° RIFRATTORE (m/s)	RANGE V_p 2° RIFRATTORE (m/s)	RANGE DEPTH AERATO (m)	RANGE DEPTH 1° RIFRATTORE (m)
1	310 - 350	650 - 800	1180 - 1280	1,50 - 3,00	4,00 - 7,90
2	280 - 300	570 - 784	1370 - 1390	1,50 - 3,40	4,30 - 6,70
3	295 - 305	700 - 710	934	1,40 - 5,50	12,80 - 18,00
4	220 - 480	640 - 670	1104	1,17 - 3,70	7,20 - 9,50
5	340 - 390	727 - 909	1183	4,20 - 6,20	11,00 - 19,90
6	245 - 400	465	690 - 816	1,05 - 3,25	5,70 - 8,20
7	185 - 324	490 - 590	780 - 815	0,48 - 1,70	5,70 - 12,70

3.5.6 Risultati delle prove Down-Hole

I risultati ottenuti dalle prove Down-Hole hanno permesso di valutare la funzione che lega l'andamento della velocità delle onde sismiche con la profondità, sia per le onde compressive P che per le onde di taglio S; i dati così ricavati hanno consentito di associare le velocità sismiche agli strati individuati durante l'esecuzione del sondaggio meccanico e di valutare i parametri meccanici caratteristici (moduli elastici dinamici).

Tramite i valori delle velocità delle onde P ed S ricavate dalla prospezione sismica in foro sono stati calcolati anche alcuni parametri elastici.

Nel complesso, i valori dei moduli elastici dinamici calcolati, sono riferibili a terreni sedimentari di natura argilloso-sabbiosa poco addensati e piuttosto compressibili; ciò trova conferma nei valori del coefficiente di Poisson, che evidenziano un andamento tipico di una successione alternata.

In particolare, per quanto concerne il **D.H.1** - S5 (1997), i valori dei moduli elastici calcolati, denotano che i terreni investigati presentano un comportamento non elastico già con bassi valori di resistenza alle deformazioni di taglio. Lungo il Log sismico effettuato non si evidenziano brusche variazioni fisiche, mentre si nota un andamento tipico di una alternanza sedimentaria, le cui caratteristiche fisiche sono legate alla più o meno presenza di sedimenti argillosi. Il coefficiente di Poisson conferma quanto detto sulla natura fisico - dinamica dei terreni.

Tabella 3.4 – Down-Hole 1 – S5: Velocità delle onde longitudinali e trasversali misurate e parametri elastici calcolati.

h	γ	Vp	Vs	v	E	G	K
(m)	(t/mc)	(m/s)	(m/s)	-	Kg/cmq	(MPa)	Kg/cmq
1.00	1.9	496.90	235.38	0.36	2887.86	105.2312	3327.58
2.00	1.9	532.87	236.03	0.38	2952.37	105.8132	4031.90
3.00	1.9	658.22	316.11	0.35	5188.65	189.7937	5769.30
4.00	1.9	769.30	375.64	0.34	7290.70	268.0087	7762.77
5.00	1.96	844.70	263.54	0.45	3976.57	136.082	12291.91
6.00	1.96	892.51	474.00	0.30	11595.94	440.2146	9838.81
7.00	1.96	513.11	271.27	0.31	3805.21	144.1821	3269.76
8.00	1.96	605.88	316.85	0.31	5214.21	196.7049	4617.24
9.00	1.96	948.08	466.68	0.34	11555.81	426.7231	12045.27
10.00	1.96	652.58	245.73	0.42	3388.61	118.3107	6836.64
11.00	2.02	966.32	478.22	0.34	12534.65	461.8049	12881.72
12.00	2.02	972.72	281.53	0.45	4722.19	160.0488	17217.66
13.00	2.02	977.53	327.85	0.44	6326.40	217.0468	16638.73
14.00	2.02	981.22	282.69	0.45	4762.93	161.3704	17539.72
15.00	2.02	984.10	283.08	0.45	4776.45	161.816	17649.68
16.00	2.02	662.28	394.27	0.23	7804.77	313.8994	4739.07
17.00	2.02	987.80	330.26	0.44	6421.80	220.2495	17008.71
18.00	2.02	989.37	492.45	0.34	13267.00	489.6969	13427.75

Per il **D.H.2- S7(1997)**, si è osservato che i valori dei moduli elastici sono riferibili a terreni di natura prevalentemente argillosa; in particolare, dalla ricostruzione in profondità di E (Young) e μ (Rigidità), si evince un marker fisico a 13 metri di profondità dal p.c., laddove la grandezze fisiche sono tipiche di litologie non elastiche con bassi valori di resistenza alla deformazione di taglio. Tale osservazione è altrettanto supportata dal variare del coefficiente di Poisson.

Tabella 3.5 – Down-Hole 2 – S7: Velocità delle onde longitudinali e trasversali misurate e parametri elastici calcolati.

h	γ	V_p	V_s	v	E	G	K
(m)	(t/mc)	(m/s)	(m/s)	-	Kg/cmq	(MPa)	Kg/cmq
1.00	1.9	406.56	135.52	0.44	1015.34	34.88286	2707.57
2.00	1.9	560.86	186.95	0.44	1932.32	66.3829	5152.86
3.00	1.9	632.23	193.75	0.45	2090.86	71.29986	6723.74
4.00	1.9	751.28	372.75	0.34	7143.01	263.9007	7291.08
5.00	2.01	832.73	378.77	0.37	7998.40	288.2696	10220.10
6.00	2.01	884.53	474.00	0.30	11876.34	451.4445	9826.98
7.00	2.01	917.49	363.57	0.41	7569.80	265.5974	13545.83
8.00	2.01	939.01	512.30	0.29	13761.11	527.3469	10824.10
9.00	2.01	953.54	527.09	0.28	14475.53	558.2353	10966.49
10.00	2.03	654.46	351.92	0.30	6604.83	251.3249	5412.55
11.00	2.03	969.40	428.95	0.38	10430.60	373.3886	14281.01
12.00	2.03	975.12	483.40	0.34	12850.98	474.1994	13147.46
13.00	2.03	820.56	199.16	0.47	2396.23	80.49186	12759.50
14.00	2.03	1219.68	392.79	0.44	9151.76	313.0895	26363.13
15.00	2.03	985.34	221.18	0.47	2964.80	99.27489	18625.57
16.00	2.03	662.74	248.53	0.42	3602.87	125.3445	7339.18
17.00	2.03	988.65	330.22	0.44	6445.96	221.2863	17111.44
18.00	2.03	663.59	330.59	0.33	6000.80	221.7824	6059.29
19.00	2.03	990.97	493.20	0.34	13360.56	493.6212	13525.57

Schematicamente, sono stati riportati nella Tabella 3.6 i valori di V_S e V_P per i 5 sismostrati considerati.

Tabella 3.6 – Velocità delle onde longitudinali e trasversali ottenute da prove Down-Hole.

Sismostrato	V _P (m/sec) Down-Hole 1	V _P (m/sec) Down-Hole 2	V _S (m/sec) Down-Hole 1	V _S (m/sec) Down-Hole 2
1	514.3	519.3	235.7	169.4
2	785.5	862.6	270.9	417.0
3	667.5	958.3	313.6	317.0
4	974.6	792.0	321.9	234.1
5	860.5	990.0	372.8	395.6

3.5.7 Risultati della prova SDMT

L'ultimo profilo di velocità delle onde sismiche considerato, deriva dai risultati ottenuti mediante una prova con il Dilatometro Sismico (SDMT), eseguita durante la campagna d'indagini del 2004.

Il Dilatometro Sismico è uno strumento risultante dalla combinazione della lama dilatometrica con un modulo che misura la velocità di propagazione delle onde di taglio V_S .

Il modulo sismico è un corpo cilindrico, collocato sopra la lama (Figura 3.19), di diametro 50 mm, munito di due ricevitori distanti 0.50 m. La sezione retta del corpo cilindrico (circa 20 cm²) è maggiore di quella della lama (circa 14 cm²), garantendo un buon contatto tra parete e terreno.

La configurazione della prova è "true interval" a due ricevitori. Tale configurazione evita i problemi connessi con la possibile inesatta determinazione dello zero dei tempi dall'impatto - talora riscontrati nella configurazione "pseudo interval" con un solo ricevitore. Inoltre la coppia di sismogrammi ai due ricevitori corrisponde allo stesso colpo, anziché a colpi successivi non necessariamente identici. Viene così molto migliorata la ripetibilità della misura di V_S .

L'energizzazione avviene in superficie mediante un martello a pendolo, avente massa battente di ca 10 Kg. Essa percuote orizzontalmente la testa di una base di ferro parallelepipedica di forma allungata di lunghezza ca 80 cm, pressata verticalmente contro il terreno. L'asse longitudinale della base parallelepipedica è orientato parallelamente all'asse dei ricevitori, in modo che essi offrano la massima sensibilità all'onda di taglio di interesse.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_S è il rapporto tra la differenza di distanza tra la sorgente e i due ricevitori ed il ritardo dell'arrivo dell'impulso dal primo al secondo ricevitore. V_S può essere convertita nel modulo di taglio iniziale G_0 . La conoscenza combinata di G_0 e del modulo M (da DMT) può essere di aiuto nella costruzione della curva di degradazione del modulo $G-\gamma$.

Tabella 3.7 – Velocità delle onde di taglio ottenute dalla prova SDMT

h (m)	γ (t/m ³)	Vs (m/s)	Go (MPa)
1.94	1.907	357	242.9622
2.44	1.824	313	178.6344
2.94	1.966	382	286.7886
3.44	1.736	346	207.756
3.94	1.736	260	117.3135
4.44	1.736	428	317.8988
4.94	1.832	278	141.5359
5.44	1.873	493	455.0753
5.94	1.798	484	421.0485
6.44	2.020	660	879.6115
6.94	2.054	467	447.8018
7.44	2.020	769	1194.141
7.94	2.001	611	746.7602
8.44	1.873	555	576.7338
8.94	1.821	645	757.3228

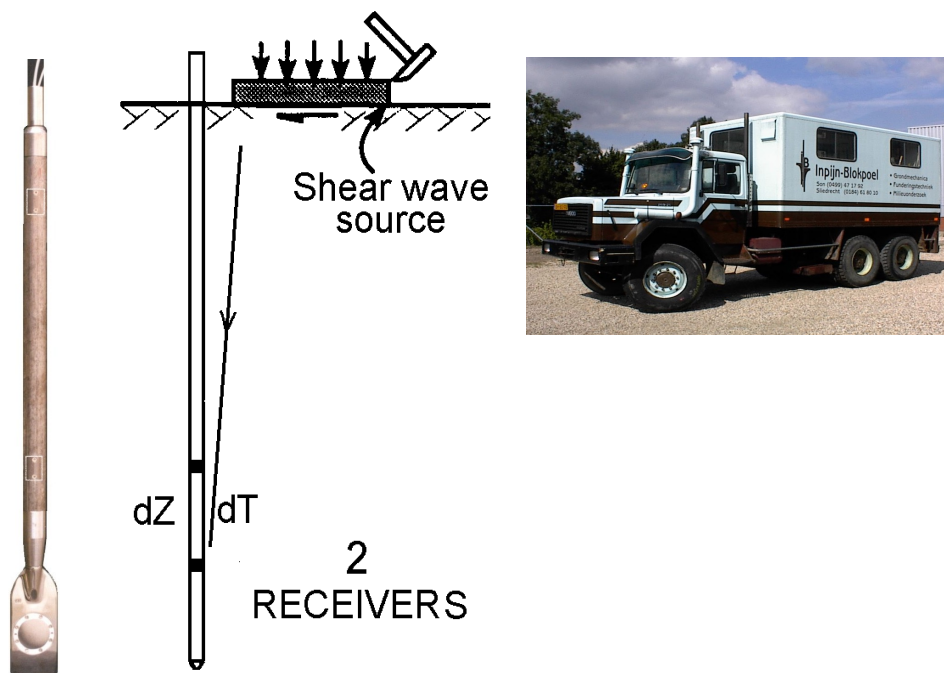


Figura 3.19 – Schema di funzionamento del Dilatometro Sismico

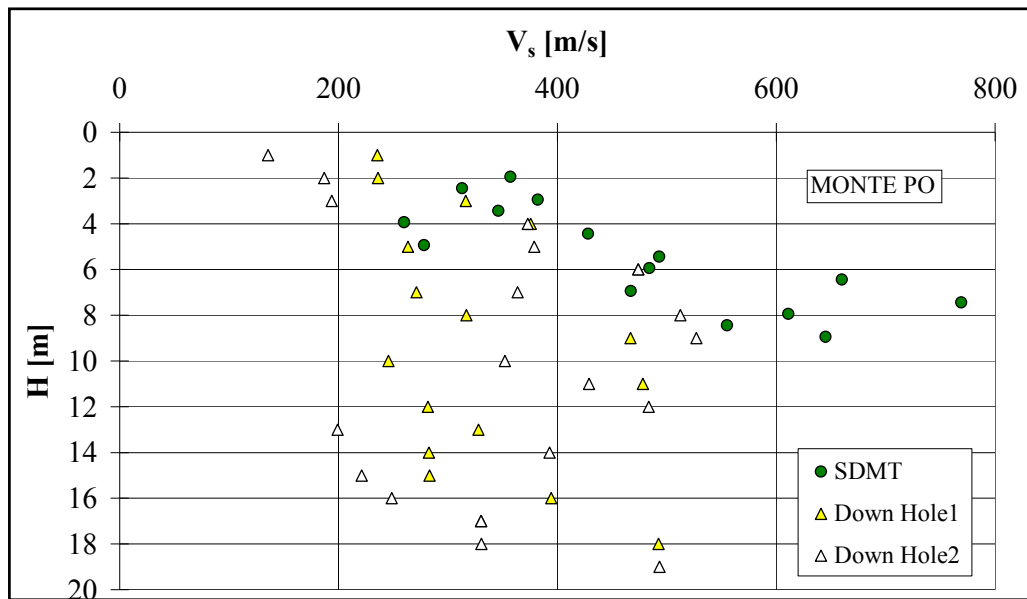


Figura 3.20 – Confronto tra i vari profili di V_s .

3.5.8 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono contenute nella quasi totalità delle campagne di indagini che si sono succedute nel tempo, tuttavia, ai fini della caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alle prove effettuate nella campagna di indagini del 1997 poichè mirate alla progettazione di interventi specifici.

Nel corso di queste ultime perforazioni sono stati prelevati, nei vari sondaggi e per differenti profondità, 19 campioni rappresentativi, 16 dei quali sono stati analizzati, al fine di determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni mediante prove di laboratorio ed analisi granulometriche.

Il programma di prove ha compreso le seguenti analisi di laboratorio :

- estrusione campione da fustella e descrizione;
- determinazione del contenuto in acqua allo stato naturale;
- determinazione del peso di volume allo stato naturale;
- determinazione del peso specifico dei grani;
- determinazione del peso di volume con bilancia idrostatica;
- analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- limite liquido e plastico;
- limite di ritiro;
- prova edometrica;
- determinazione parametri di compressibilità edometrica;
- prova di taglio diretto "Casagrande" consolidata drenata;
- prova di taglio diretto residua;

- prova triassiale non consolidata non drenata (U.U.);
- prova triassiale consolidata non drenata (C.U.);
- prova triassiale consolidata drenata (C.D.).

3.6 Profilo stratigrafico e scelta dei parametri geotecnici di riferimento

La correlazione dei sondaggi e i risultati delle prove di laboratorio hanno permesso di risalire al profilo stratigrafico del terreno per tutte e tre le sezioni studiate e riportate nel capitolo precedente.

Attraverso la correlazione dei sondaggi S1 (1997) ed S8 (1997) si è definito il profilo stratigrafico della sezione A-A in direzione Sud Ovest-Nord Est (Figura 3.21), dalla correlazione dei sondaggi S2 (1997), S7 (1997), ed S8 (1997) il profilo stratigrafico della sezione B-B in direzione Sud Ovest-Nord Est (Figura 3.22), infine da quella dei sondaggi S1 (1991), S4 (1991), S3 (1997) ed S8 (1997) si è tracciato il profilo stratigrafico relativo alla sezione C-C in direzione Ovest-Est (Figura 3.23).

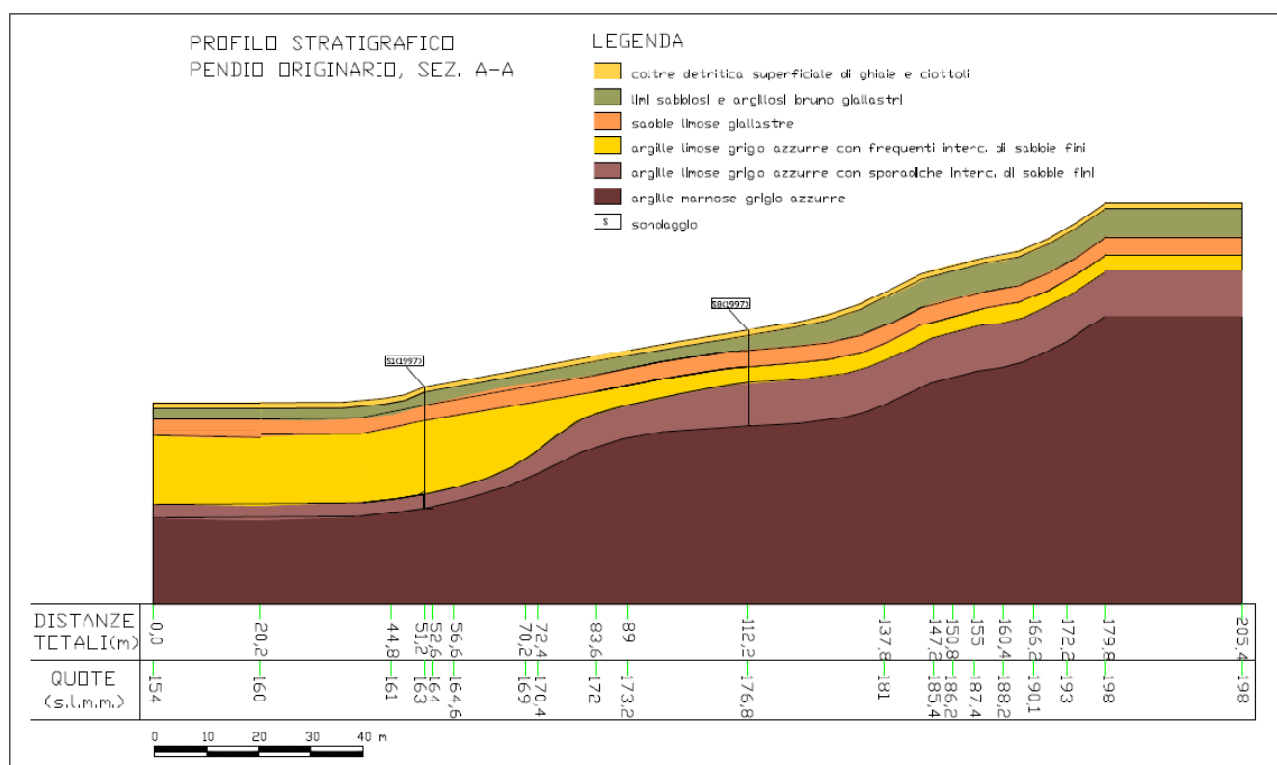


Figura 3.21 – Profilo stratigrafico sezione A-A

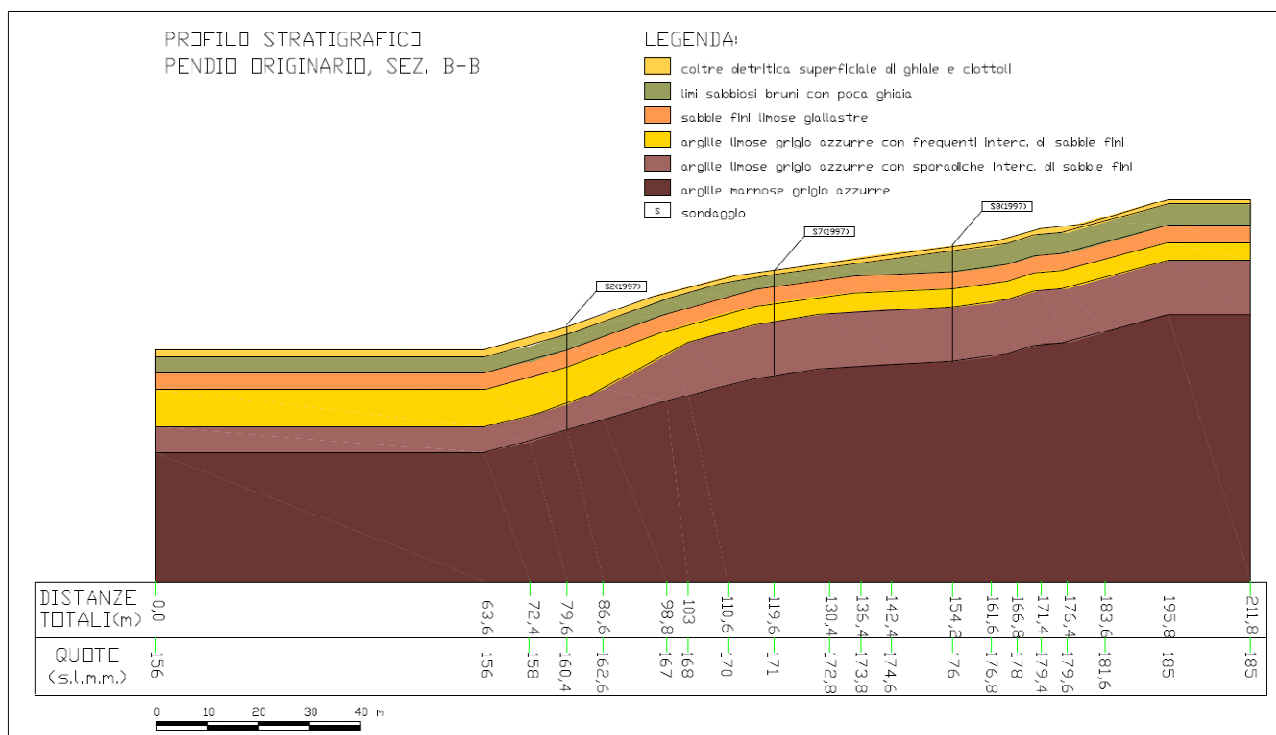


Figura 3.22 – Profilo stratigrafico sezione B-B

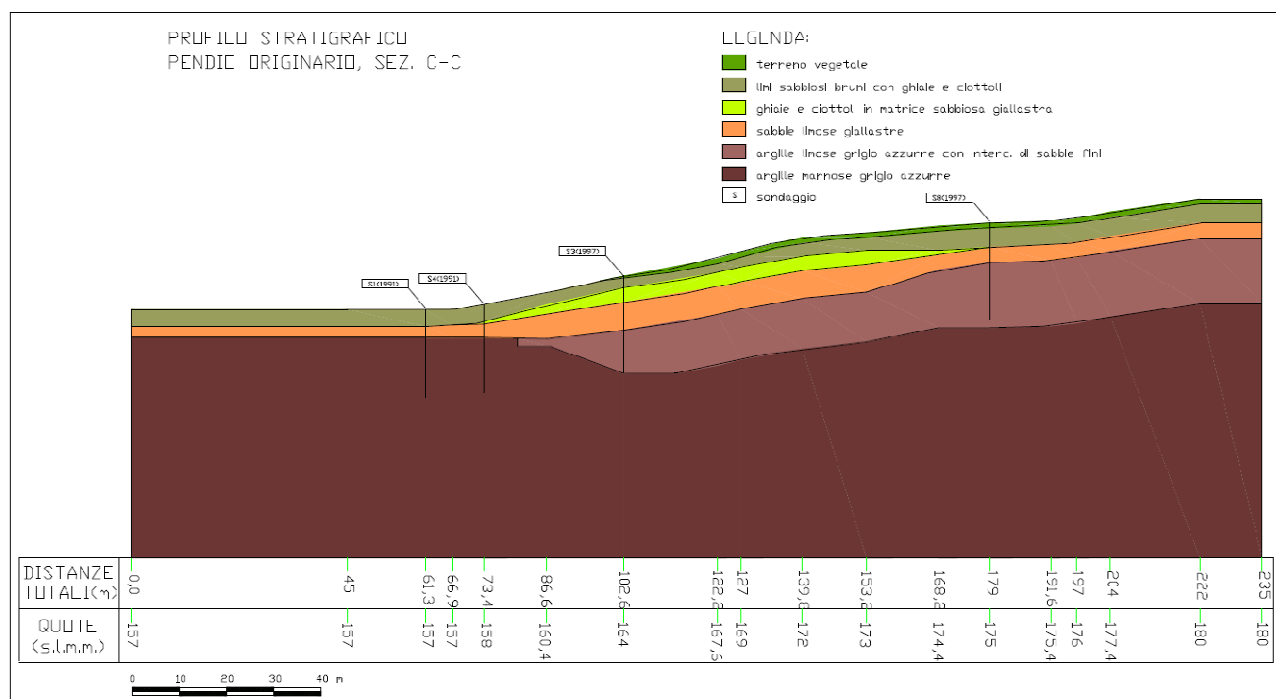


Figura 3.23 – Profilo stratigrafico sezione C-C

Tali profili risultano essere costituiti dai seguenti strati di terreno che verranno elencati procedendo dal piano di campagna verso il basso:

Profilo stratigrafico sezione A-A

I primi due strati appartengono all'unità **DTlg**. Sono costituiti da una coltre detritica superficiale di ghiaie e ciottoli, dello spessore medio di 0,75 ml, e da limi sabbiosi bruno giallastri più in profondità con spessore medio di circa 5 ml. Per essi sono stati assunti i parametri geotecnici visti per l'unità DTlg nella Tabella 3.8.

Anche il terzo strato appartiene all'unità **DTlg** ed è costituito da sabbie limose giallastre con argille a struttura caotica. Lo spessore medio è di 4 ml.

Il quarto strato appartiene all'unità **L,Si** ed è costituito da argille limose grigio-azzurre con frequenti intercalazioni di sabbie fini grigiastre. Lo spessore medio è di 8,45 ml. Per esso sono stati assunti i parametri geotecnici visti per l'unità L,Si nella Tabella 3.8.

Il quinto strato appartiene all'unità **L,Si**. Si tratta di argille limose grigio-azzurre ma con sporadiche intercalazioni di sabbie fini grigiastre. La sua profondità eccede i 20 ml del sondaggio.

Il sesto strato appartiene all'unità **A**. Si tratta delle argille marnose grigio-azzurre. Lo spessore di questa formazione può considerarsi superiore a 100 ml, come risulta da perforazioni profonde effettuate per ricerche petrolifere nell'area della Piana di Catania.

Profilo stratigrafico sezione B-B

I primi due strati appartengono all'unità **DTlg**. Sono costituiti da una coltre detritica superficiale di ghiaie e ciottoli, dello spessore medio di 1ml, e da limi sabbiosi bruni con poca ghiaia più in profondità con spessore medio di 4,50 ml.

Anche il terzo strato appartiene all'unità **DTlg** ed è costituito da sabbie fini limose giallastre con argille a struttura caotica. Lo spessore medio è di 4 ml.

Il quarto strato appartiene all'unità **L,Si** ed è costituito da argille limose grigio-azzurre con frequenti intercalazioni di sabbie fini grigiastre. Lo spessore medio è di 4,63 ml.

Il quinto strato appartiene all'unità **L,Si**. Si tratta di argille limose grigio-azzurre ma con sporadiche intercalazioni di sabbie fini grigiastre. La sua profondità eccede i 20 ml del sondaggio.

Il sesto strato appartiene all'unità **A**. Si tratta delle argille marnose grigio-azzurre. Lo spessore di questa formazione può considerarsi superiore a 100 ml.

Profilo stratigrafico sezione C-C

Il primo strato è formato da solo terreno vegetale con uno spessore di 0,40 ml.

Il secondo strato appartiene all'unità **DTlg**. E' costituito da limi sabbiosi bruni con presenza di ghiaia e ciottoli con spessore medio di 3 ml.

Il terzo strato appartiene all'unità **Cgl,C-S** ed è costituito da ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa giallastra. Lo spessore medio è di 1,70 ml. Per esso sono stati assunti i parametri geotecnici visti per l'unità Cgl,C-S nella Tabella 3.8.

Il quarto strato appartiene all'unità **DTlg** ed è costituito da sabbie limose giallastre. Lo spessore medio è di 3,50 ml.

Il quinto strato appartiene all'unità **L,Si**. Si tratta di argille limose grigio-azzurre con intercalazioni di sabbie fini grigiastre. La sua profondità eccede i 20 ml del sondaggio.

Il sesto strato appartiene all'unità **A**. Si tratta delle argille marnose grigio-azzurre. Lo spessore di questa formazione può considerarsi superiore a 100 ml.

Tabella 3.8 – Parametri utilizzati per la definizione del modello geotecnico.

Unità geotec.	Parametri		
	Fisici	Resistenza a comportamento	
		statico	dinamico
DTlg	$\gamma = 2,011(g / cmc)$ $\gamma_d = 1,665(g / cmc)$ $\gamma_{sat} = 2,044(g / cmc)$ $W = 20,79(\%)$	$\tau_{resid} \quad cr = 6,7 \quad \phi = 15,5^\circ$ CD $c' = 15,2 \quad \phi = 20^\circ$ CU $c' = 12,4 \quad \phi = 22,8^\circ$ $Ccu = 17,4 \quad \phi_{cu} = 22,6^\circ$ UU $cu = 97,4 \quad \phi_u = 0$	$G = 3954(Kg / cmq)$ $K = 11035(Kg / cmq)$ $\zeta = 0,10$ $\nu = 0,37$
Cgl,C-S	$\gamma = 1,900(g / cmc)$ $\gamma_d = 1,650(g / cmc)$ $\gamma_{sat} = 2,000(g / cmc)$ $W = 30(\%)$	$c' = 70(KPa) \quad \phi = 36^\circ - 40^\circ$	$G = 353(Kg / cmq)$ $K = 2707(Kg / cmq)$ $\zeta = 0,10$ $\nu = 0,37$
L,Si	$\gamma = 2,039(g / cmc)$ $\gamma_d = 1,665(g / cmc)$ $\gamma_{sat} = 2,044(g / cmc)$ $W = 20,79(\%)$	$\tau_{resid} \quad cr = 0,0 \quad \phi = 16,5^\circ$ CD $c' = 3,8 \quad \phi = 18,0^\circ$ CU $c' = 10,6 \quad \phi = 21,3^\circ$ $Ccu = 14,4 \quad \phi_{cu} = 17,8^\circ$ UU $cu = 382,9 \quad \phi_u = 0$	$G = 2420(Kg / cmq)$ $K = 15650(Kg / cmq)$ $\zeta = 0,10$ $\nu = 0,42$
A	$\gamma = 2,050(g / cmc)$ $\gamma_d = 1,700(g / cmc)$ $\gamma_{sat} = 2,100(g / cmc)$ $W = 20(\%)$	$\tau_{resid} \quad cr = 0,0 \quad \phi = 15,0^\circ$ CD $c' = 9,0 \quad \phi = 25,0^\circ$ CU $c' = 10,0^\circ \quad \phi = 22,0^\circ$ $Ccu = 18,0^\circ$ $\phi_{cu} = 19,0^\circ$	$G = 5000(Kg / cmq)$ $K = 13000(Kg / cmq)$ $\zeta = 0,10$ $\nu = 0,35$

3.7 Sismicità di riferimento

La Sicilia Sud-Orientale nel passato è stata colpita da numerosi terremoti distruttivi. L'area delimitata a Nord dall'edificio vulcanico dell'Etna, a Est dalla scarpata Ibleo-Maltese, a Sud dal graben del canale di Sicilia e ad Ovest dal fronte di accavallamento di Gela, comunemente denominata area Iblea, è posta in corrispondenza della zona di contatto tra la placca africana e quella euroasiatica ed è, pertanto, un'area sismogenetica.

Osservando la carta degli epicentri dei terremoti riportata in figura 1 di cui si hanno informazioni dall'XI secolo ad oggi, si rileva una tra le più alte concentrazioni di terremoti del territorio italiano. Tuttavia tale rappresentazione non contiene informazioni sufficienti per trarre valutazioni e stime finalizzate alla definizione della pericolosità sismica. Restano da conoscere la qualità, l'estensione dei danni e l'ampiezza delle aree colpite dai vari terremoti, ossia gli scenari sismici a scala territoriale ed urbana.

Sulla base della frequenza e della gravità degli effetti sismici già subiti in passato, la Sicilia Orientale è da considerare una delle aree a più elevato rischio sismico d'Italia (fig.2). Su tale territorio densamente popolato, si trova oggi esposto un consistente patrimonio edilizio storico ed industriale.

Le condizioni dinamiche ed economiche che si creano a seguito di un terremoto distruttivo possono generare testimonianze diverse dei danni subiti, secondo i coinvolgimenti, gli interessi e le motivazioni che sono in gioco e che le fonti coeve possono in vario modo riflettere. Da questo ne consegue che per conoscere in modo attendibile gli effetti subiti, occorre confrontare molteplici tipi di fonti e conoscere le situazioni socio-amministrative contestuali ai vari eventi sismici. L'obiettivo principale è quindi quello di delineare scenari sismici quanto più possibile precisi.

L'analisi delle diverse fonti consultate permette di evidenziare l'entità dei danni, l'estensione delle aree colpite, e di valutare l'impatto sociale ed economico del terremoto.

Numerosi terremoti verificatisi nella zona in studio hanno raggiunto intensità elevate. Tra quelli successivi all'anno 1000 i più significativi, che hanno avuto intensità superiore al IX grado MCS, sono quelli del 1169, del 1542, del 1624 e del 1693. Gli eventi del 1169 e del 1693 hanno avuto intensità comparabile all'XI grado MCS, provocando entrambi la distruzione di numerosi centri tra cui Catania, Lentini, Noto e altre località minori e causando risentimenti in tutta la Sicilia Orientale e parte della Calabria.

Il sisma del 1542 sembra invece essere il più "debole" tra i forti terremoti che si sono succeduti nell'area, la massima intensità ad esso attribuita risulta essere pari al IX-X grado MCS.

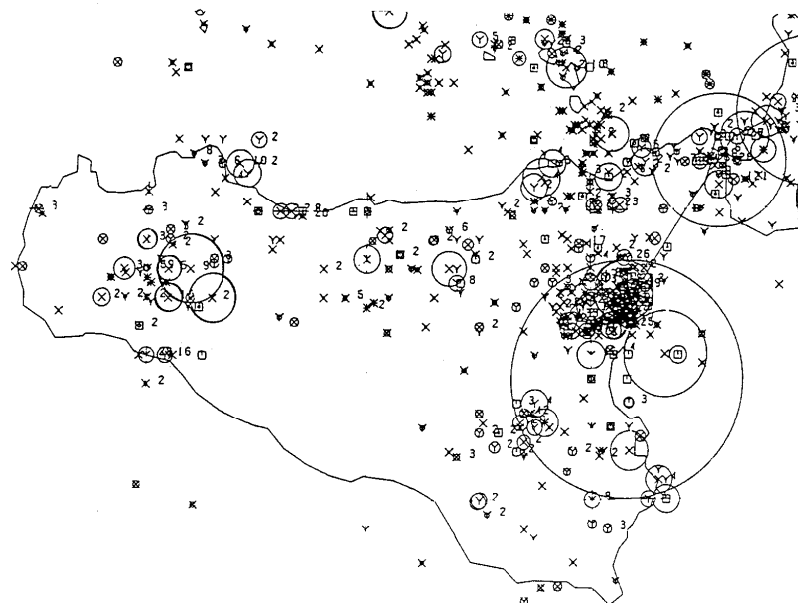


Figura 3.24 – Epicentri dei terremoti (catalogo dei terremoti italiani dall'anno 1000 al 1980, CNR)

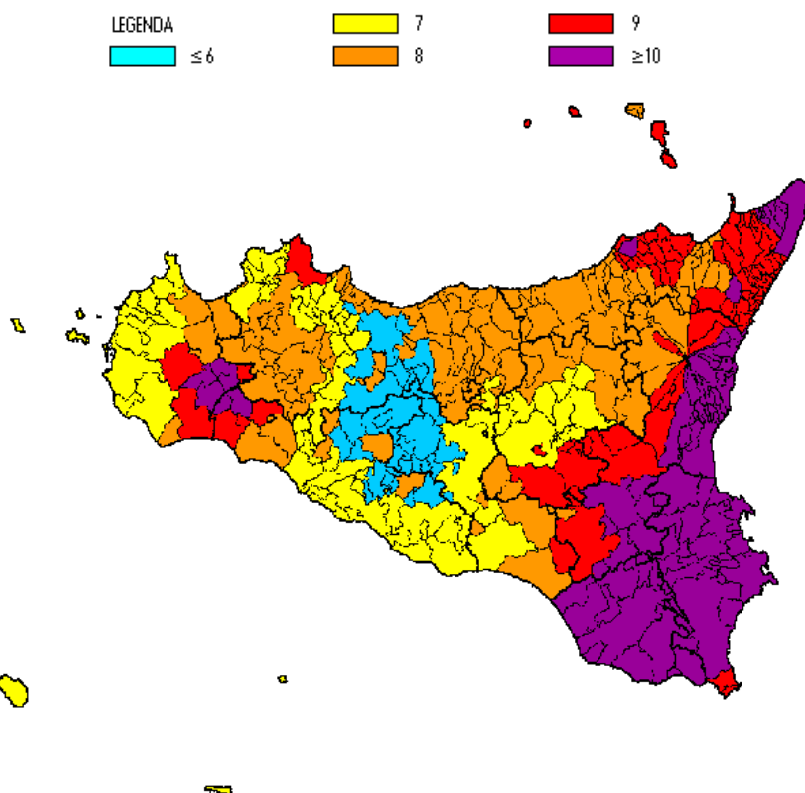


Figura 3.25 – Massime intensità sismiche osservate (S.S.N.)

Tra i terremoti più recenti che hanno colpito la Sicilia Orientale ma anche molto meno violenti rispetto a quelli storici menzionati prima è il terremoto del 13 Dicembre 1990 . Tale sisma ha interrotto un lungo periodo di quiescenza sismica, raggiungendo una magnitudo locale $M_l = 5.6$

con una profondità ipocentrale di circa 6-12 Km. Esso, pur non presentando contenuti di energia rilevanti, tali da farlo classificare internazionalmente come “moderato”, ha causato danni notevoli a numerosi edifici ed è stato causa di instabilità per qualche versante, come si pensa sia accaduto nel caso della collina di Monte Po a Catania. Le accelerazioni registrate risultano influenzate da fenomeni di amplificazione locale, come mostrato dall’analisi della risposta del terreno.

Nella notte del 13 Dicembre 1990 alle ore 01:24 italiane, la Sicilia Sud-Orientale è stata colpita da un terremoto, avvenuto poco al largo della costa di Augusta, che ha provocato gravi danneggiamenti alla cittadina costiera e crolli negli abitati di Lentini e Carlentini nonché la morte di 19 persone in alcune località comprese in una ampia zona tra Catania e Siracusa. La scossa è stata poi seguita alle ore 01:33 da un’altra di minore entità.

La localizzazione di questo evento è risultata abbastanza difficoltosa poiché l’epicentro del sisma si trovava in mare, nel punto di coordinate $\varphi = 37.326$ e $\lambda = 15.281$. Un’altra localizzazione è stata proposta dal centro di Harvard che fissa l’epicentro all’interno della regione e non in mare, nel punto di coordinate $\varphi = 37.250$ e $\lambda = 14.900$. Per quanto riguarda invece la profondità dell’ipocentro, l’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) lo pose ad una profondità di 6 Km, mentre il “National Earthquakes Information Center-Boulder, Colorado-USA” (NEIC) ed il “Centre Sismologique Euro-Mediterraneen-Strasburgo” (CSEM) lo posero ad una profondità di 10 Km.

Le quattro diverse localizzazioni sono riportate nella Figura 3.26.

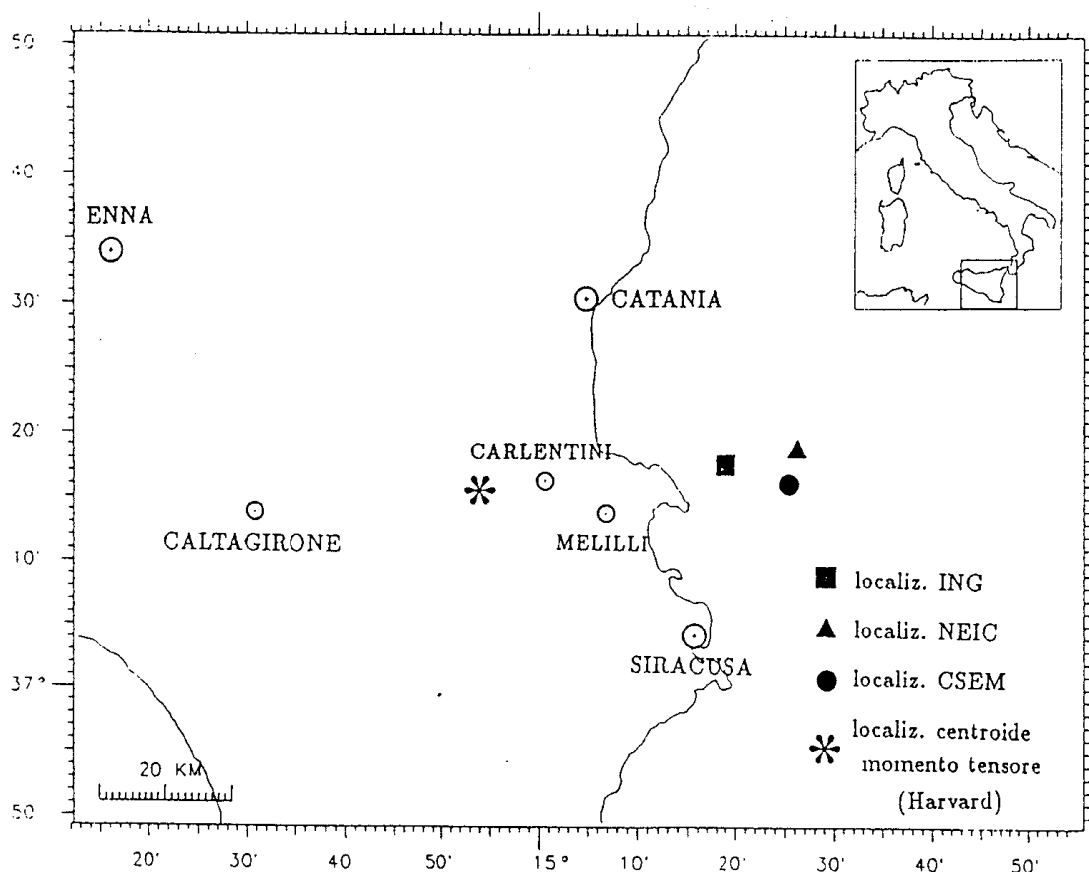


Figura 3.26 – Localizzazioni ipocentrali ING, NEIC, CSEM, Harvard per la scossa del 13 Dicembre 1990 (ore 01:24 italiane)

L'indagine dei dati disponibili ha mostrato che gli effetti massimi del terremoto si sono verificati nella zona di Augusta (SR), con una intensità dell'VIII grado MCS. Inoltre le indagini hanno messo in luce la presenza di fattori locali che hanno causato una amplificazione degli effetti della scossa. Gli ingenti danni sono anche da imputare ad una attività sismica manifestatasi con successive scosse anche se di minore entità rispetto la principale.

Nella Figura 3.27 è riportata la distribuzione dell'intensità della scossa principale.

Dal rilevamento effettuato nell'area colpita dal sisma, per quanto concerne fenomeni franosi associati all'evento sismico, non sono stati notati rilevanti movimenti del suolo nella zona epicentrale, tranne nel caso di Palagonia dove si è avuta la parziale riattivazione di una frana preesistente, nel circondario di Brucoli dove sono stati osservati piccoli movimenti su terreni terrazzati.

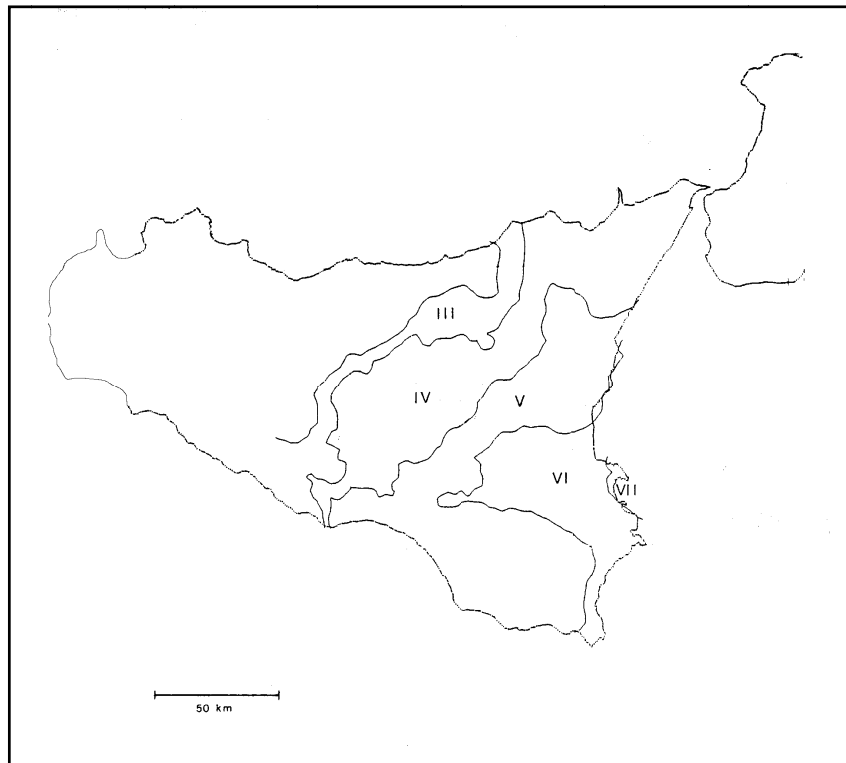


Figura 3.27 – Distribuzione dell'intensità sismica della scossa del 13 Dicembre 1990



Figura 3.28 – Profilo stratigrafico sezione A-A

Per le analisi di risposta sismica locale, sono stati dunque considerati gli eventi sismici del 11 Gennaio 1693 (“Terremoto della Val di Noto”) e del 13 Dicembre del 1990 (“Terremoto di Santa Lucia”). Si ritiene che in occasione di quest’ultimo evento sismico, la collina di Monte Po abbia manifestato segni di instabilità dovuti al sisma.

Gli accelerogrammi di riferimento presi in considerazione sono dunque i seguenti:

- accelerogramma sintetico relativo al terremoto del 1693, denominato “1693 - Earthquake” (Figura 3.29);
- componente EW della registrazione su affioramento roccioso relativa al terremoto del 1990, denominato “SORT_EW – Earthquake” (Figura 3.30).

Tabella 3.9 – Accelerogrammi di riferimento.

Accelerogramma	Terremoto	Stazione	a_{max} (g)	Componente.
1693 - Earthquake	CATANIA 11-01-1693	-	0.221	-
SORT_EW – Earthquake	VAL DI NOTO 13-12-1990	SORTINO	0.102	EW

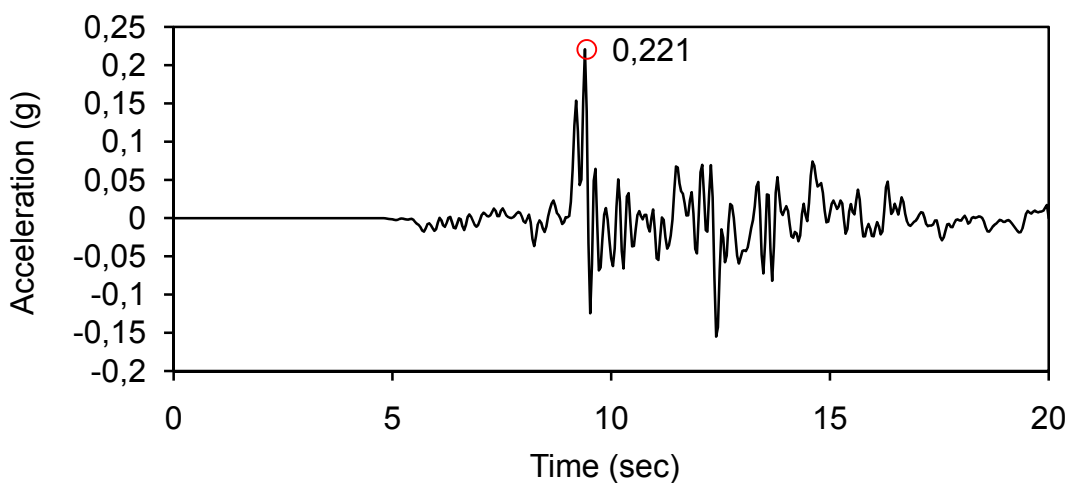


Figura 3.29 – Accelerogramma sintetico relativo al terremoto dell’11 Gennaio 1693 identificato come “1693 - Earthquake”.

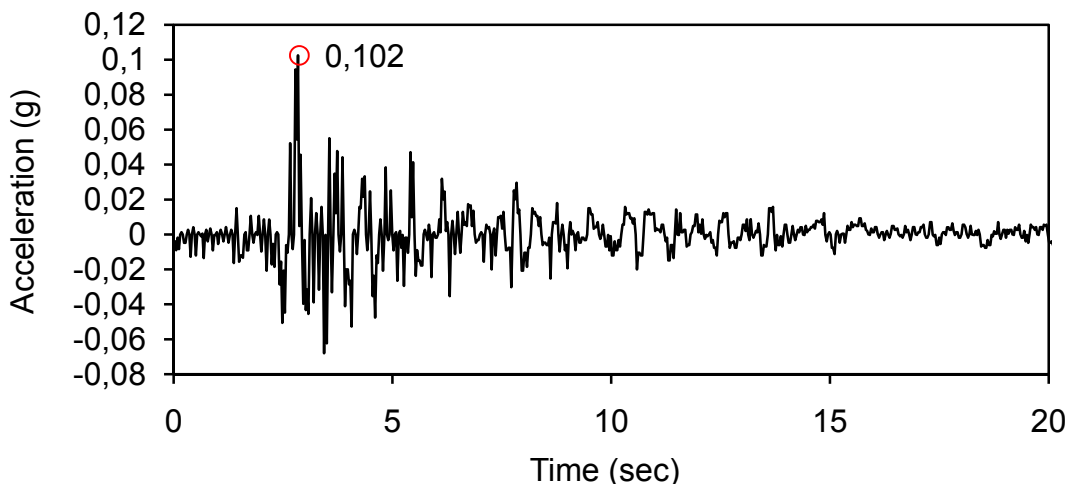


Figura 3.30 – Accelerogramma sintetico relativo al terremoto dell'13 Dicembre 1990, identificato come “*SORT_EW – Earthquake*”.

3.8 Analisi di Risposta Sismica Locale 1-D

E' stato condotto uno studio di risposta sismica locale per il sito di Monte Po, mediante l'utilizzo di codici di calcolo monodimensionali e bidimensionali.

In questo paragrafo tratteremo il caso della risposta in campo 1-D.

Le colonne di terreno utilizzate per le simulazioni sono state suddivise in più strati, orizzontali, omogenei e isotropi, caratterizzati dal decadimento del modulo di taglio non lineare $G(\gamma)$, dalla curva dello smorzamento $D(\gamma)$ e dalla densità di massa ρ .

Inoltre, per tener conto della non linearità del terreno, sono state inserite nel codice di calcolo le leggi del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento in funzione della deformazione (Frenna e Maugeri 1995). Le colonne 1-D sono risultate di altezza pari a 20 m e 40 m e sono eccitate alla base dagli accelerogrammi descritti nel paragrafo precedente. L'analisi ha fornito la time-history della risposta, in termini di spostamenti, velocità e accelerazione in superficie, dall'utilizzo della quale è stato possibile ottenere lo spettro di risposta.

La risposta del terreno in superficie è stata quindi calcolata utilizzando i seguenti codici di calcolo:

- GEODIN (Maugeri, Frenna, 1987);
- EERA (Bardet et al., 2000).

E' stata condotta una valutazione sugli edifici più direttamente minacciati o colpiti dalla frana (Figura 3.31), al fine di poter attenzionare possibili danni esistenti. Poiché la parte N-E della frana non ha interessato alcun edificio, l'attenzione è stata rivolta alla parte N-O che ha gravemente compromesso una scuola pubblica situata a nord della frana (edificio A) ed alcuni edifici IACP ad ovest di esso (edificio B). In Figura 3.32 è riportata la sezione B-B della collina di Monte Po (linea

rossa in Figura 3.31), tracciata nella direzione di massima pendenza, con localizzati i sondaggi S2 (vicino alla scuola), S7 e S8 (sulla collina), lungo i quali è stata calcolata la risposta sismica locale.

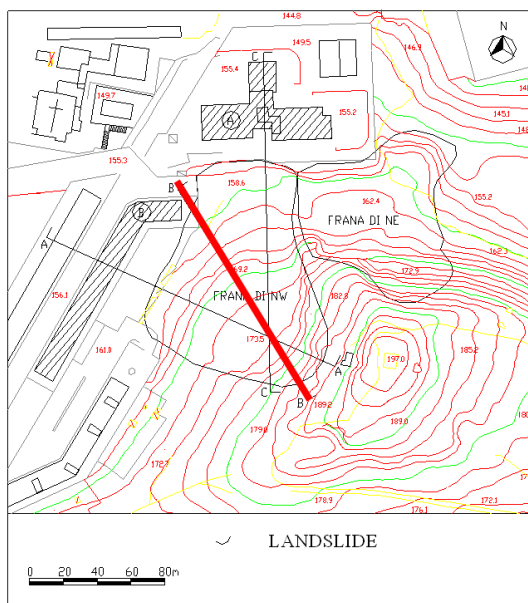


Figura 3.31 – Sezione B-B della collina di Monte Po, con la localizzazione dei sondaggi S2, S7 ed S8.

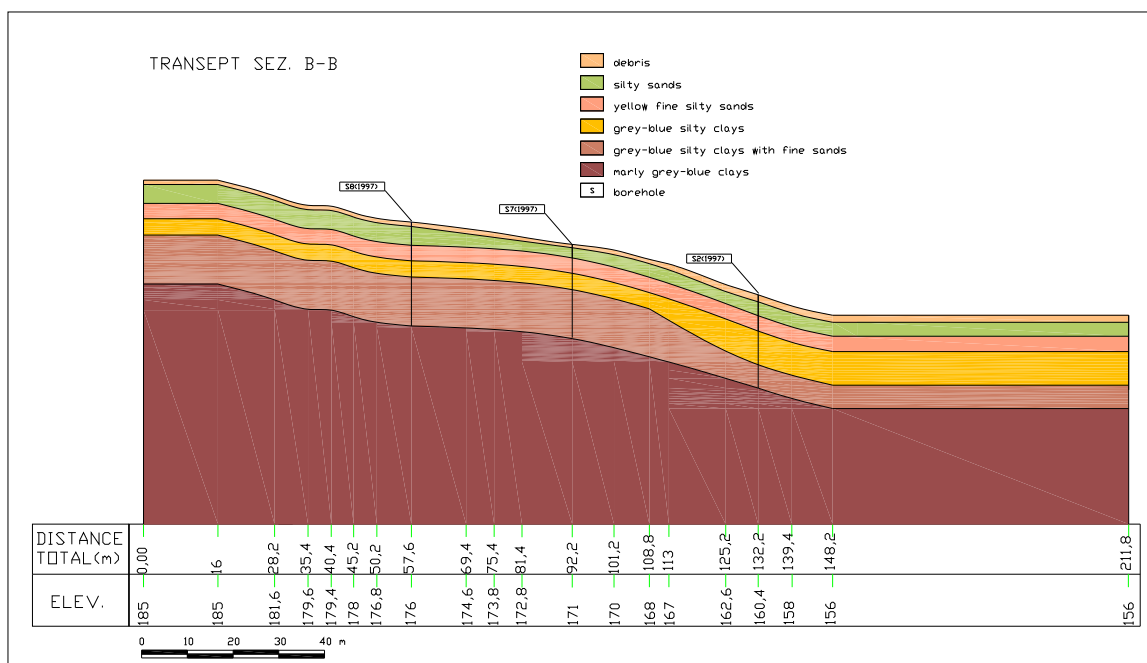


Figura 3.32 – Sezione B-B della collina di Monte Po, con la localizzazione dei sondaggi S2, S7 ed S8.

3.8.1.1 Proprietà dinamiche dei terreni

Dopo aver illustrato la caratterizzazione geotecnica del sito, si procede adesso alla modellazione dinamica del terreno, ricordando che in presenza di terremoti che generano onde di superficie e di volume, esso ha un comportamento tutt'altro che elastico-lineare.

Infatti, poiché le caratteristiche meccaniche risultano essere variabili al variare della profondità, e quindi al diminuire di queste cresce la deformazione indotta, i legami costitutivi non possono essere considerati lineari, poiché tale assunzione potrebbe condurre a risultati non corrispondenti alla reale stima della risposta sismica locale.

In generale, allora, si ipotizza che i vari strati di terreno abbiano pressoché un andamento orizzontale, per cui si potrebbe che la propagazione delle onde avvenga secondo una sola direzione, attraverso materiali che ammettono un margine di comportamento di tipo non lineare; per tale motivo si adotta quindi una schematizzazione del terreno di tipo monodimensionale.

L'equazione del moto di un sistema ad un grado di libertà si determina dall'integrale generale della seguente equazione differenziale:

$$m \cdot \ddot{v} + c \cdot \dot{v}(t) + k \cdot v(t) = -m \cdot \ddot{v}_i(t) \quad (3.2)$$

dove:

m: massa del sistema

c: smorzamento

k: rigidità

v(t): spostamento

Considerando un sistema di tipo non lineare, la rigidità e lo smorzamento cambiano al variare della deformazione indotta della pulsante, ciò significa che, all'evolversi del moto, cambiano i valori di k e di c in funzione dello spostamento e della velocità. Quanto detto vale per sistemi ad un solo grado di libertà, tuttavia il terreno è assimilabile ad un sistema a più gradi di libertà, che può essere ricondotto ad un sistema ad un grado di libertà considerandolo come una struttura finita e monodimensionale, dotata di una sola rigidità a taglio e masse che, concentrate in corrispondenza dei gradi di libertà prescelti, traslino orizzontalmente lungo uno stesso piano verticale in presenza di moto (Seed e Idris, 1968). Quanto appena detto è rappresentato nella Figura 3.33.

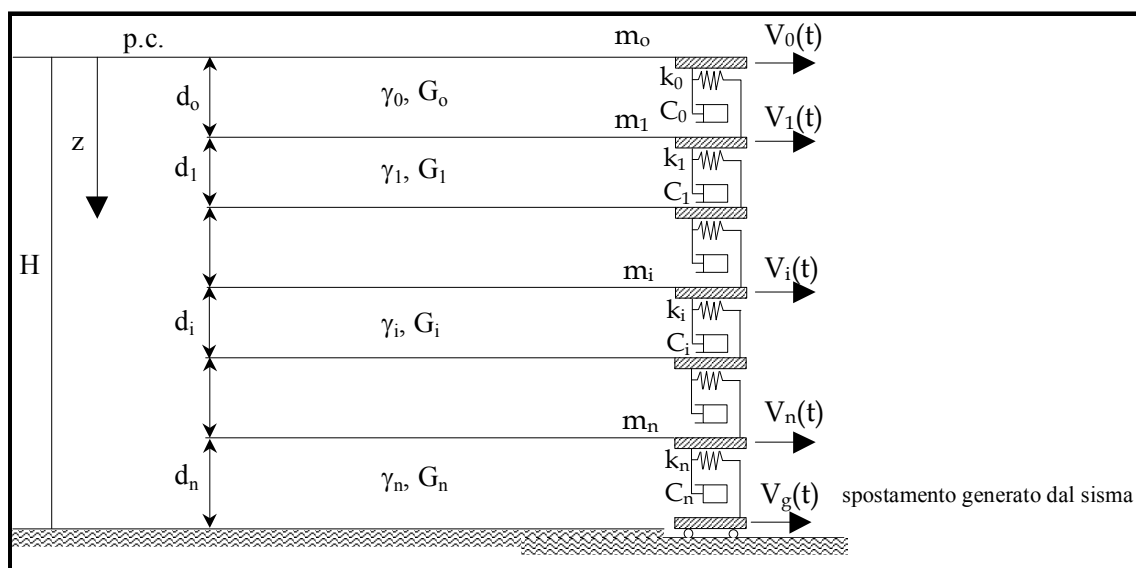


Figura 3.33 – Schematizzazione di un sistema a più gradi di libertà, secondo il modello a masse concentrate.

Ad ogni strato compete una massa proporzionale alla densità, in relazione alla distanza tra i due gradi di libertà consecutivi; una molla dalle caratteristiche non lineari rappresenta la rigidezza a taglio, ed un pistoncino rappresentante lo smorzamento viscoso.

Per effettuare un'analisi non lineare, oltre alla conoscenza delle costituzione litologica e geotecnica dei terreni di fondazione, è necessario conoscere il comportamento sotto carichi dinamici del terreno.

In particolare per effettuare un'analisi lineare equivalente è fondamentale conoscere le curve $G-\gamma$ e $\xi-\gamma$, dove G è il modulo di taglio, ξ lo smorzamento e γ la deformazione a taglio.

Queste leggi possono determinarsi solo mediante prove dinamiche di laboratorio.

Nella presente tesi, per tutti i sondaggi analizzati, al fine di tracciare le curve $G-\gamma$ è stata utilizzata la relazione di Yokota, distinguendo i valori per la sabbia e quelli per l'argilla.

La relazione trovata da Yokota, relativa al decadimento del modulo elastico tangenziale G con il livello di deformazione γ è:

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \gamma(\%)^\beta} \quad (3.3)$$

dove:

$G(\gamma)$ = modulo elastico tangenziale dipendente dalla deformazione;

γ = deformazione di taglio in %;

G_0 = valore del modulo di taglio iniziale o a piccole deformazioni;

α, β = costanti dipendenti dal tipo di terreno;

La relazione utilizzata relativamente alla variazione dello smorzamento D con il livello di deformazione γ è:

$$D(\gamma)(\%) = \eta \cdot \exp\left[-\lambda \cdot \frac{G(\gamma)}{G_0}\right] \quad (3.4)$$

Per quanto riguarda la scelta dei coefficienti del terreno (α , β , η , λ) sono stati adottati i seguenti valori:

- Per le sabbie e limi i valori dei coefficienti utilizzati sono:

$$\alpha = 690; \quad \beta = 1; \quad \eta = 0.23; \quad \lambda = -2.21;$$

- Per le argille i valori dei coefficienti utilizzati sono:

$$\alpha = 4019.01; \quad \beta = 1.2; \quad \eta = 0.33; \quad \mu = -2.4;$$

3.8.2 Calcolo della risposta sismica locale con il codice di calcolo 1-D Geodin

Il presente lavoro si avvale anche del codice di calcolo Geodin (Maugeri, Frenna, 1987), che permette di valutare la risposta del terreno in superficie secondo il modello sopra citato. In esso la variazione di rigidezza al crescere della deformazione è valutata senza la ricostruzione puntuale del ciclo di isteresi, ma passando attraverso stati elastici successivi nel dominio nel tempo.

Si ipotizza quindi che il generico istante il sistema vibrante sia elastico con rigidezza e smorzamento dipendenti dallo stato di deformazione corrente, ottenendo un sistema lineare ad ogni istante di tempo considerato. Le leggi di deformazione, in termini di rigidezza e smorzamento sono state valutate secondo quanto descritto nel paragrafo 3.8.1.1.

La risoluzione dello schema avviene integrando l'equazione del moto mediante il metodo di Newmark; i risultati vengono forniti in termini di spostamento, velocità e accelerazione in superficie. Il programma fornisce anche gli spettri di risposta elastici in superficie calcolando l'integrale di Duhamel per assegnati valori del rapporto di smorzamento.

Il codice di calcolo Geodin, consente pertanto di implementare nel campo monodimensionale, un modello di terreno a comportamento isteretico semplificato per la risposta sismica non lineare del terreno.

Il programma, alla funzione "analisi per onde di taglio", selezionabile dal uno dei menu presenti, restituisce i valori di spostamento velocità e accelerazione per ogni combinazione stratigrafica e accelerogramma in base ad opportuni parametri inseriti, tra cui le leggi di

attenuazione e le leggi di variazione di smorzamento e del modulo di taglio. E' stato dato inoltre un tempo di visualizzazione della risposta pari a circa 20 secondi ed un passo costante di integrazione pari a 0.001. L'analisi per onde di taglio, calcola la risposta in campo non lineare con il metodo "step by step" dell'integrale di Newmark. Riportiamo i valori ottenuti e, di seguito, i grafici della risposta in termini di accelerazione massima.

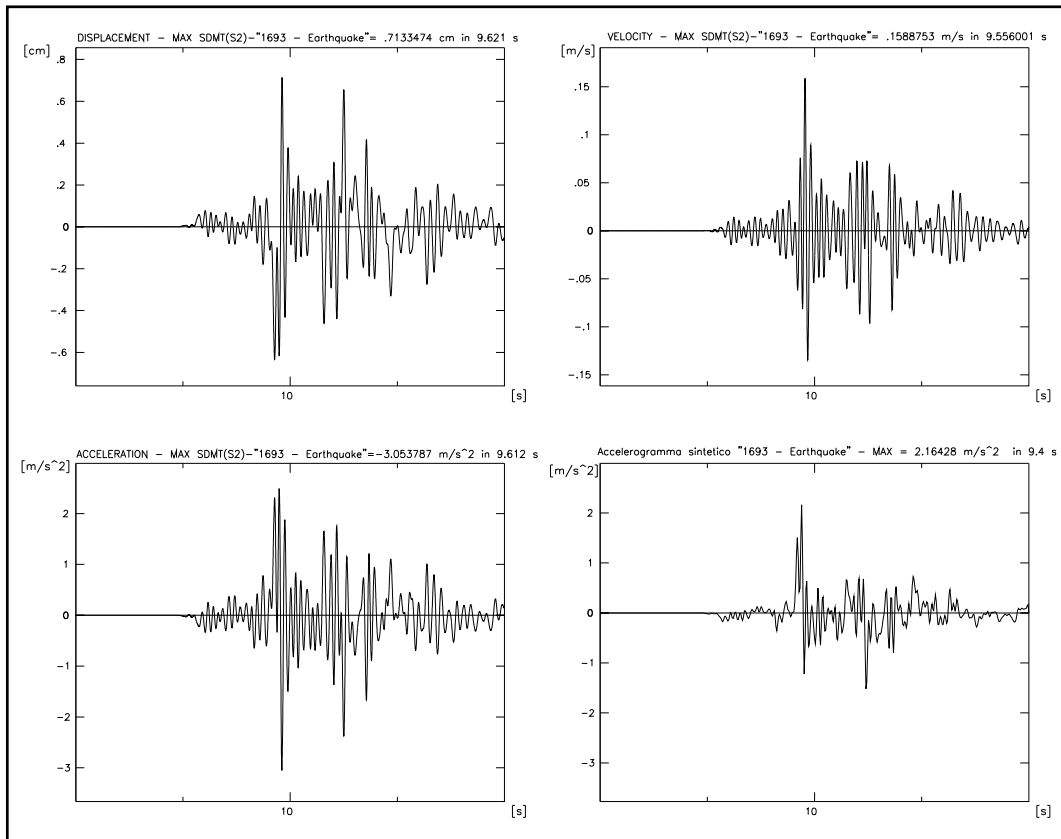


Figura 3.34 – Risposta calcolata in corrispondenza del sondaggio S2 per l’evento del 1693.

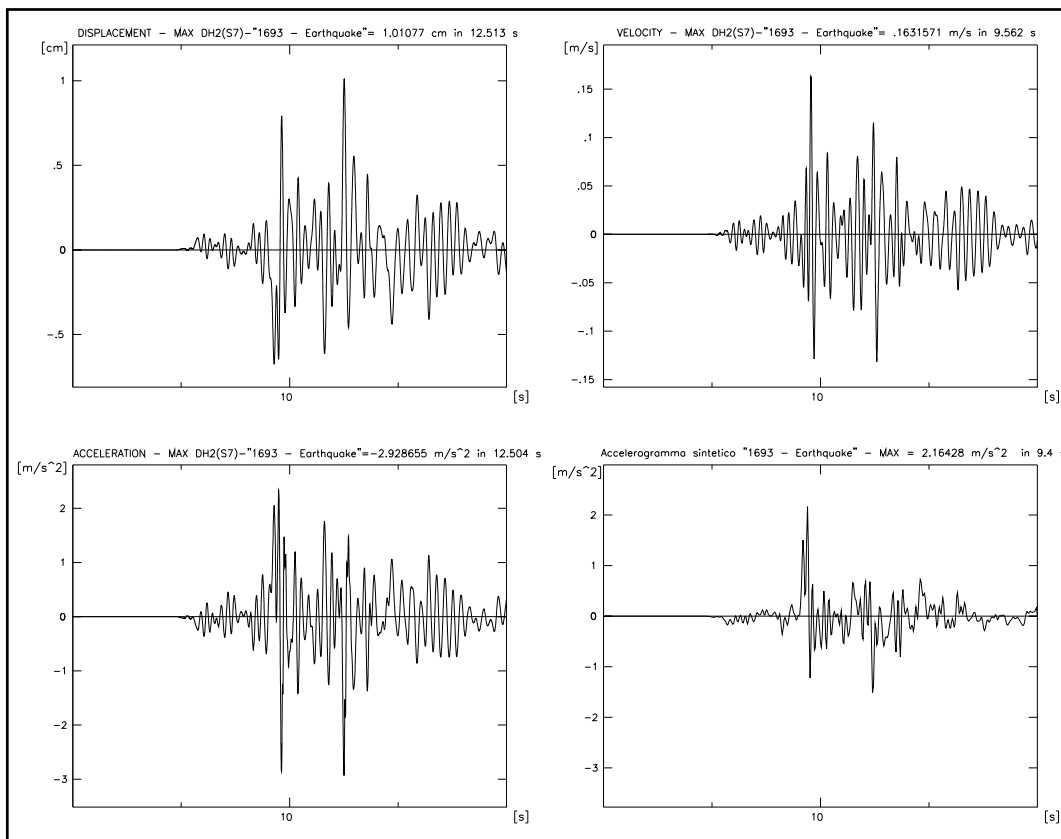


Figura 3.35 – Risposta calcolata in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1693.

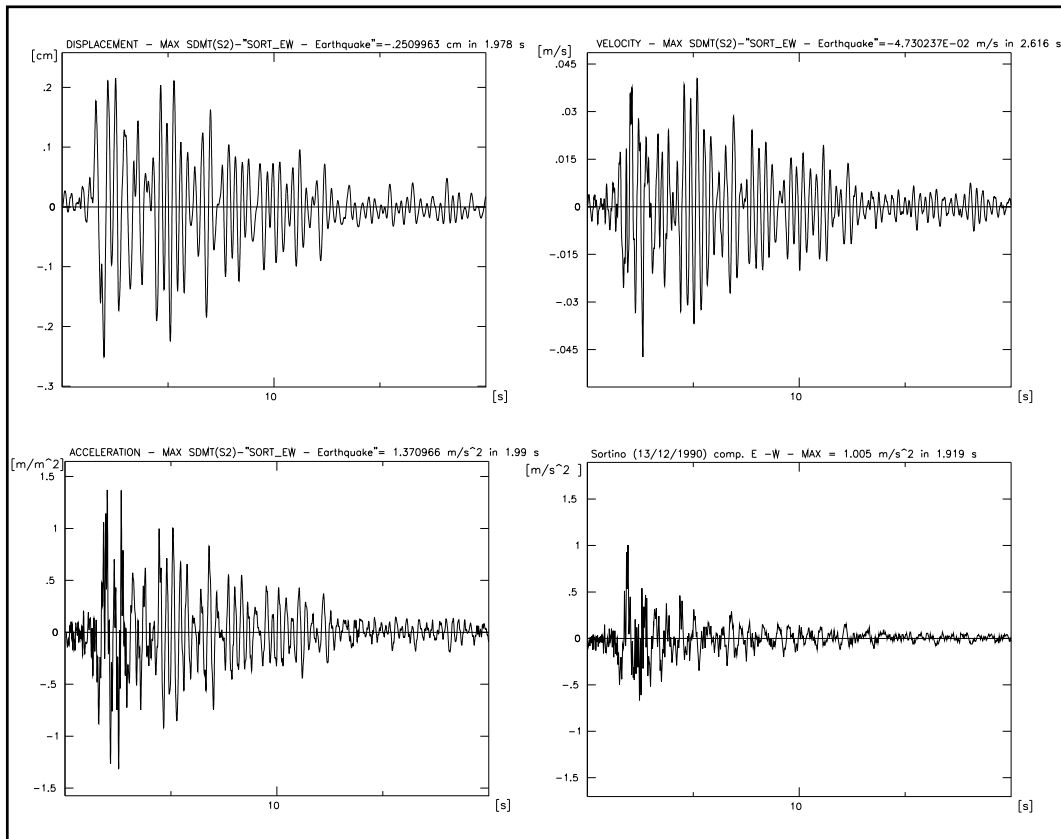


Figura 3.36 – Risposta calcolata in corrispondenza del sondaggio S2 per l’evento del 1990.

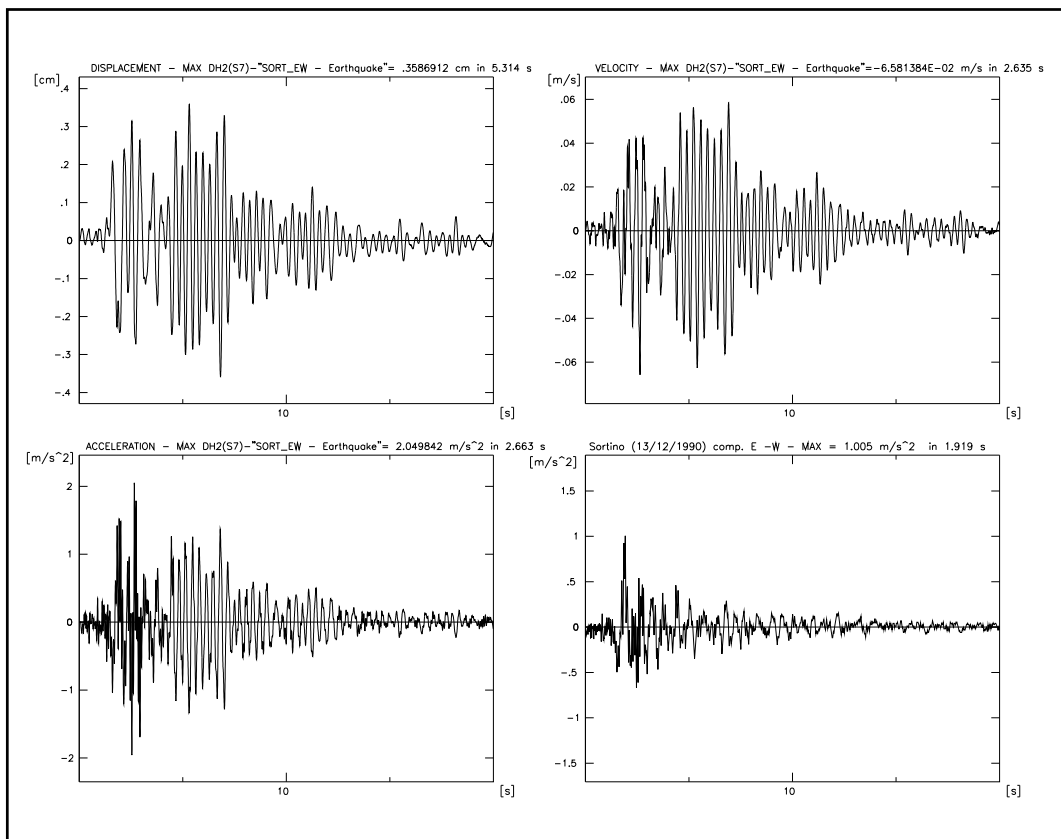


Figura 3.37 – Risposta calcolata in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1990.

3.8.3 Calcolo della risposta sismica locale con il codice di calcolo 1-D Eera

Successivamente, sono state condotte una serie di analisi mediante EERA (*Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*, Bardet et al., 2000) in tensioni totali, che hanno permesso una valutazione del profilo di accelerazione e deformazione tangenziale massime lungo le verticali identificate come S2 ed S7.

Il codice Eera tiene in considerazione il comportamento ciclico del terreno mediante l'implementazione di un modello lineare-equivalente. Dal punto di vista informatico esso si presenta integrato completamente all'interno di un foglio di calcolo di EXCEL e fornisce alcune parametri utili a descrivere le caratteristiche del terreno in esame e dei relativi strati.

Il codice di calcolo *EERA* valuta la risposta sismica di un deposito di terreno, schematizzandolo come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici.

Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_{max} , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume γ (o dalla densità di massa $\rho = \gamma/g$) e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato $(G/G_0 - \gamma)$ e le corrispondenti curve dello smorzamento $(D - \gamma)$ con la deformazione di taglio γ .

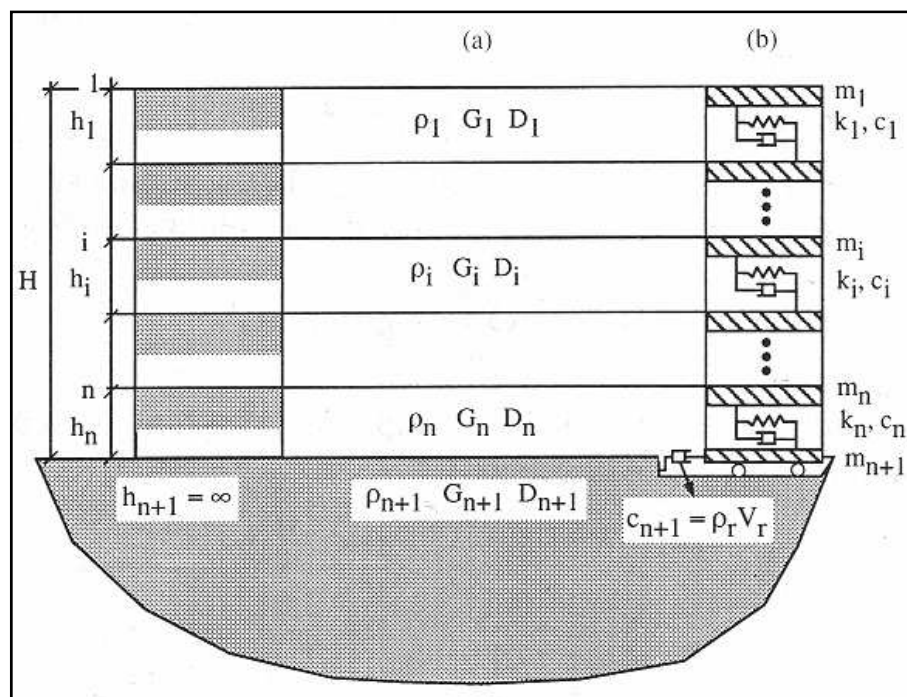


Figura 3.38 – Modello a strati continui adottato da EERA.

Il codice esegue un'analisi visco-elastica lineare equivalente che consiste in una serie di analisi lineari, con aggiornamento successivo dei valori della rigidezza a taglio $G(\gamma)$ e dello smorzamento $D(\gamma)$ fino al soddisfacimento di un criterio di convergenza sulle deformazioni. La procedura lineare equivalente include le seguenti fasi: assunto l'accelerogramma associato al terremoto di riferimento e ottenuto da esso, mediante le trasformate dirette (FFT), il corrispondente spettro di Fourier, la funzione di trasferimento consente di ottenere lo spettro lungo la superficie di separazione tra due generici strati contigui. Da esso, con un'operazione inversa (IFFT), si ottiene il corrispondente l'accelerogramma nel dominio del tempo e mediante doppia integrazione nel tempo, si ricavano gli spostamenti orizzontali alla profondità considerata e, derivandoli rispetto a z , si valuta la variazione temporale della deformazione di taglio insieme al suo valore massimo, Figura 3.1.2.

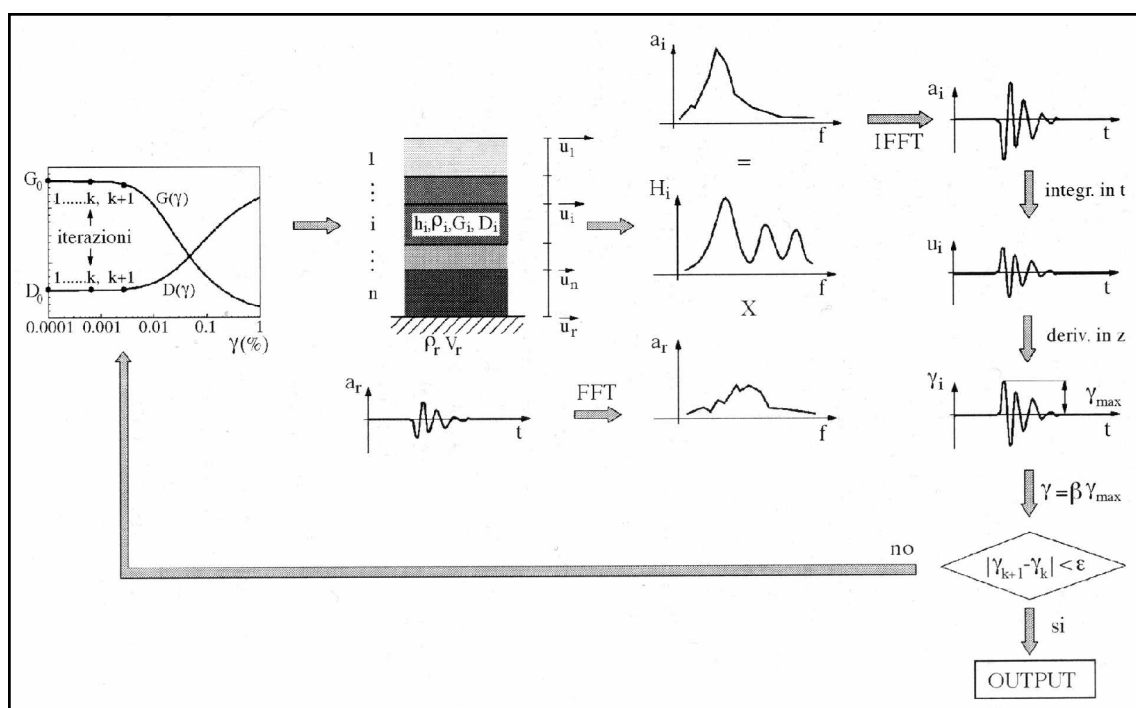


Figura 3.39 –Rappresentazione schematica dell’algoritmo per l’analisi lineare equivalente utilizzato dal codice EERA (Lanzo e Silvestri, 1999).

La deformazione di taglio effettiva, da utilizzare per il passo successivo, è fornita dalla seguente relazione:

$$\gamma_{eff}^i = R_\gamma \gamma_{max}^i \quad (3.5)$$

avendo indicato con R_γ il rapporto, uguale per tutti gli strati, tra la deformazione effettiva e quella massima; questo rapporto dipende dalla magnitudo M del sisma considerato secondo la relazione:

$$\gamma_{eff}^i = R_\gamma \gamma_{max}^i \quad (3.6)$$

Si confronta tale deformazione di taglio calcolata con quella adottata nella valutazione di $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ effettuata nella fase precedente: se la differenza tra la deformazione assunta e quella calcolata è minore di una tolleranza prefissata (equazione (3.7)), l'analisi si arresta; in caso contrario con il nuovo valore di γ ed utilizzando le curve $G/G_{max-\gamma}$ e $D-\gamma$ definite dall'utente all'inizio dell'analisi, si ricavano i corrispondenti nuovi valori di G e D e si ripete la procedura descritta fino a quando è soddisfatto il criterio di convergenza descritto

$$\gamma_{eff}^{(i+1)} - \gamma_{eff}^{(i)} < \varepsilon \quad (3.7)$$

L'accuratezza del calcolo numerico dipende dal numero N di strati utilizzati per schematizzare il deposito. Una regola per ottimizzare la discretizzazione è quella di prevedere almeno 3-4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_S . Ciò comporta che, se f_{max} è la frequenza fondamentale dell'input sismico, lo spessore massimo h_{max} da assegnare all'elemento deve essere:

$$h = \left(\frac{1}{8} + \div \frac{1}{5} \right) \frac{V_S}{f_{max}} \quad (3.8)$$

dove V_S rappresenta la velocità di propagazione delle onde del materiale costituente l'elemento e f_{max} è la massima frequenza considerata nell'analisi (in genere 20-25 Hz).

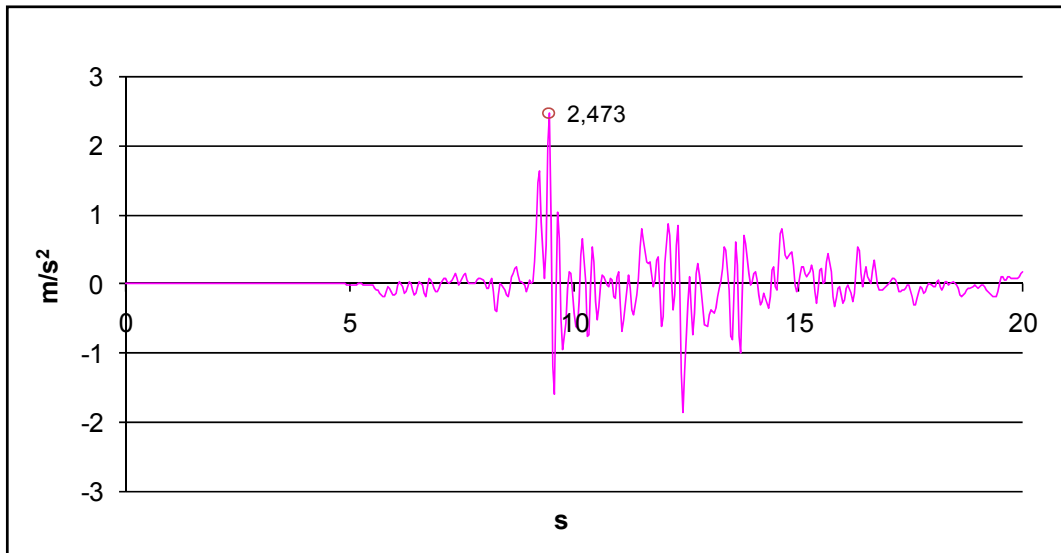


Figura 3.40 – Accelerogramma di risposta calcolata con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

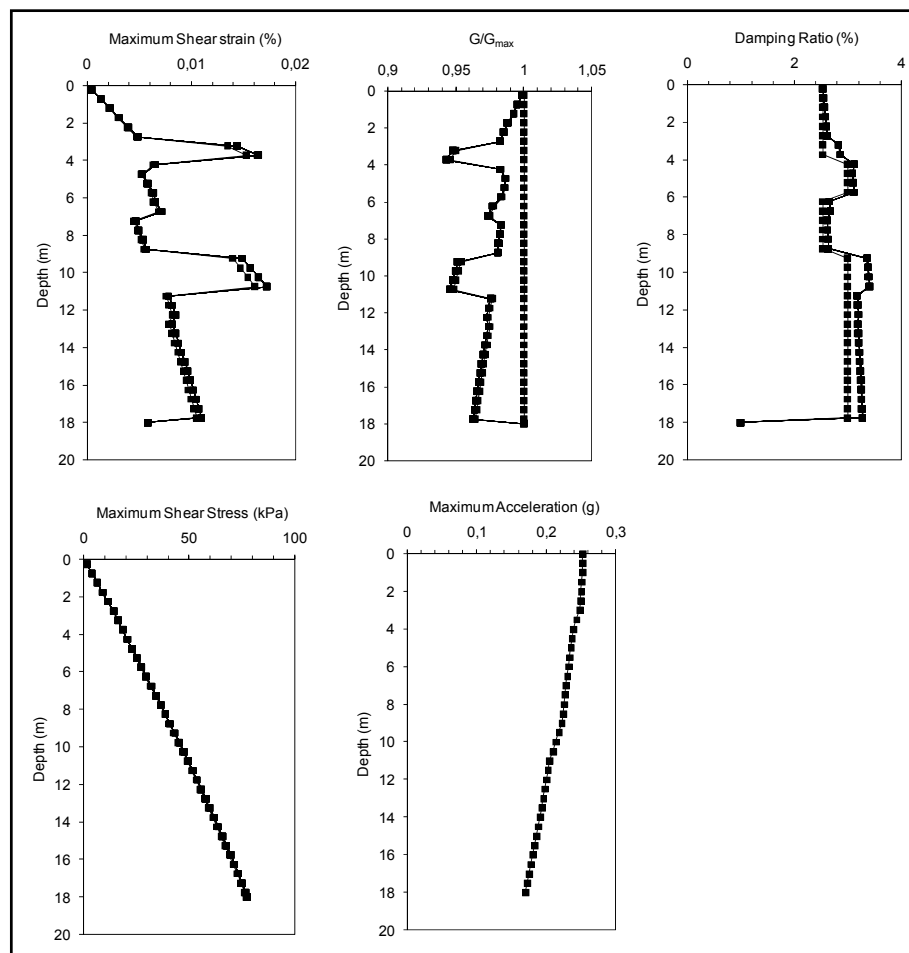


Figura 3.41 – Parametri di tenso-deformativi calcolati con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

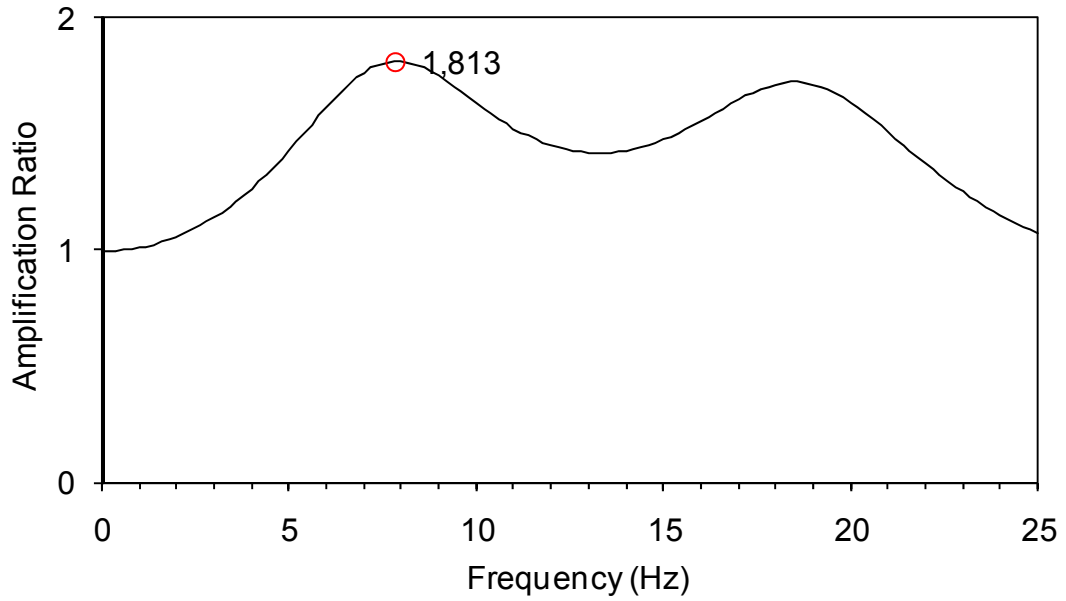


Figura 3.42 – Rapporto di amplificazione calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

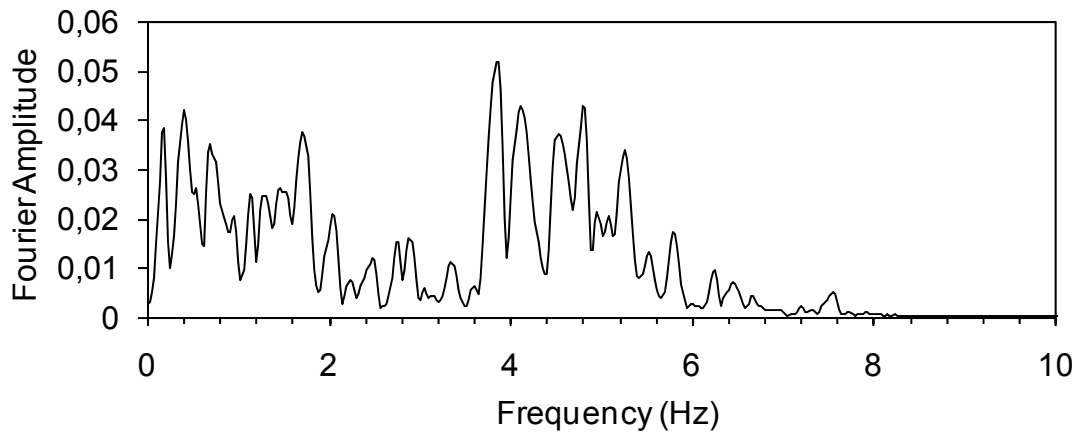


Figura 3.43 – Spettro di Fourier calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

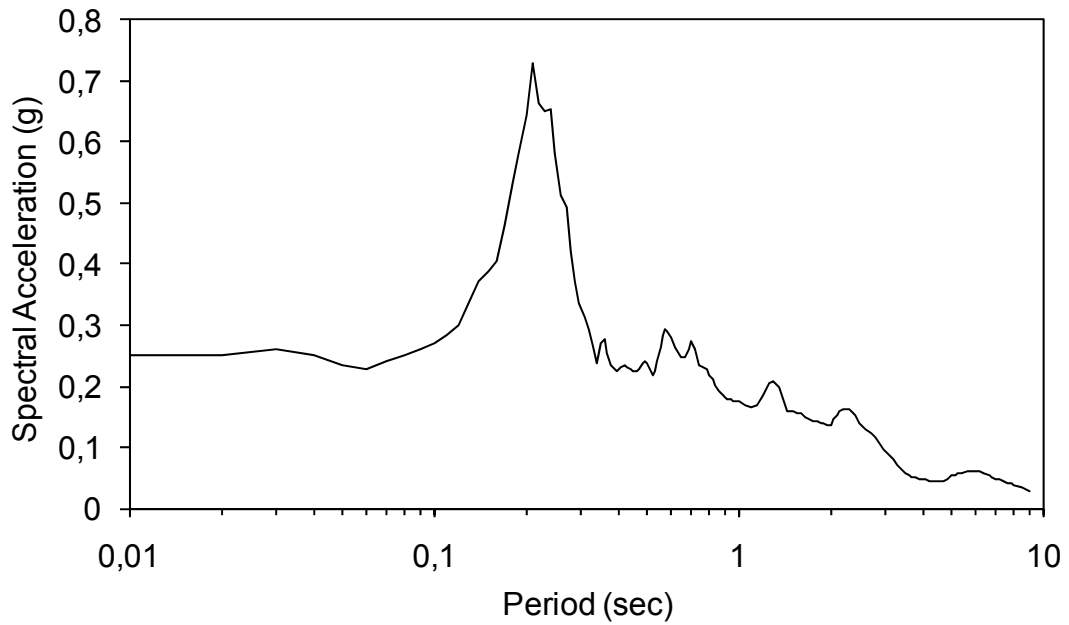


Figura 3.44 – Spettro di risposta, calcolato per $\xi=5\%$ con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

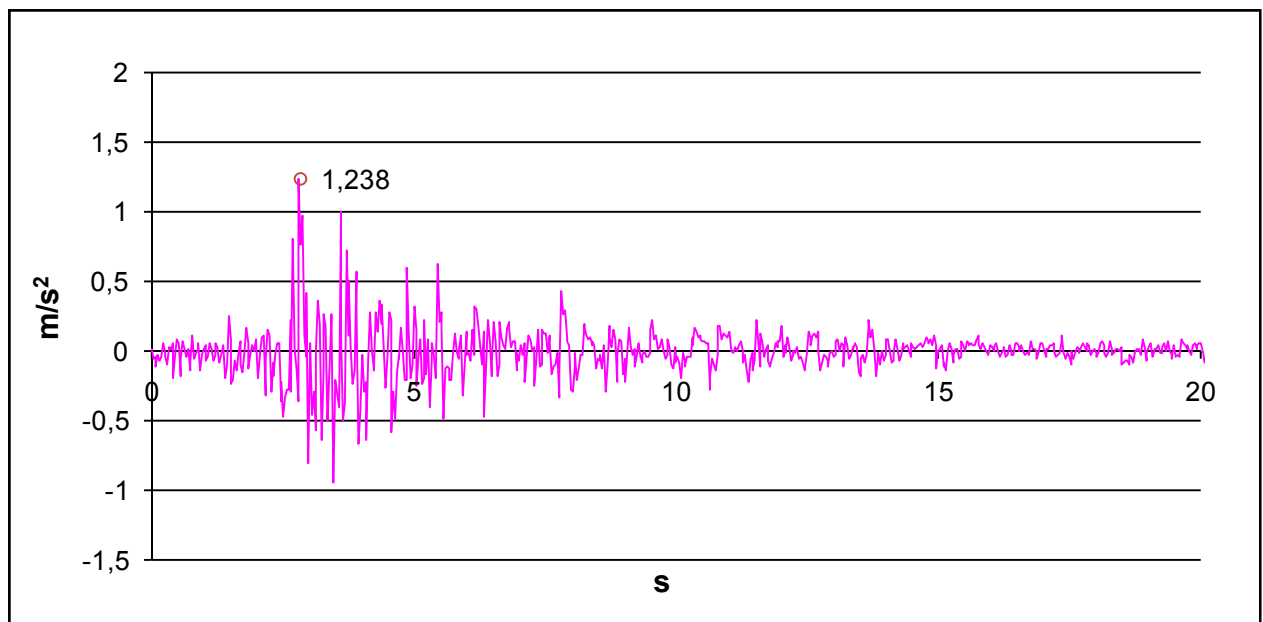


Figura 3.45 – Accelerogramma di risposta calcolata con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1990.

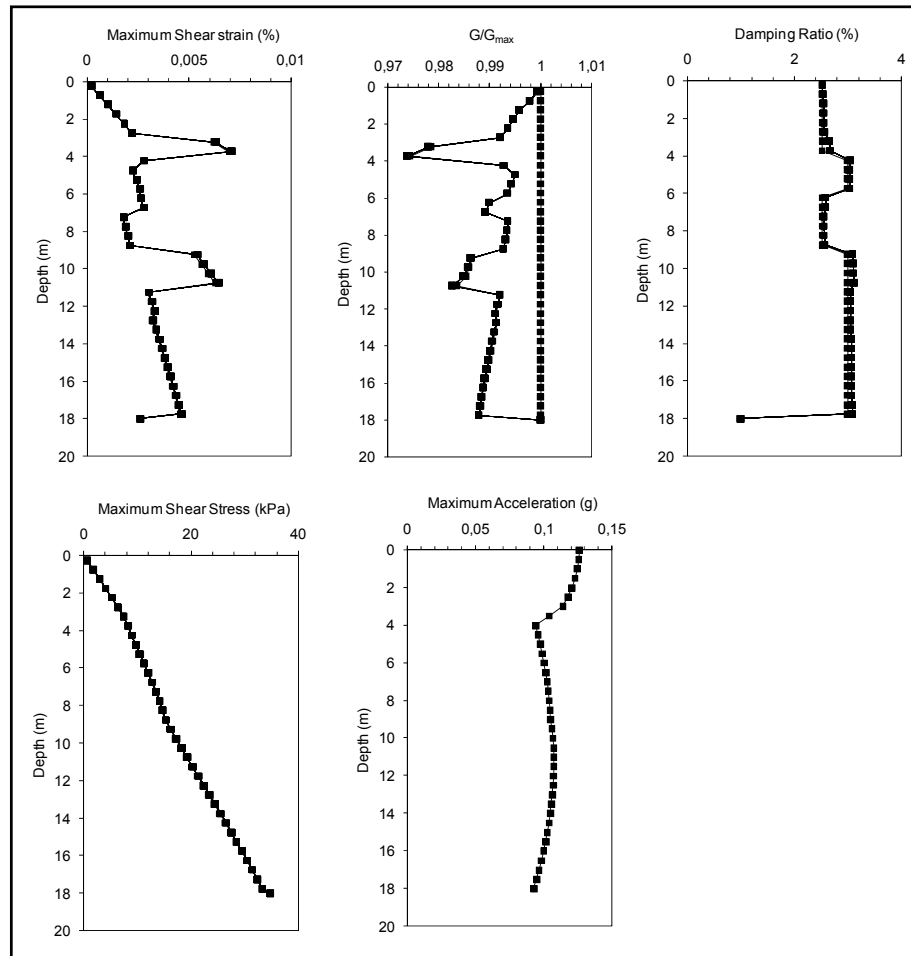


Figura 3.46 – Parametri di tenso-deformativi calcolati con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l’evento del 1990.

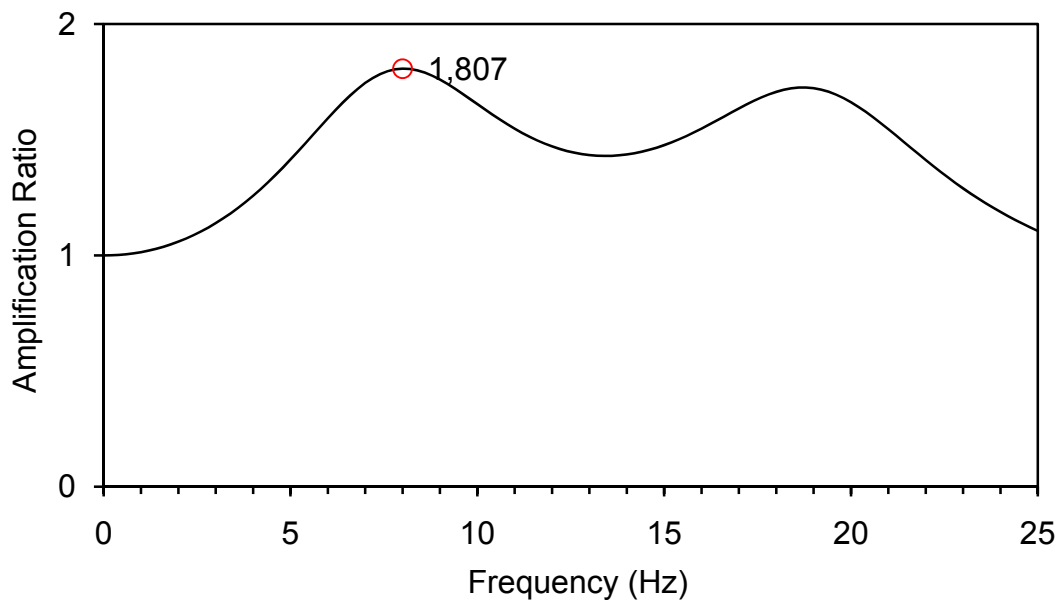


Figura 3.47 – Rapporto di amplificazione calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l’evento del 1990.

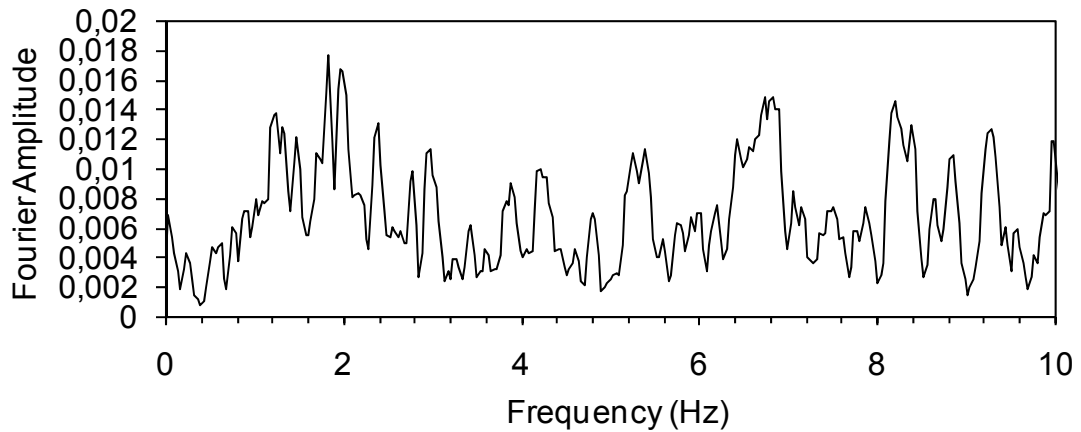


Figura 3.48 – Spettro di Fourier calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1990.

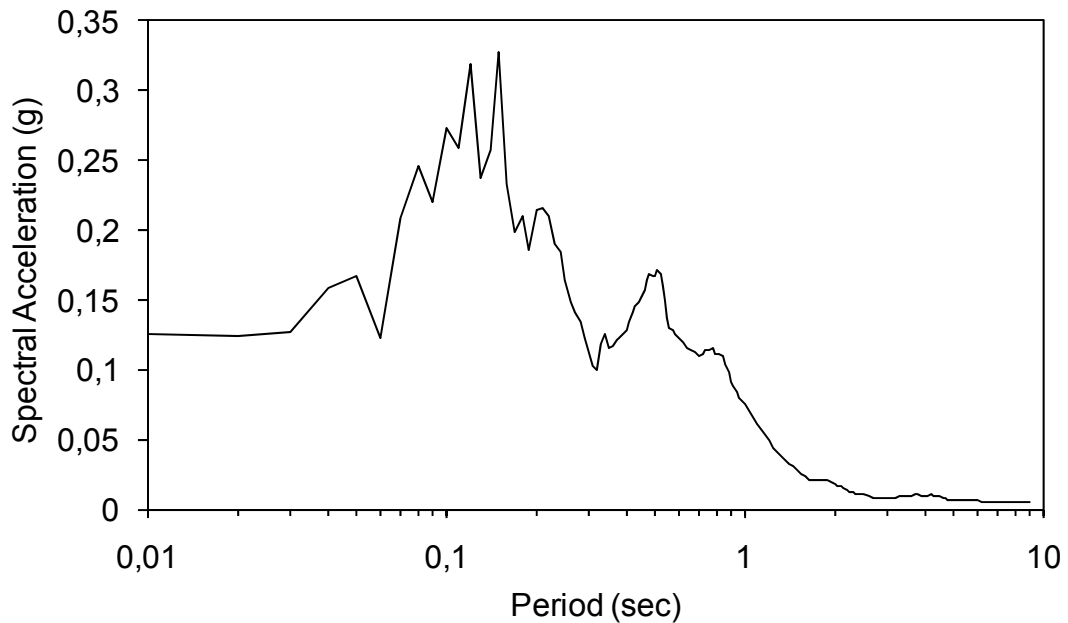


Figura 3.49 – Spettro di risposta, calcolato per $\xi=5\%$ con Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1990.

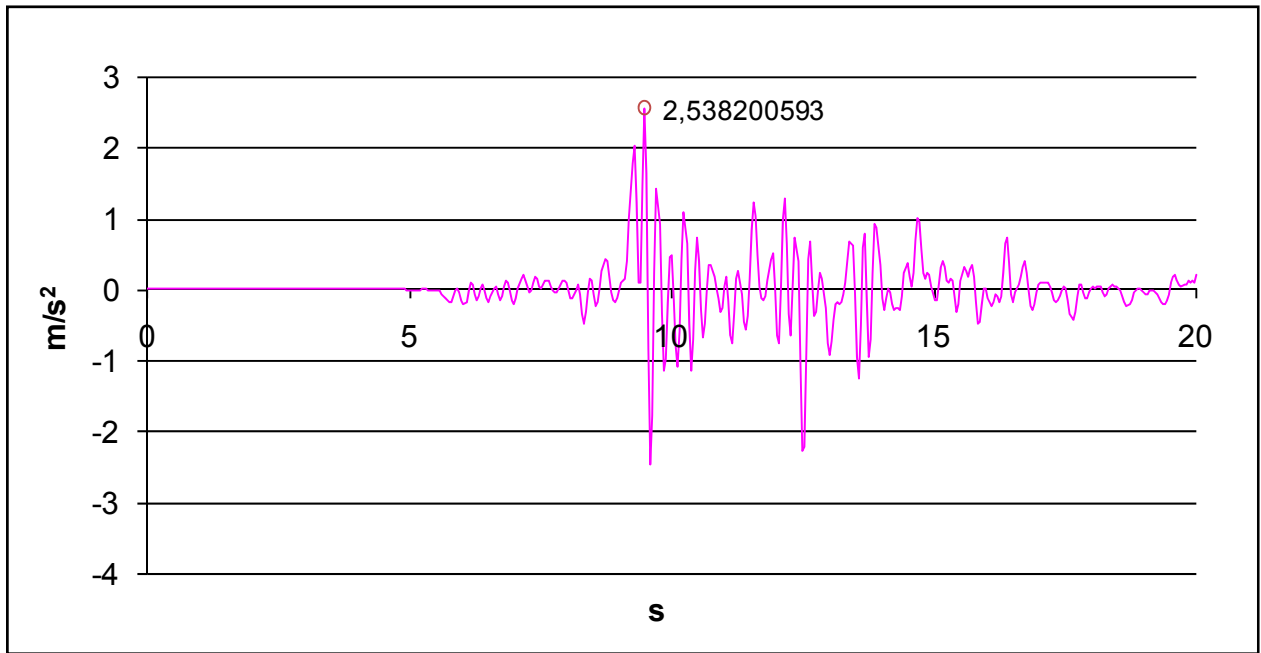


Figura 3.50 – Accelerogramma di risposta calcolata con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

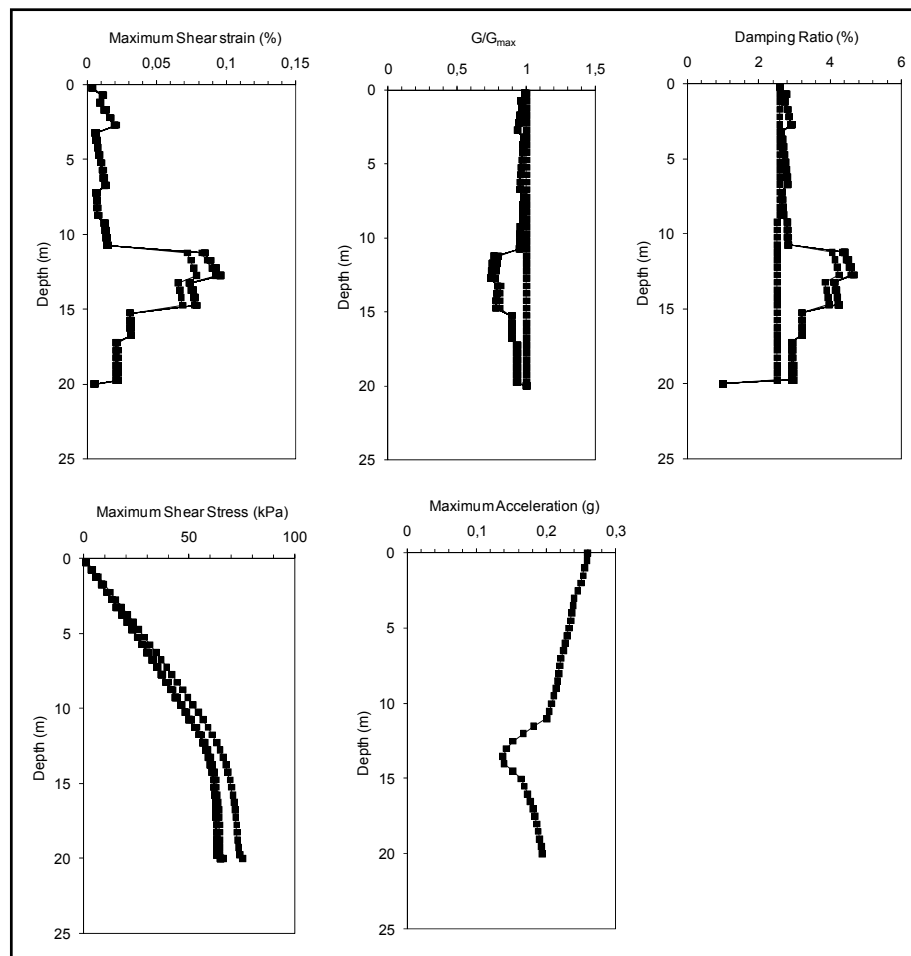


Figura 3.51 – Parametri di tenso-deformativi calcolati con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

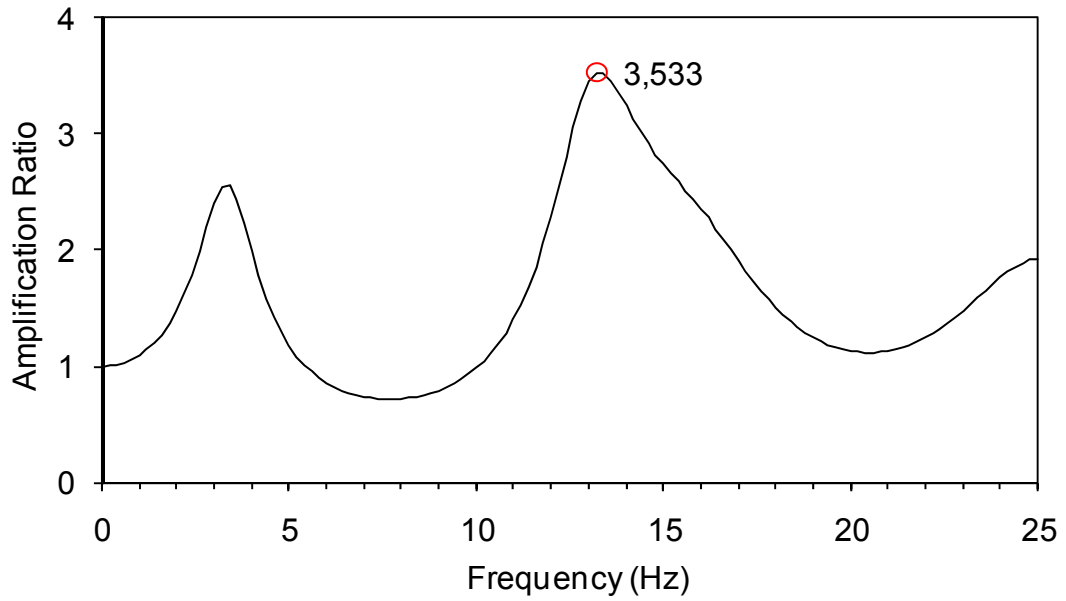


Figura 3.52 – Rapporto di amplificazione calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

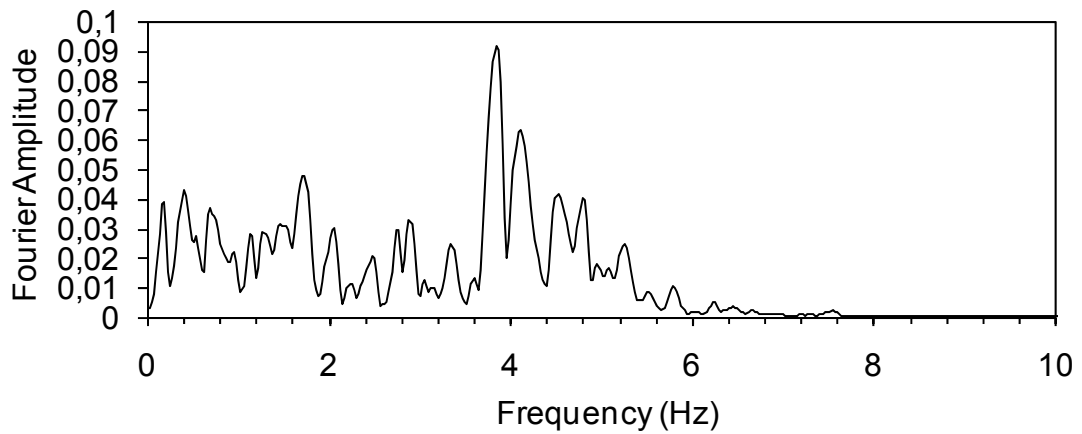


Figura 3.53 – Spettro di Fourier calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

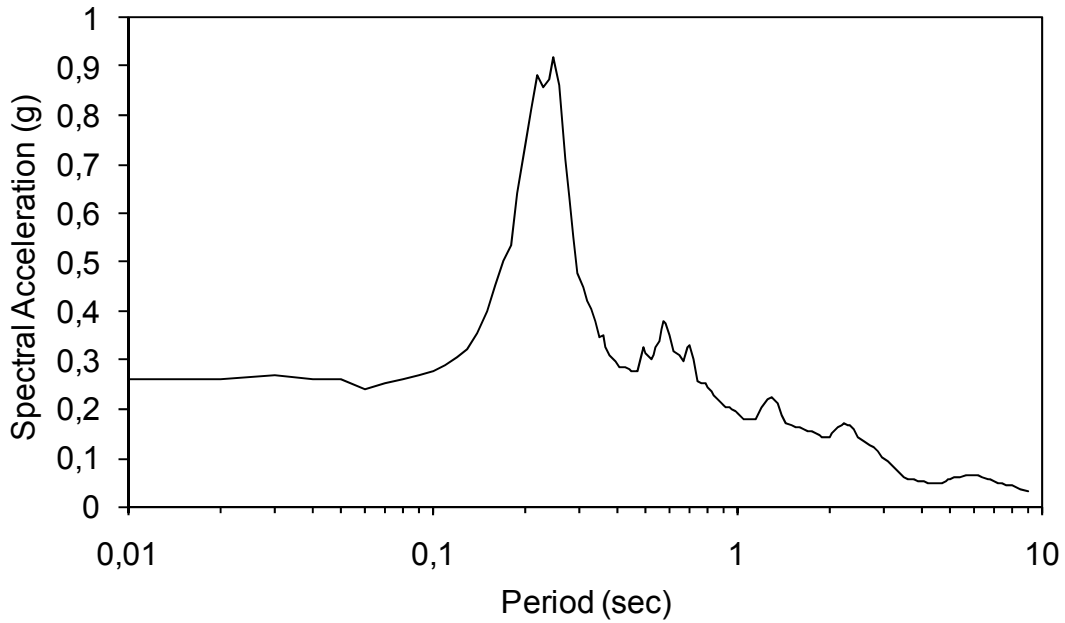


Figura 3.54 – Spettro di risposta, calcolato per $\xi=5\%$ con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

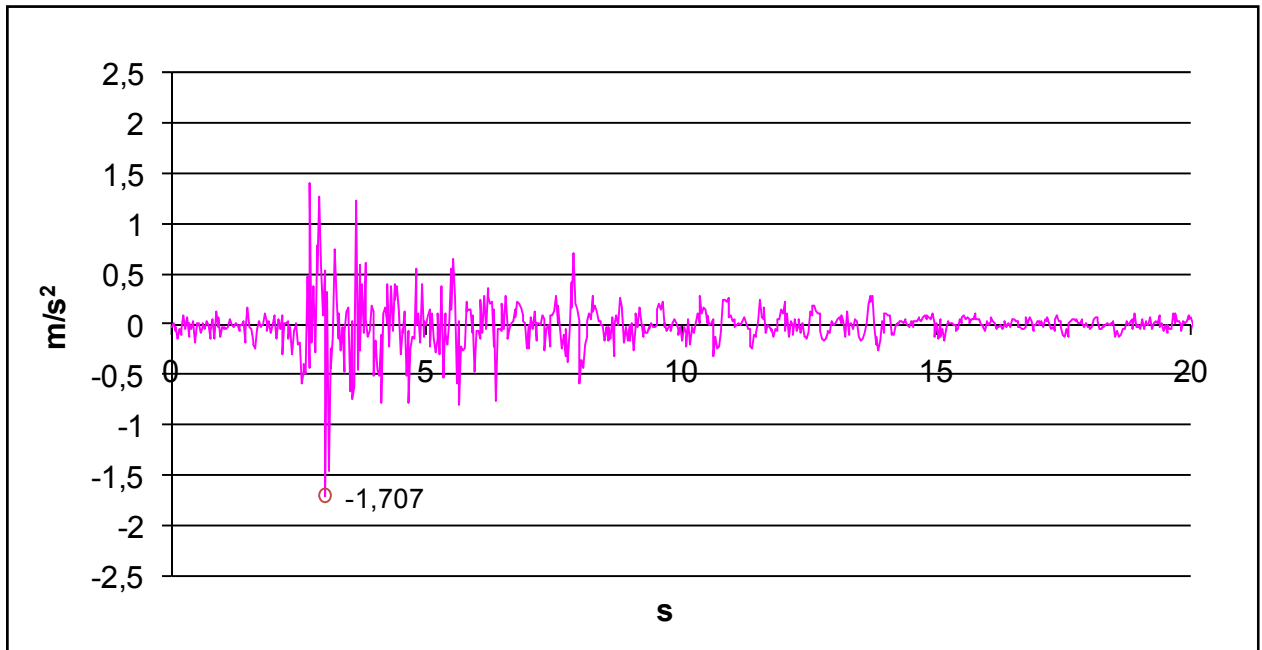


Figura 3.55 – Accelerogramma di risposta calcolata con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1990.

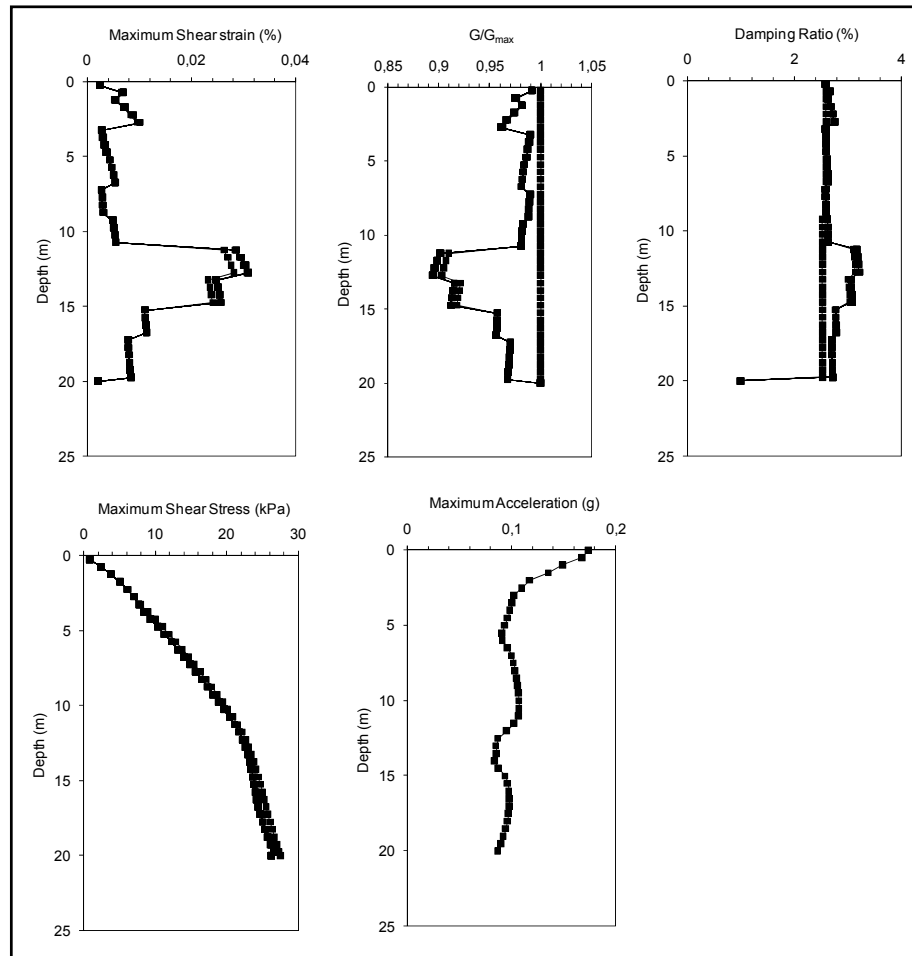


Figura 3.56 – Parametri di tenso-deformativi calcolati con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1990.

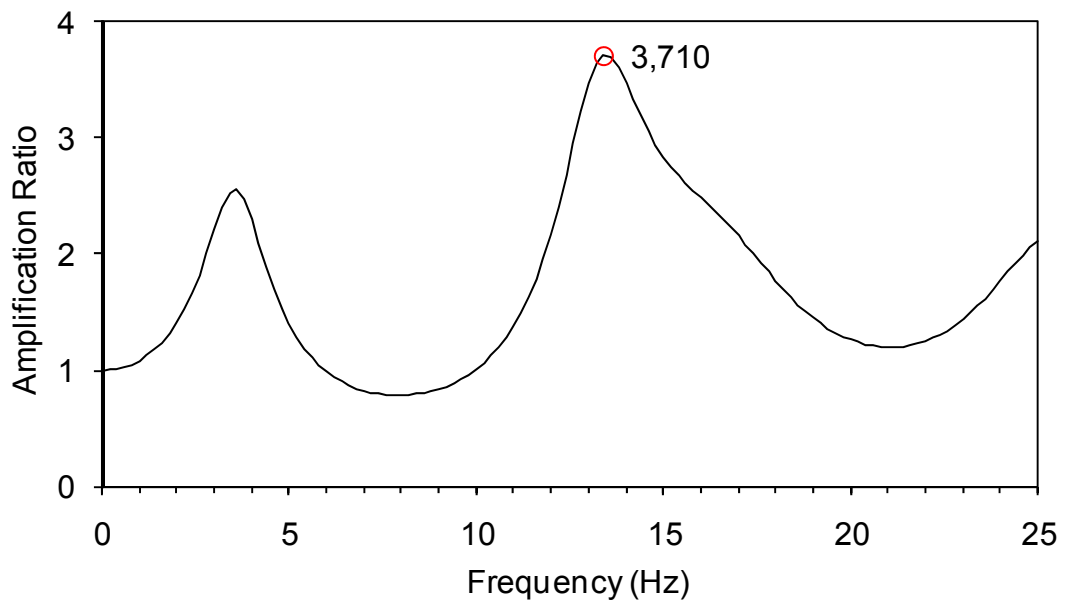


Figura 3.57 – Rapporto di amplificazione calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1990.

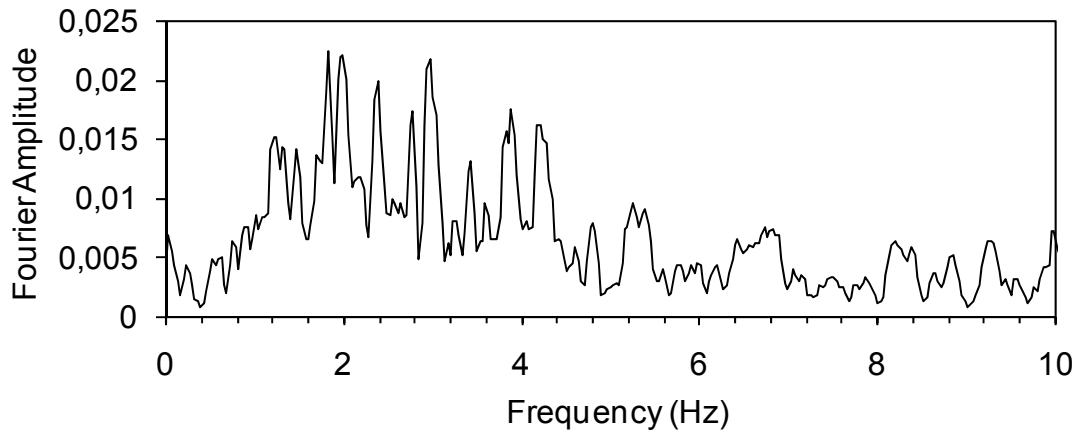


Figura 3.58 – Spettro di Fourier calcolato con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1990.

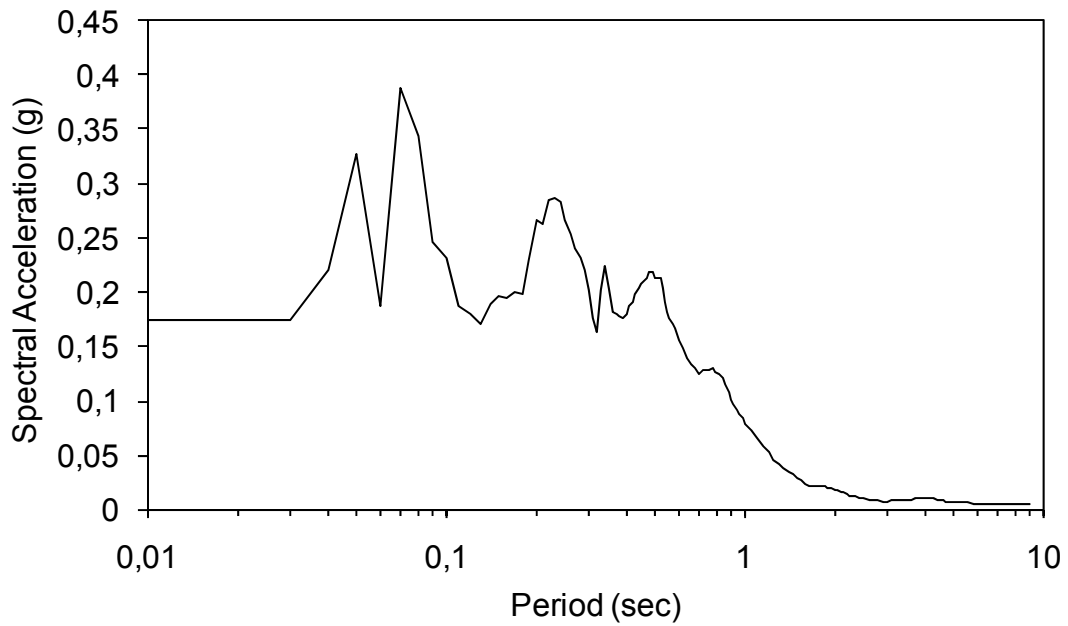


Figura 3.59 – Spettro di risposta, calcolato per $\xi=5\%$ con Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1990.

3.8.4 Confronto tra gli accelerogrammi ottenuti con i codici di calcolo GEODIN ed EERA

Le analisi condotte con i codici di calcolo GEODIN ed EERA, per ciascun evento sismico, sono state quindi messe a confronto tra di esse. Le sovrapposizioni, pertanto, sono state condotte nel dominio del tempo, in termini di profilo di accelerazioni massime con la profondità.

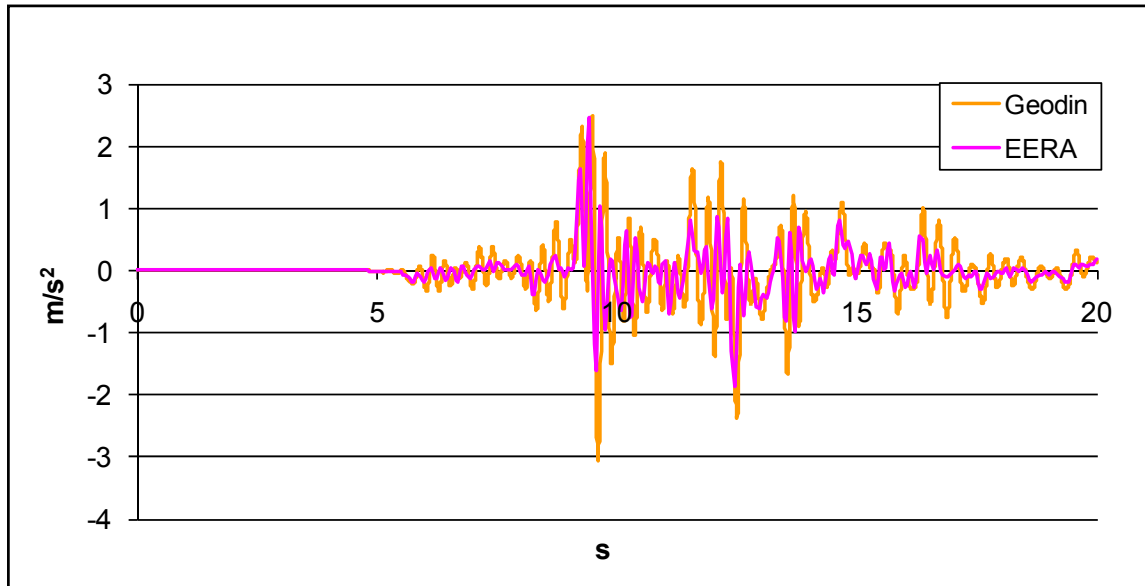


Figura 3.60 – Confronto tra le risposte calcolate con Geodin ed Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

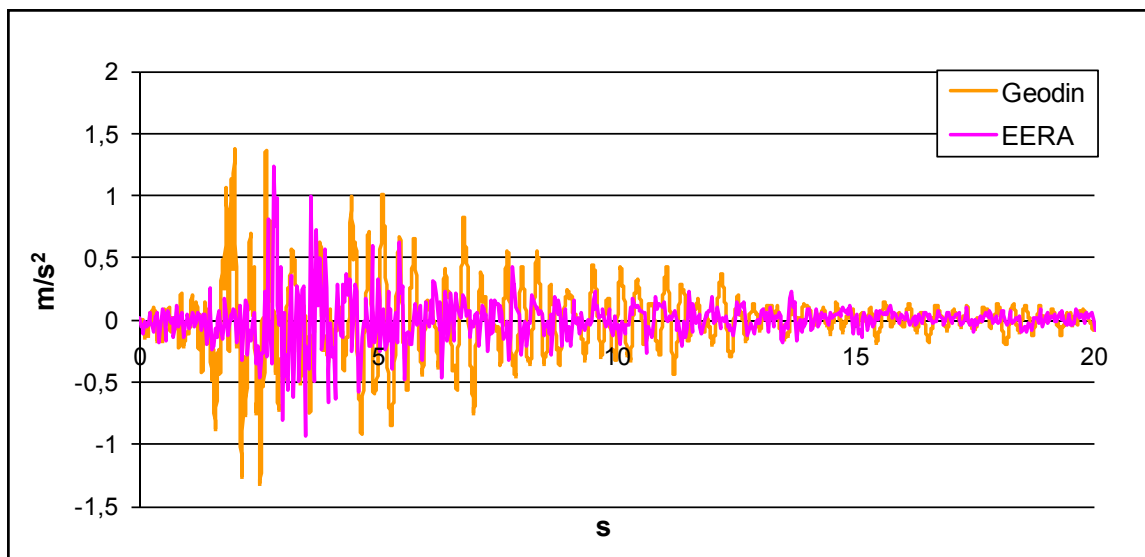


Figura 3.61 – Confronto tra le risposte calcolate con Geodin ed Eera, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1990.

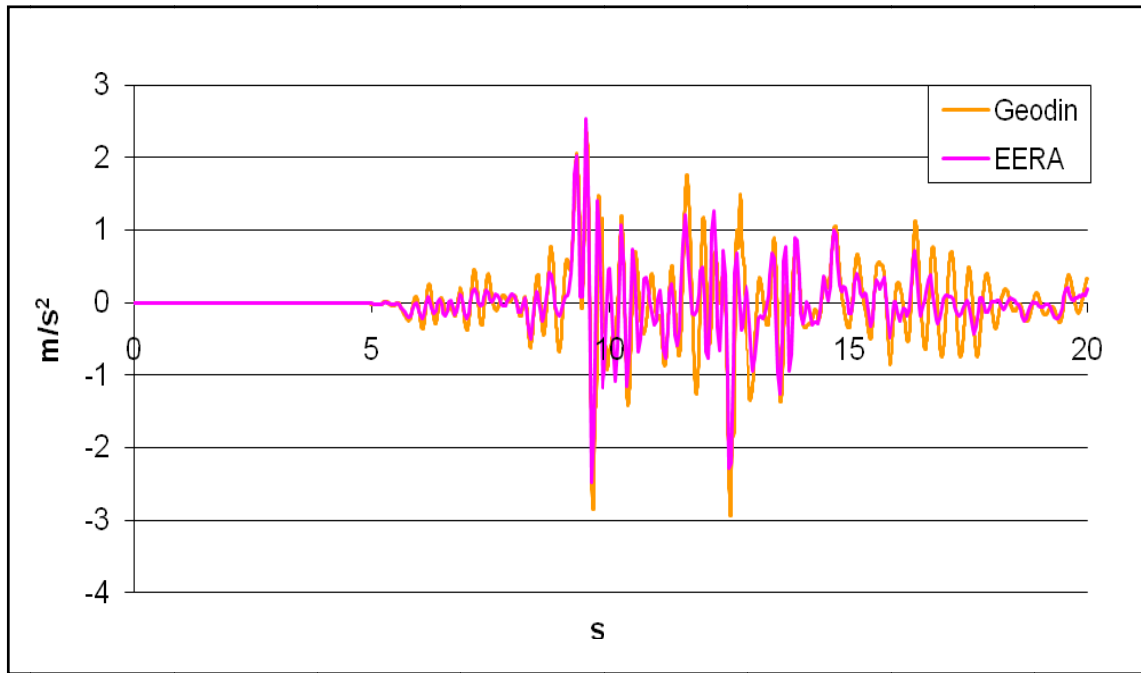


Figura 3.62 – Confronto tra le risposte calcolate con Geodin ed Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1693.

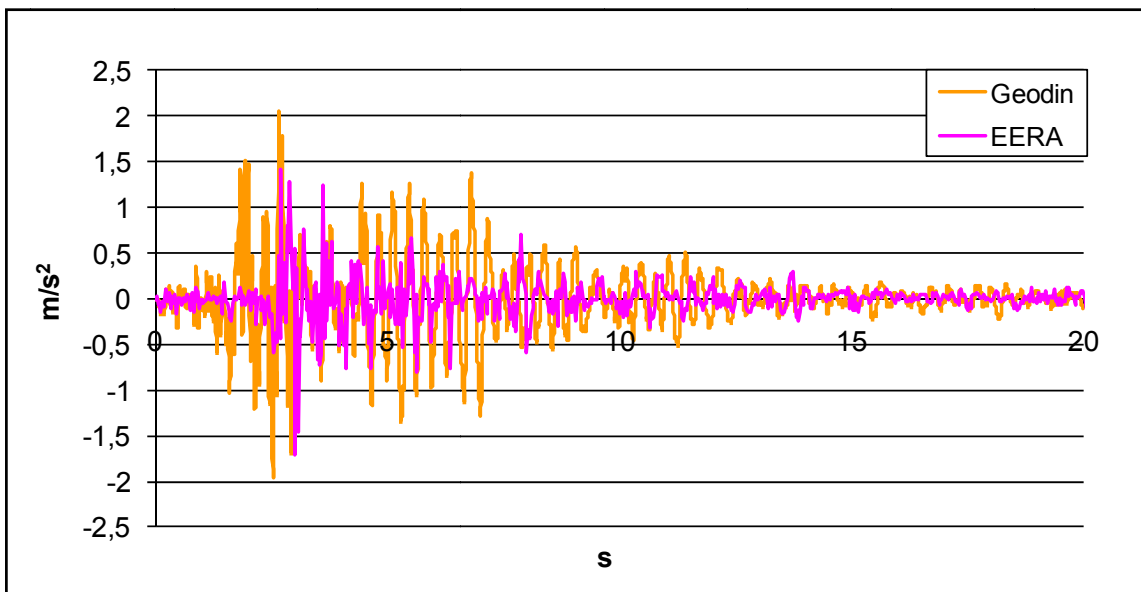


Figura 3.63 – Confronto tra le risposte calcolate con Geodin ed Eera, in corrispondenza del sondaggio S7 per l’evento del 1990.

3.8.5 Confronto tra i rapporti di amplificazione calcolati con il codice di calcolo EERA

Un confronto è stato effettuato anche in termini di rapporto di amplificazione, considerando l'effetto dello stesso input sismico sui due punti monitorati, in corrispondenza del sondaggio S2 ed S7.

Tale confronto è basato sui dati ottenuti tramite il codice di calcolo Eera, dal momento che Geodin non restituisce questo tipo di output.

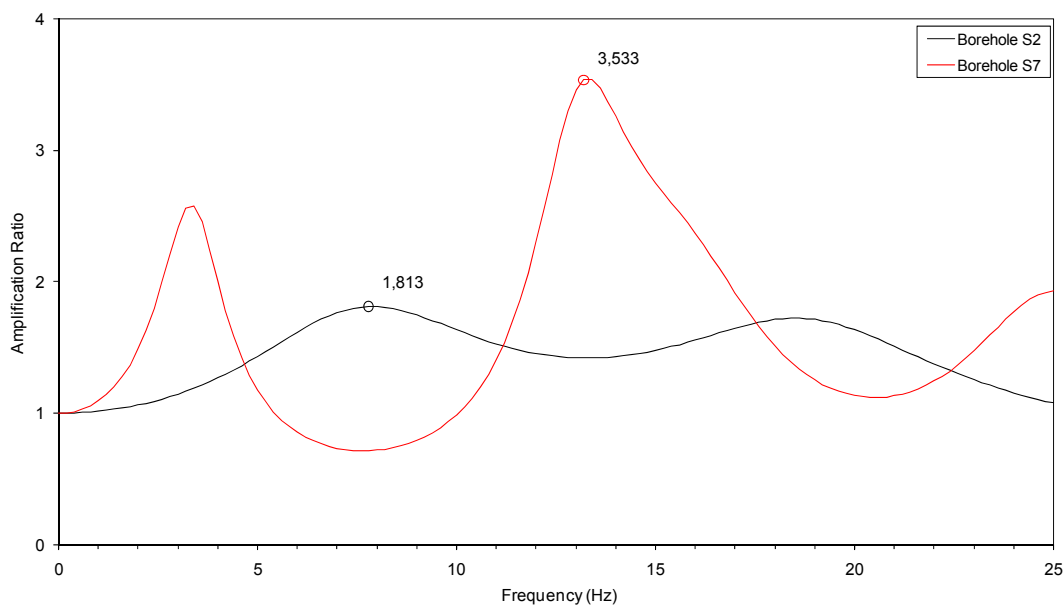


Figura 3.64 – Confronto tra rapporti di amplificazione, calcolati con Eera, in corrispondenza dei sondaggi S2 ed S7, per l'evento del 1693.

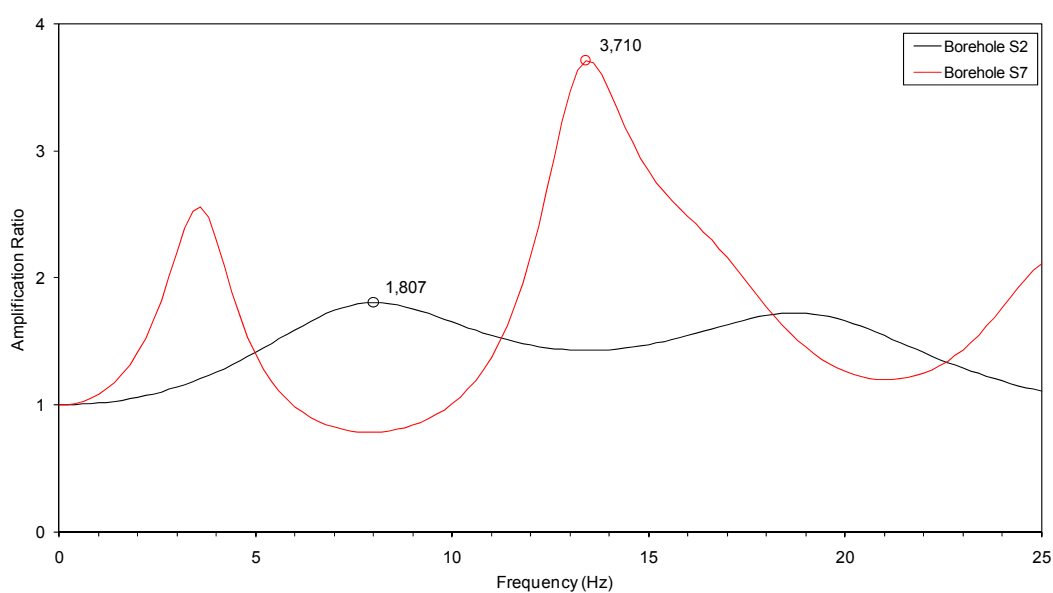


Figura 3.65 – Confronto tra rapporti di amplificazione, calcolati con Eera, in corrispondenza dei sondaggi S2 ed S7, per l'evento del 1990.

3.8.6 Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i codici di calcolo GEODIN ed EERA

Ai fini ingegneristici, i parametri che maggiormente interessano, in termini di risposta in superficie, sono dati dalla velocità e dall'accelerazione indotta dal sisma; in particolare, quest'ultima risulta fondamentale per il calcolo delle sollecitazioni indotte sulla struttura nel caso dinamico. Sono stati pertanto tracciati, mediante i codici di calcolo Geodin ed Eera, gli spettri di risposta elastici, con riferimento ai punti in superficie analizzati, per un prefissato valore del rapporto di smorzamento $\xi=5\%$. Questa operazione è eseguita mediante la risoluzione dell'integrale di convoluzione o di Duhamel.

Ciascun punto dello spettro di risposta corrisponde al valore dell'accelerazione indotta dal sisma che rende massima la sollecitazione su un sistema ad un grado di libertà caratterizzato da un determinato valore del periodo di vibrazione. Disponendo dello spettro di risposta si è quindi in grado di determinare la massima sollecitazione indotta su una struttura ad un grado di libertà noto che sia il suo periodo di vibrazione.

Nel seguito si riporta l'andamento degli spettri, adimensionalizzati rispetto all'accelerazione di gravità, calcolati assumendo i valori di $\xi=5\%$, relativamente agli accelerogrammi considerati e precedentemente illustrati.

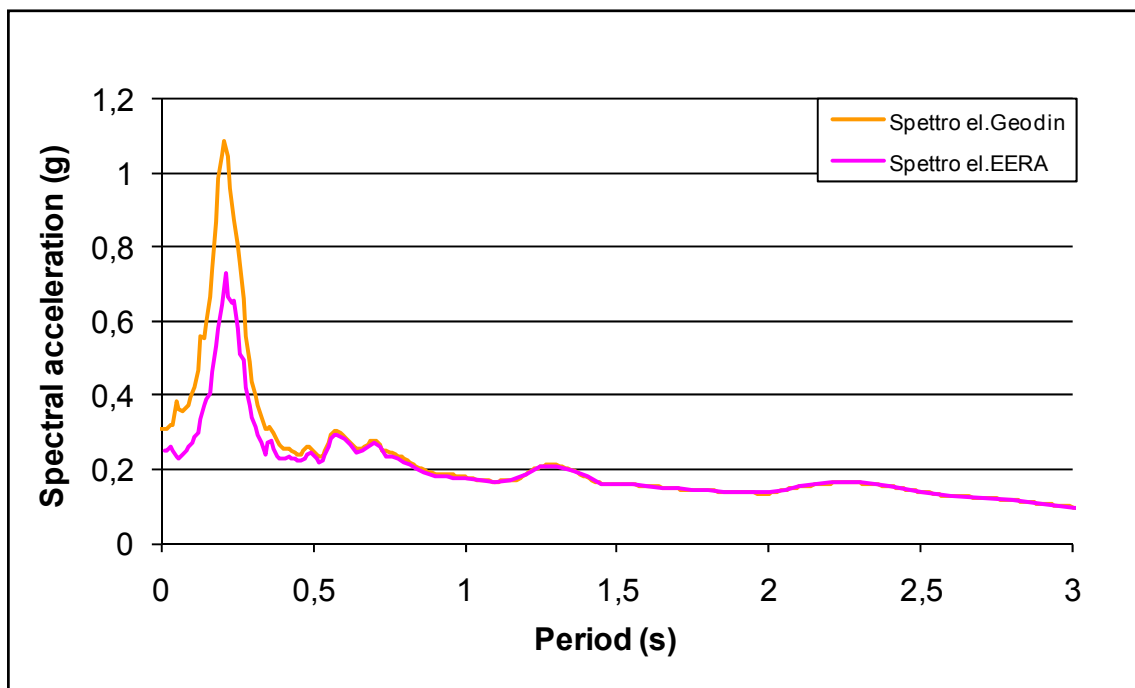


Figura 3.66 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con Geodin ed Eera, per $\xi=5\%$, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1693.

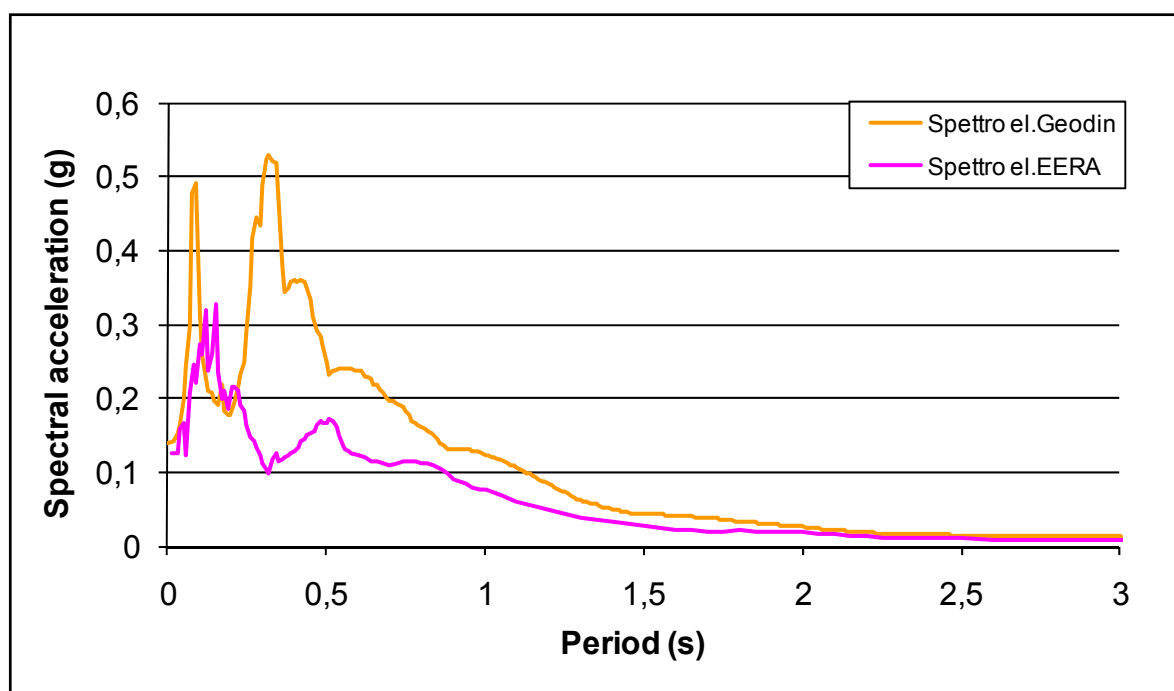


Figura 3.67 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con Geodin ed Eera, per $\xi=5\%$, in corrispondenza del sondaggio S2 per l'evento del 1990.

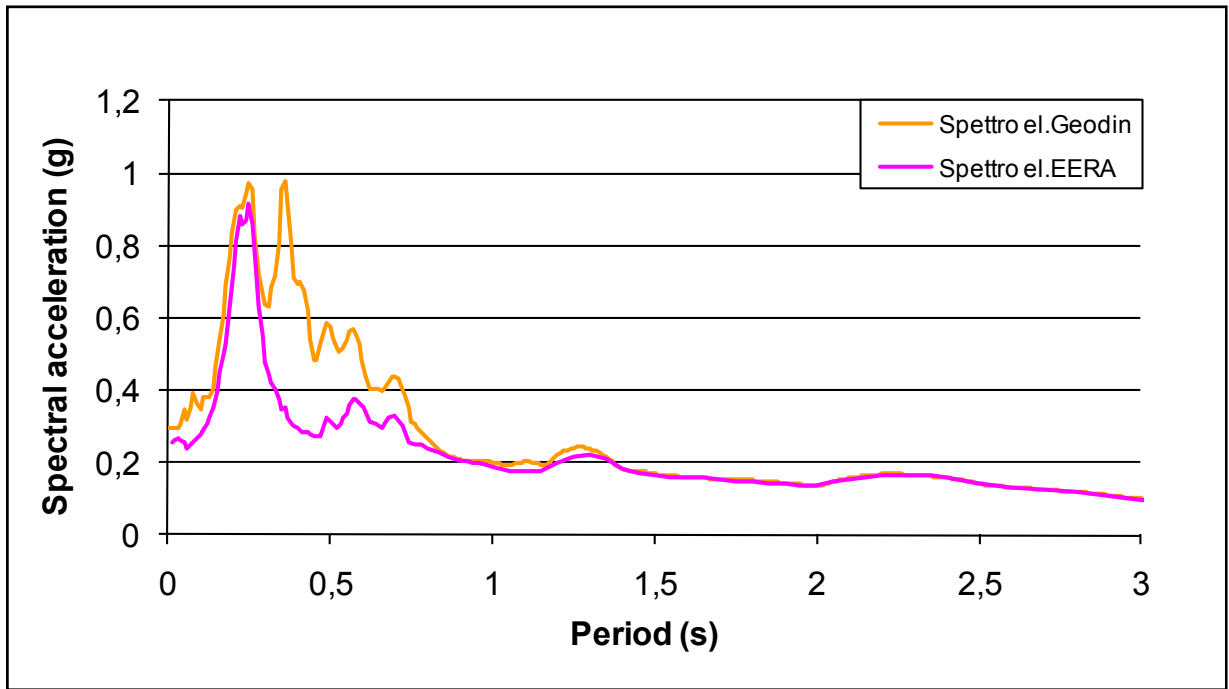


Figura 3.68 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con Geodin ed Eera, per $\xi=5\%$, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1693.

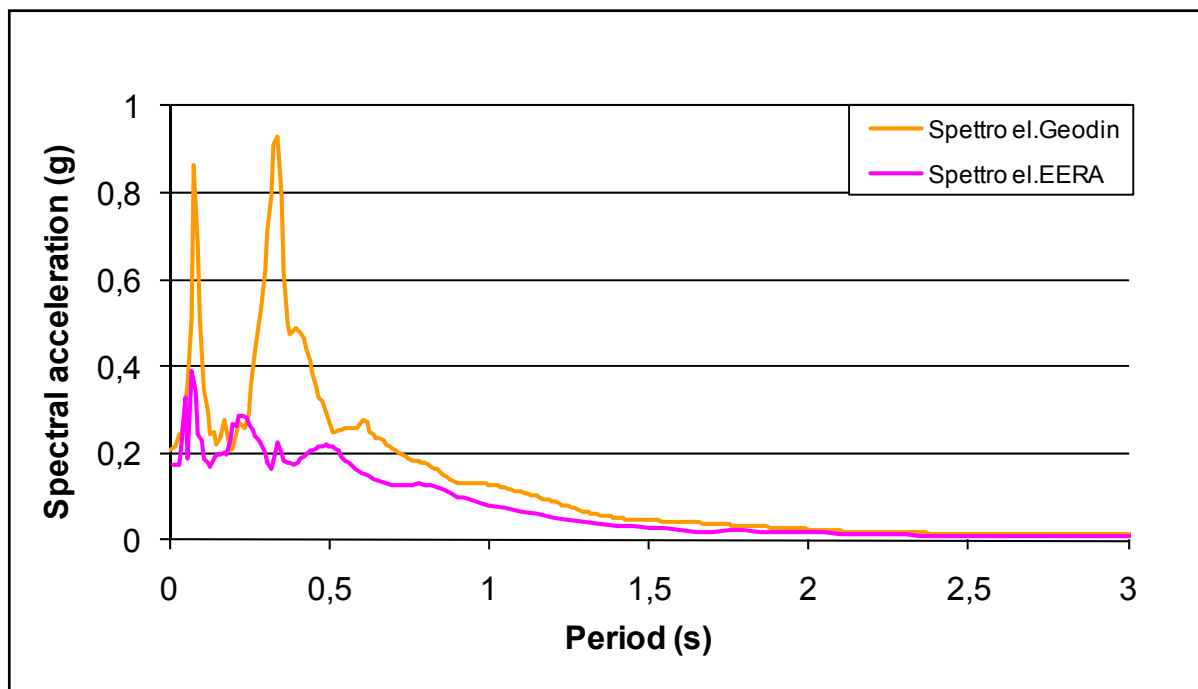


Figura 3.69 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con Geodin ed Eera, per $\xi=5\%$, in corrispondenza del sondaggio S7 per l'evento del 1990.

3.9 Analisi di Risposta Sismica Locale 2-D utilizzando i codici di calcolo Quad4M e Quake/W

La risposta dinamica della collina di Monte Po è stata analizzata con riferimento alla sezione B-B, aventi le caratteristiche geometriche e successione stratigrafiche sono mostrate in Figura 3.22. E' stato dunque costruito e validato un dettagliato modello bidimensionale relativamente alla medesima sezione B-B.

La costruzione di un modello 2-D consente infatti di poter introdurre nello studio di risposta sismica locale, alcuni parametri che, in aggiunta alle condizioni già imposte per lo studio 1-D, risultano utili ai fini di una corretta caratterizzazione della risposta dinamica di una geometria bidimensionale.

Le analisi bidimensionali sono state condotte utilizzando i due codici di calcolo agli elementi finiti QUAD4M e QUAKE/W.

Grazie alle analisi condotte attraverso simulazioni 2-D per onde SH, è stato possibile valutare le differenze tra gli accelerogrammi calcolati in alcuni punti monitorati della collina di Monte Po.

3.9.1 Analisi condotte con il codice di calcolo 2-D QUAD4M

Il codice QUAD4M, derivante dal QUAD4 (Idriss et al. 1973), è un codice di calcolo dinamico bidimensionale che consente di effettuare analisi di risposta sismica locale di tipo bidimensionale, lineari equivalenti, con il metodo degli elementi finiti.

Il deposito viene discretizzato in una *mesh* di elementi di forma triangolare o, preferibilmente, quadrangolare, consentendo una efficace modellazione della variazione geometrica del contatto deposito-basamento, così come delle irregolarità della superficie topografica e dei contatti stratigrafici. La generazione della *mesh* è una delle fasi più delicate in un'analisi agli elementi finiti, dipendendo da essa sia l'accuratezza della soluzione sia l'onere computazionale. In generale si può affermare che tanto più la *mesh* è fitta tanto più la soluzione è accurata e tanto maggiori sono il tempo e la memoria richiesta dall'elaborazione. L'utilizzo di una *mesh* eccessivamente grossolana si traduce in un filtraggio delle componenti di alta frequenza poiché le piccole lunghezze d'onda non possono essere adeguatamente modellate da nodi troppo distanti tra loro.

Viene perciò generalmente raccomandato di scegliere l'altezza h di ogni elemento in modo che sia inferiore ad $1/8 \div 1/5$ della più piccola lunghezza d'onda considerata nell'analisi, in accordo con quanto già visto nell'equazione (3.8).

Per garantire una sufficiente accuratezza della soluzione è poi consigliato utilizzare un *aspect ratio* (rapporto tra la dimensione orizzontale e verticale dell'elemento) non superiore a cinque.

L'equilibrio globale è espresso dal sistema di equazioni:

$$[M]\ddot{\underline{u}} + [C]\dot{\underline{u}} + [K]\underline{u} = \underline{R} \quad (3.9)$$

dove:

- $[M]$: matrice di massa (in questo caso facendo l'assunzione di masse concentrate);
- $[C]$: matrice di smorzamento;
- $[K]$: matrice di rigidezza;
- $[\underline{R}]$: vettore di carico, dato da: $\underline{R} = [M]\ddot{\underline{u}}_g$
- \underline{u} : vettore degli spostamenti relativi; i puntini rappresentano la differenziazione rispetto al tempo;
- $\ddot{\underline{u}}_g$: accelerazione registrata su materiale affiorante.

Il moto sismico $\ddot{\underline{u}}_g$ viene applicato simultaneamente a tutti i nodi della base sottoforma di onde trasversali SV e/o onde di compressione P (*in plane motion*) con direzione di propagazione verticale ed ha il significato fisico di un moto registrato su affioramento piano del basamento (*outcropping bedrock*).

La non linearità del terreno viene tenuta in conto attraverso l'esecuzione di analisi lineari equivalenti. Il modulo di taglio G ed il rapporto di smorzamento D vengono fatti dipendere dal livello della deformazione tangenziale γ indotta dalle sollecitazioni sismiche. A partire dai valori iniziali dei parametri di rigidezza e smorzamento, con una prima analisi si determina, per ciascun elemento, un primo valore *caratteristico* (o *effettivo*) della deformazione tangenziale γ_{eff} . Dalle curve di caratterizzazione dinamica (date come input) $G/G_0 - \gamma$ e $D/D_0 - \gamma$ si determinano nuovi valori dei parametri dinamici e le matrici di rigidezza e di smorzamento di ciascun elemento vengono aggiornate, eseguendo una nuova analisi e determinando un nuovo valore caratteristico. Il procedimento viene ripetuto fino a quando lo scarto percentuale tra i valori G , D ed γ_{eff} viene arbitrariamente ritenuto accettabile. In genere 5-6 iterazioni sono sufficienti per contenere gli scarti in poche unità percentuali, anche nel caso di comportamenti non lineari. Il valore caratteristico γ_{eff} è un valore considerato mediamente rappresentativo della storia temporale irregolare $\gamma(t)$ cui è soggetto il generico elemento, ed è espresso come un'aliquota α del valore massimo di $\gamma(t)$.

Le proprietà dissipative del terreno sono modellate attraverso la matrice di dissipazione C . Essa deriva dall'assemblaggio delle matrici di dissipazione dei singoli elementi calcolate secondo la formulazione di Rayleigh completa:

$$[C]_i = \alpha_{R,i}[M]_i + \beta_{R,i}[K]_i \quad (3.10)$$

dove $\alpha_{R,i}$ e $\beta_{R,i}$ sono i coefficienti di Rayleigh, $[M]_i$ e $[K]_i$ le matrici di massa e di rigidezza del singolo elemento.

Come in ogni problema di propagazione di onde sismiche, parte dell'energia si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante. L'estensione finita della zona discretizzata, comporta necessariamente la presenza di confini che devono modellare il più accuratamente possibile questa aliquota di energia persa per radiazione. In QUAD4M alla base del modello sono implementati smorzatori viscosi (non presenti nella precedente versione QUAD-4) che consentono, pertanto, di tener conto dello smorzamento di radiazione. Ai lati del modello è invece possibile imporre contorni unicamente di tipo elementare (cerniere e carrelli). Poiché l'energia che giunge a tali confini viene completamente riflessa, la perdita per radiazione può essere simulata solo tramite un adeguato allontanamento dei confini dalla regione, con un notevole incremento delle dimensioni della *mesh* e quindi dell'onere computazionale.

Tali vincoli, rappresentati da smorzatori viscosi, garantiscono perciò la minimizzazione della riflessione artificiale delle onde, e sono stati implementati nel software attraverso una semplice procedura introdotta da Lysmer e Kuhlemeyer (1969).

L'implementazione di tali smorzamenti implica uno smorzamento aggiuntivo a ciascun nodo componente la base. Introdurre smorzamenti alla base è più importante di introdurre smorzamenti ai lati, in quanto il dato sistema agli elementi finiti sarà sempre posto sopra un semispazio. Gli effetti dei contorni laterali possono essere prontamente minimizzati, come già accennato, attraverso l'incremento dell'estensione laterale del modello agli elementi finiti.

Per implementare matematicamente tali smorzamenti, la matrice di smorzamento risulta tale da contenere dei termini aggiuntivi lungo la diagonale principale, relativi allo smorzamento dei contorni trasmissivi.

L'adozione di una formulazione alla Rayleigh comporta uno smorzamento dipendente dalla frequenza che può condizionare in maniera sensibile i risultati di un'analisi numerica. Per minimizzare tale variazione nel codice QUAD4M i coefficienti di Rayleigh vengono calcolati in funzione di due frequenze naturali dell'intero deposito, ω_m e ω_N :

$$\alpha_{R,i} = \xi_i \frac{2\omega_m\omega_n}{\omega_m + \omega_n} \quad (3.11)$$

$$\beta_{R,i} = \xi_i \frac{2}{\omega_m + \omega_n} \quad (3.12)$$

dove:

- ξ_i è il rapporto di smorzamento relativo al materiale costituente l'elemento i -esimo
- $\omega_m = \omega$ rappresenta la prima frequenza naturale circolare dell'intero deposito (calcolata direttamente dal codice)
- $\omega_m = n * \omega$ con n intero dispari che approssima per eccesso il rapporto tra la frequenza predominante dell'input sismico ω_{IN} (da specificare in input) e la frequenza ω .

Il deposito considerato nelle simulazioni in QUAD4M, viene discretizzato secondo una *mesh* di elementi finiti, aventi forma triangolare o quadrangolare, consentendo pertanto una efficace modellazione della variazione geometrica del contatto deposito-basamento, così come delle irregolarità della superficie topografica e dei contatti stratigrafici.

La generazione della *mesh* è una delle fasi più delicate in un'analisi agli elementi finiti, dipendendo da essa sia l'accuratezza della soluzione che l'onere computazionale. In generale si può affermare che tanto più è fitta la *mesh* tanto più la soluzione è accurata e tanto maggiori sono il tempo e la memoria richiesta dall'elaborazione. L'utilizzo di una *mesh* eccessivamente grossolana, di contro, si traduce spesso in un filtraggio delle componenti di alta frequenza poiché le piccole lunghezze d'onda non possono essere adeguatamente modellate da nodi troppo distanti tra loro.

In definitiva, per condurre un'analisi di risposta sismica locale con QUAD4M occorre quindi fornire come input, per ciascun materiale, i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume, modulo di taglio e smorzamento a basse deformazioni, coefficiente di Poisson dei materiali
- la curva di attenuazione con il livello di deformazione tangenziale del modulo di rigidità, normalizzata rispetto al valore iniziale
- la curva di variazione del rapporto di smorzamento con il livello di deformazione tangenziale
- la costante α per il calcolo del valore caratteristico della deformazione tangenziale a partire dal valore massimo di $\gamma(t)$ (in genere pari a 0.65).

In uscita il codice fornisce:

- accelerazioni massime in tutti i nodi della *mesh*
- sforzi e deformazioni tangenziali massime in ciascun elemento

- *time history* dell'accelerazione nei nodi selezionati (componenti verticali e orizzontali)
- *time history* degli sforzi tangenziali negli elementi selezionati.

La Figura 3.70 mostra la sezione B-B modellata ed adottata per le analisi con QUAD4M. Essa è costituita da 1185 elementi finiti, aventi dimensioni di 2m x 2m ciascuno. I cerchi di color verde, rappresentano i punti lungo i quali è stata monitorata la risposta dinamica del terreno.

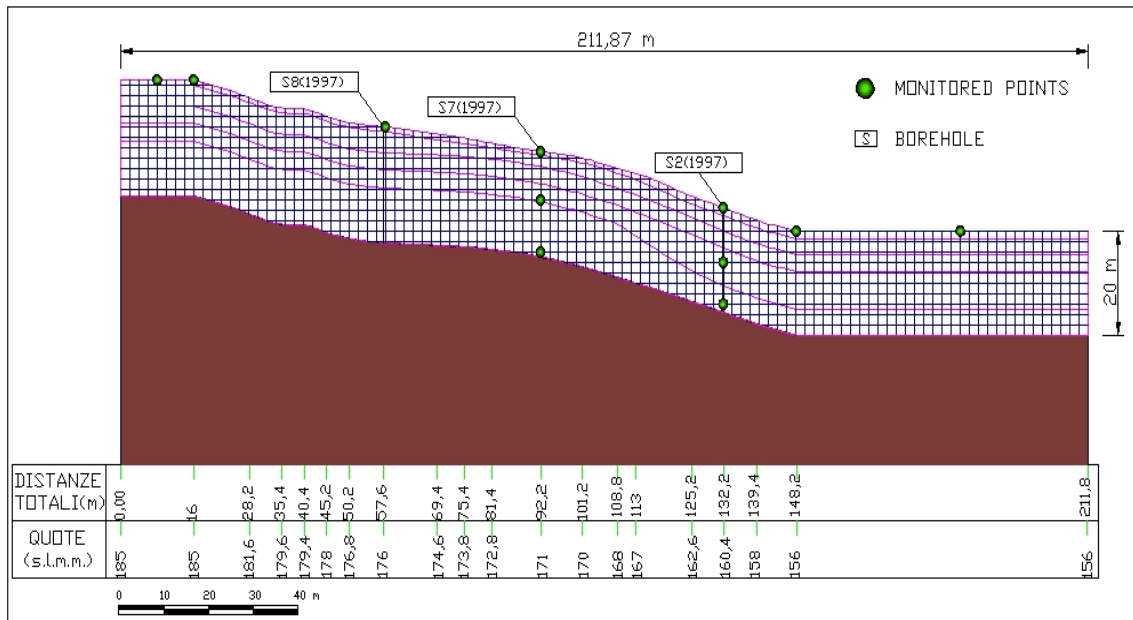


Figura 3.70 – Mesh (2m x 2m) della sezione B-B, analizzata con il codice di calcolo QUAD4M.

3.9.2 Analisi condotte con il codice di calcolo 2-D QUAKE/W

Il codice *QUAKE/W* (Geo-Slope International, 2008) integra le equazioni del moto nel dominio del tempo e consente di eseguire analisi lineari equivalenti secondo un approccio simile a quello implementato in EERA. I dati di input sono rappresentati dalle curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D (assegnato in valore assoluto) con la deformazione ciclica di taglio, γ , e dal profilo di rigidezza a taglio iniziale con la profondità.

Il moto sismico è assegnato mediante un accelerogramma applicato ai nodi del contorno di base del modello. Al fine di ridurre l'effetto di riflessione delle onde in corrispondenza dei contorni laterali, il codice consente l'applicazione di smorzatori viscosi ai nodi dei contorni verticali della maglia che applicano una resistenza al moto proporzionale alla velocità dello stesso.

La Figura 3.71 mostra la sezione B-B modellata ed adottata per le analisi con QUAKE/W e la mesh (3116 elementi finiti) adottata per le analisi.

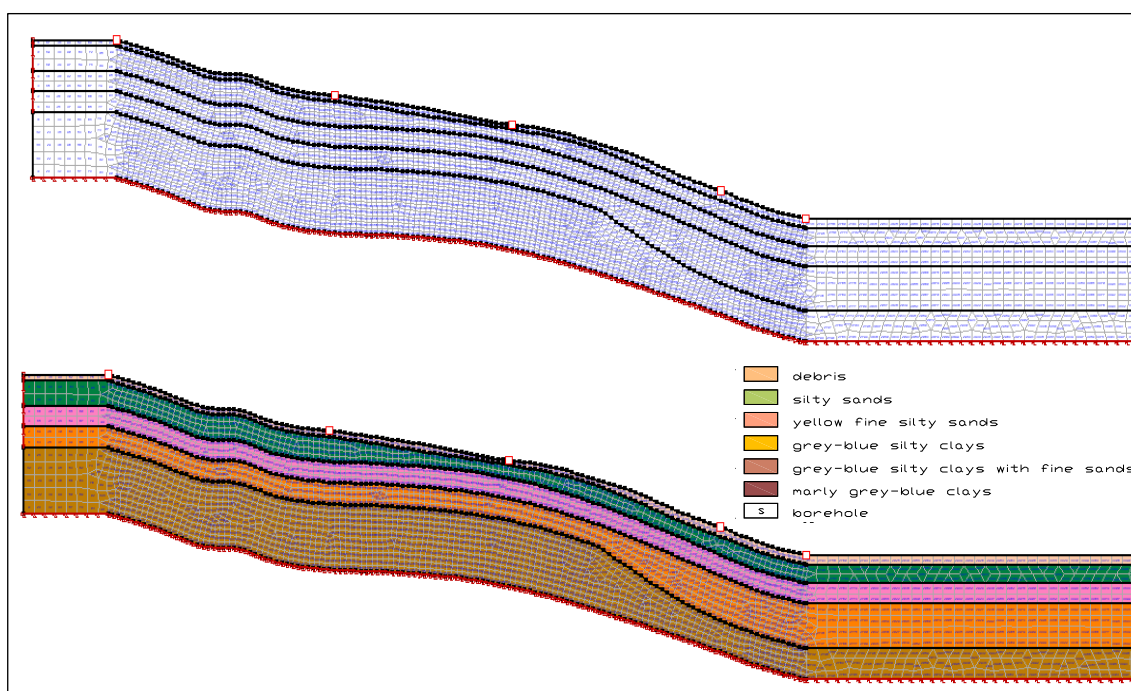


Figura 3.71 – Mesh (2m x 2m) della sezione B-B, modellata e analizzata con il codice di calcolo QUAKE/W.

3.9.3 Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo 1-D e 2-D

Nel presente paragrafo vengono presentati i confronti tra i risultati della modellazione numerica, ottenuti mediante l'utilizzo dei codici di calcolo EERA, QUAD4M e QUAKE/W.

Nello specifico, con riferimento ai punti monitorati in corrispondenza dei sondaggi S2 ed S7, verranno mostrati i risultati delle simulazioni numeriche, in termini di profili di accelerazione e spettri di risposta.

Di seguito vengono riportati gli accelerogrammi di risposta, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693, ottenuti utilizzando il codice 2-D QUAD4M, in corrispondenza della verticale S2, in superficie ed alla profondità di 10.5 e 18.5 metri (Figura 3.72, Figura 3.74, e Figura 3.75). Come è possibile osservare dalla Figura 3.73, i risultati si confrontano bene con quelli ottenuti con il codice EERA.

Analogamente si riportano gli accelerogrammi di risposta, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693, ottenuti utilizzando il codice 2-D QUAD4M, in corrispondenza della verticale S7, in superficie ed alla profondità di 9.5 e 19.5 metri (

Figura 3.76, Figura 3.78, e Figura 3.79Figura 3.75). Anche in questo caso i risultati si confrontano bene con quelli ottenuti con il codice EERA (Figura 3.77).

Per avere un visione complessiva dei risultati delle simulazioni numeriche con i tre codici di calcolo (1-D EERA e 2-D QUAD4M e QUAKE/W), in Figura 3.80 vengono riportati i tre profili di accelerazione in superficie calcolati in corrispondenza del sondaggio S2, ed in Figura 3.81, quelli corrispondenti al sondaggio S7.

E' possibile osservare che in corrispondenza del punto S2 (vicino al piede del pendio) il fattore di amplificazione stratigrafica è maggiormente rilevante rispetto al fattore di amplificazione topografica. Inoltre, in corrispondenza del punto S7 (vicino alla cresta del pendio) il fattore di amplificazione topografica è maggiormente rilevante di quello stratigrafico.

Infine vengono mostrati gli spettri di risposta elastici, ottenuti in corrispondenza dei punti S2 ed S7 (rispettivamente Figura 3.82 e Figura 3.83), utilizzando il codice 1-D EERA e i codici 2-D QUAD4M e QUAKE/W.

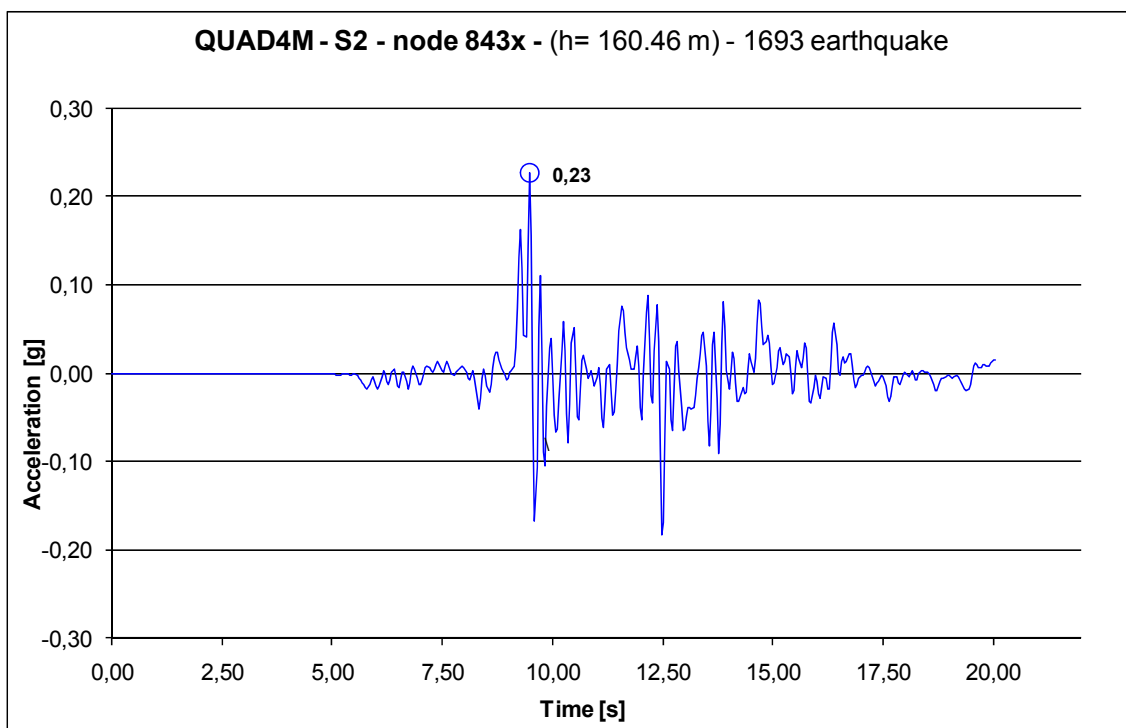


Figura 3.72 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S2, in superficie, con input l’accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

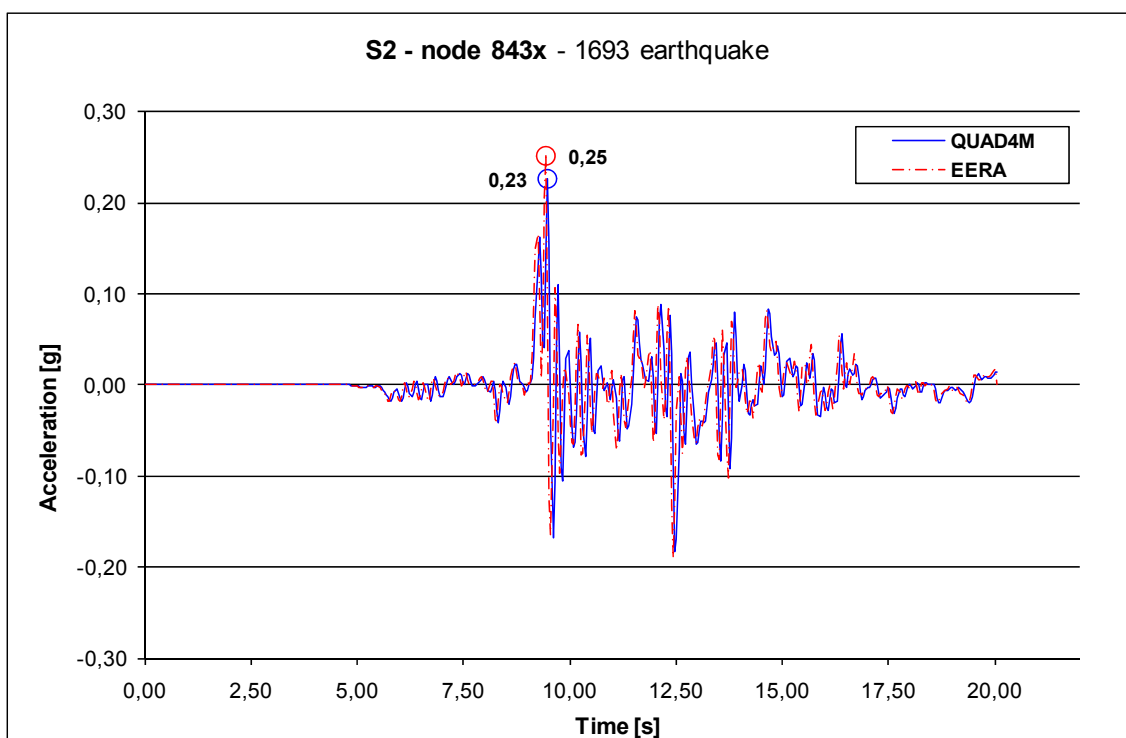


Figura 3.73 – Confronto tra le accelerazioni in superficie calcolate con QUAD4M ed EERA, con input l’accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

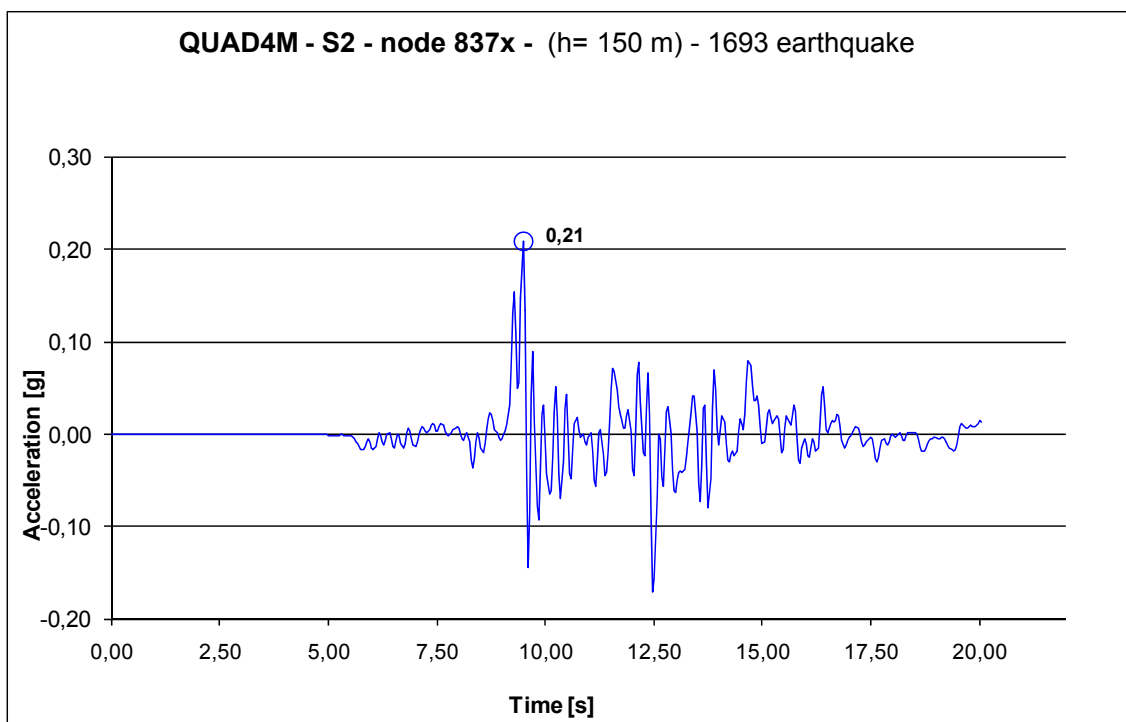


Figura 3.74 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S2, alla profondità di 10.5 m, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

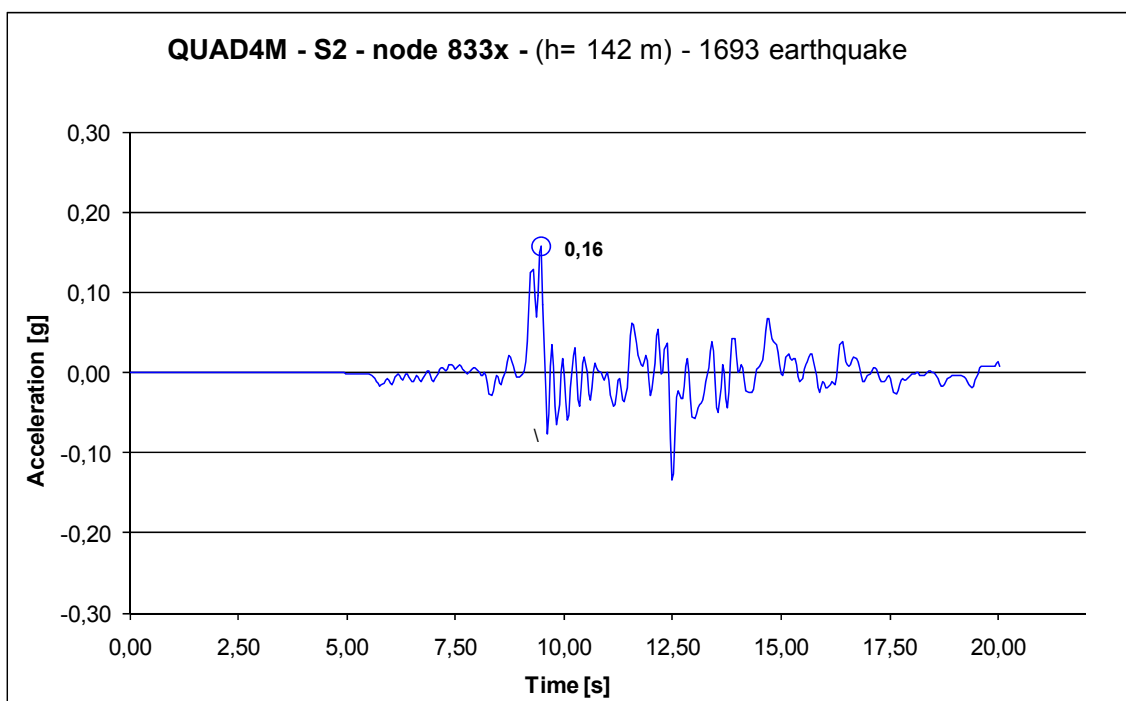


Figura 3.75 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S2, alla profondità di 18.5 m, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

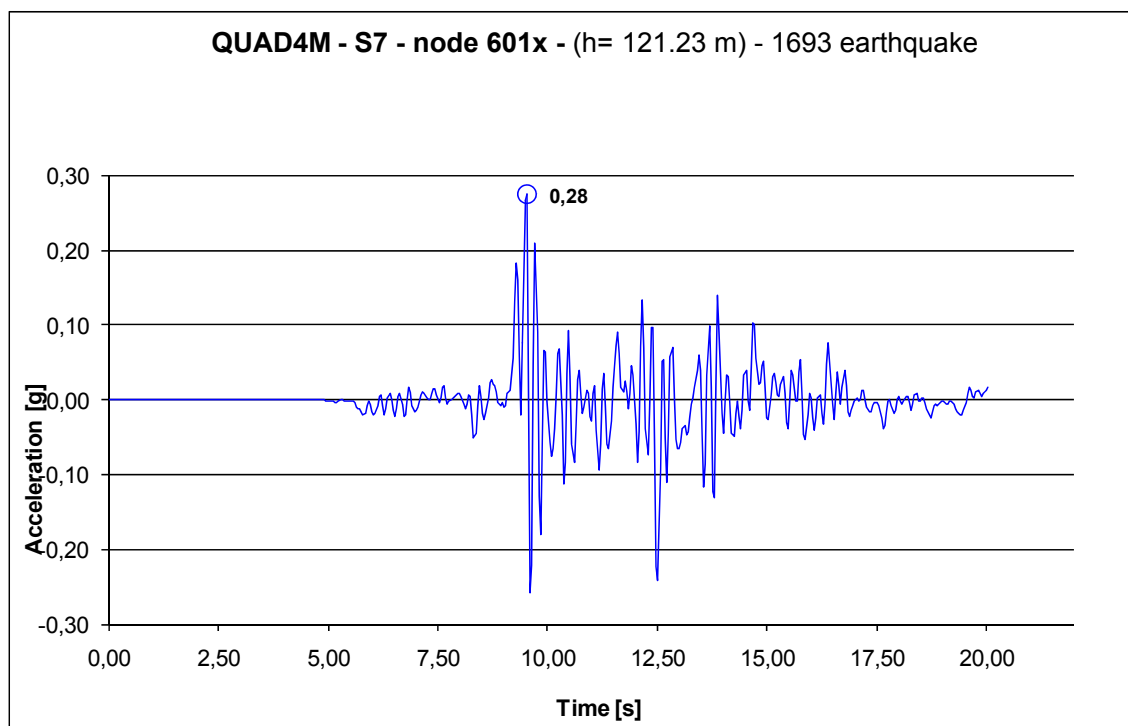


Figura 3.76 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S7, in superficie, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

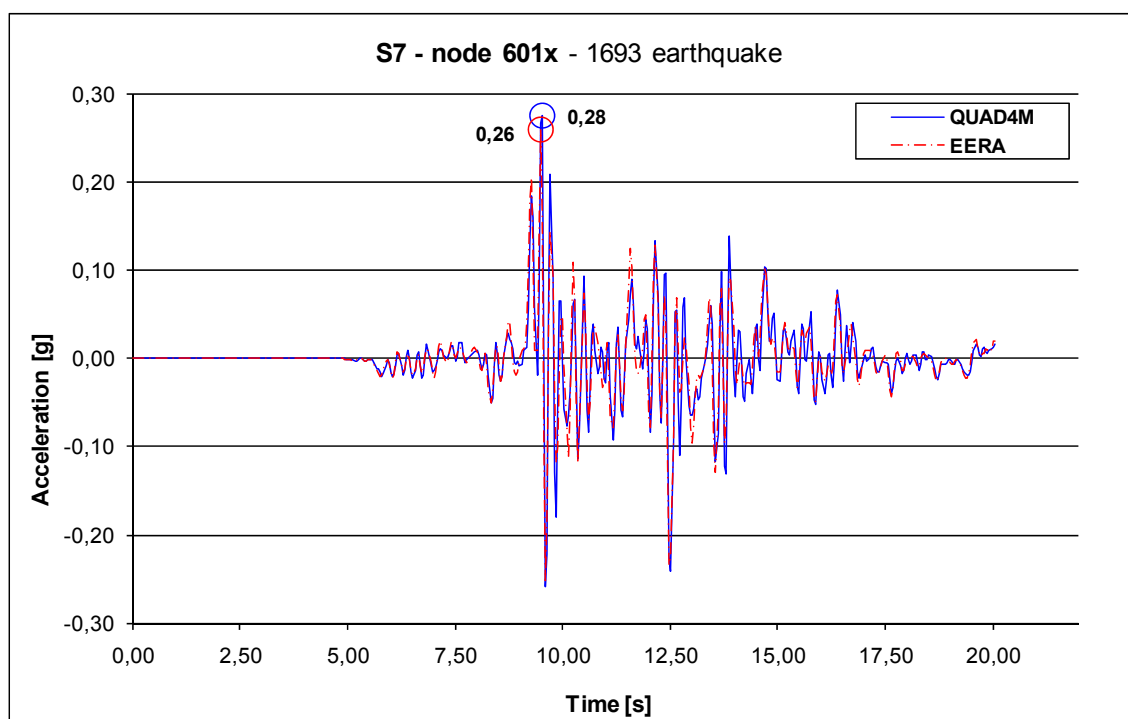


Figura 3.77 – Confronto tra le accelerazioni in superficie in corrispondenza del sondaggio S7, calcolate con QUAD4M ed EERA, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

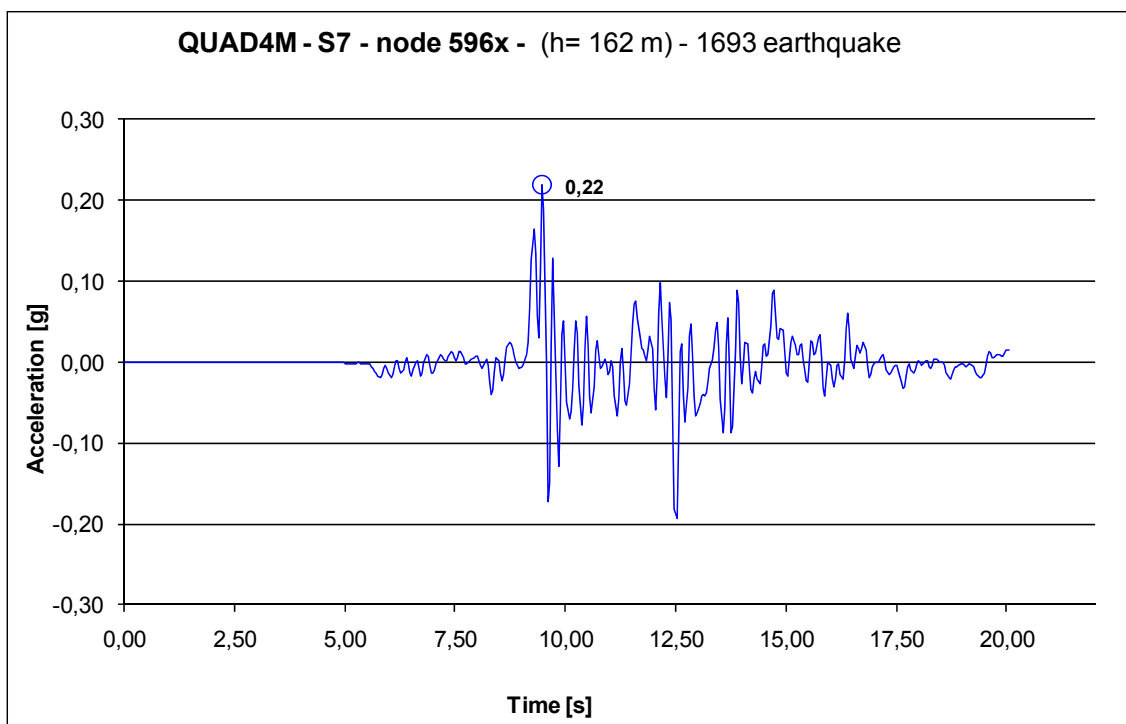


Figura 3.78 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S7, alla profondità di 9.5 m, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

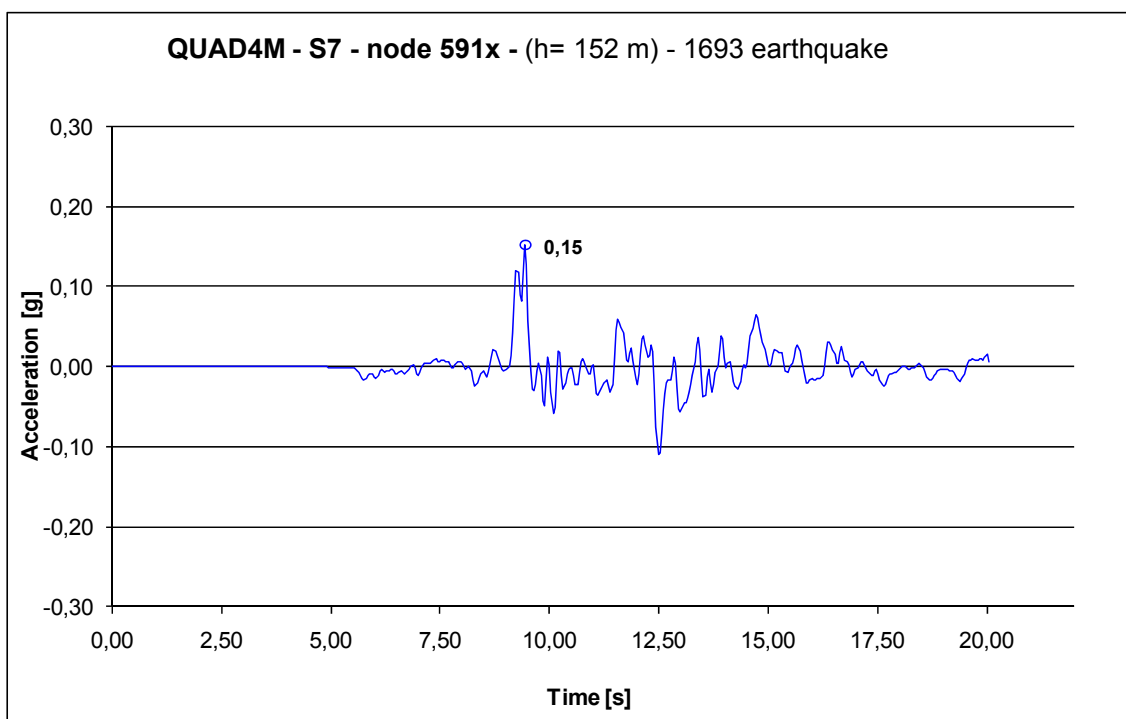


Figura 3.79 – Accelerogramma di risposta calcolato con QUAD4M, in corrispondenza del sondaggio S7, alla profondità di 19.5 m, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

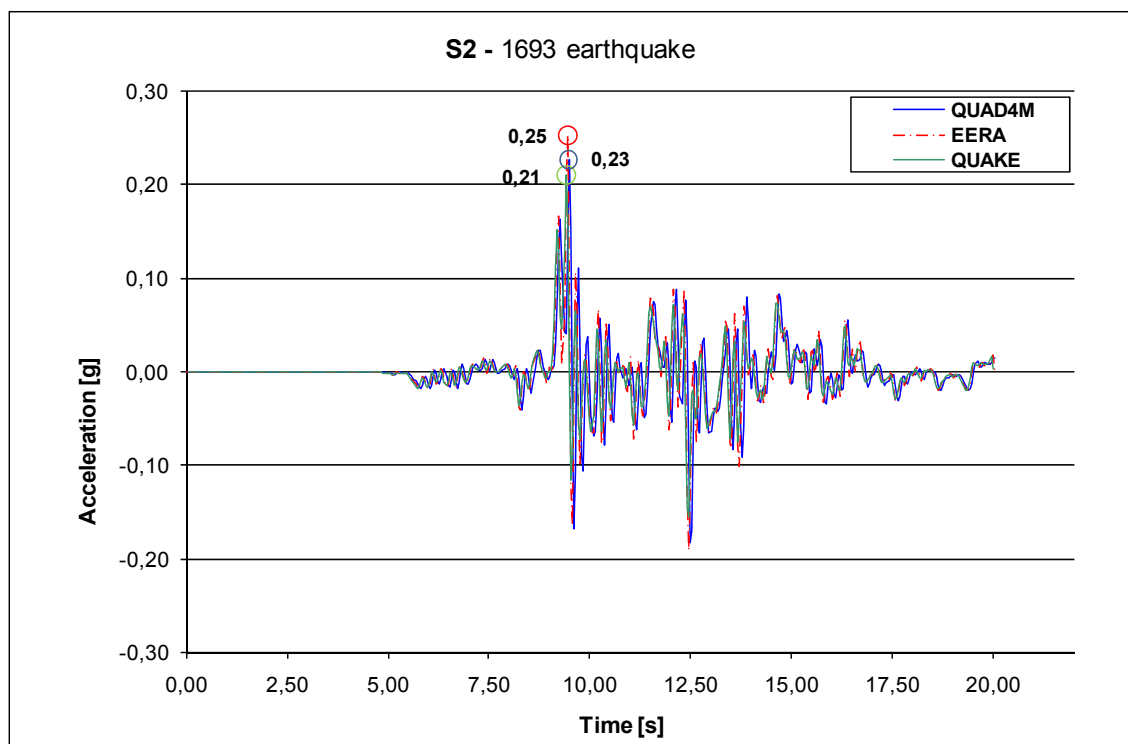


Figura 3.80 –Confronto tra le accelerazioni calcolate in superficie in corrispondenza del sondaggio Ss, calcolate con i codici di calcolo 1-D EERA e 2-D QUAD4M e QUAKE/W, con input l’accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

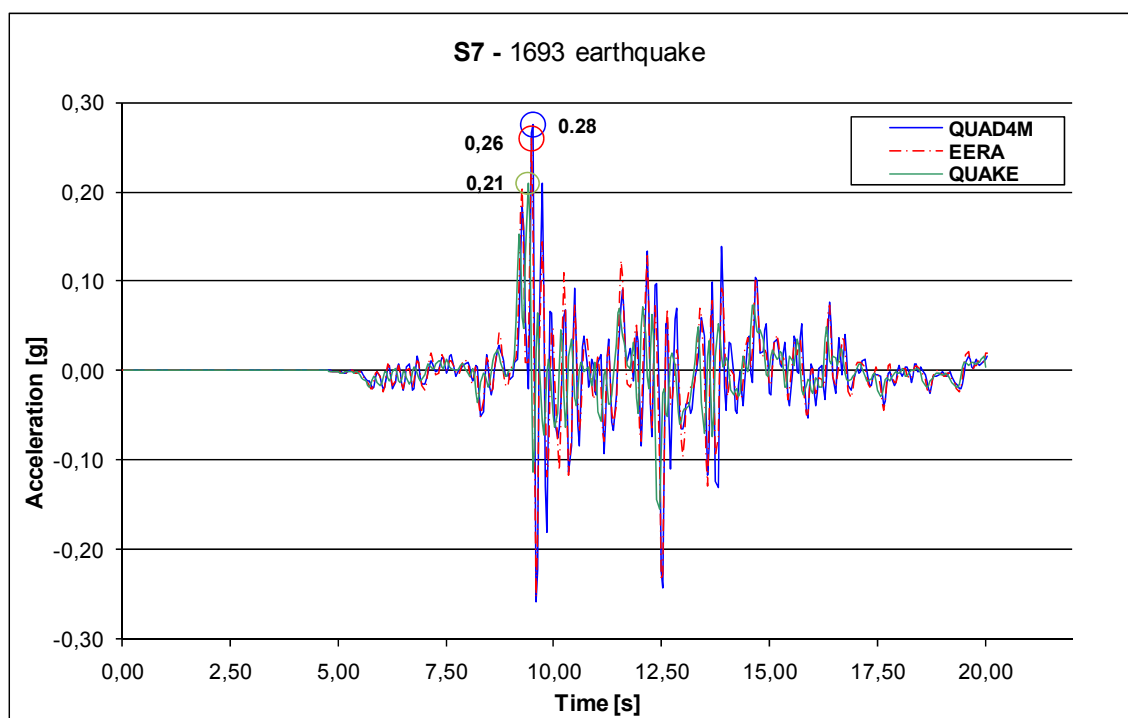


Figura 3.81 –Confronto tra le accelerazioni calcolate in superficie in corrispondenza del sondaggio S7, calcolate con i codici di calcolo 1-D EERA e 2-D QUAD4M e QUAKE/W, con input l’accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

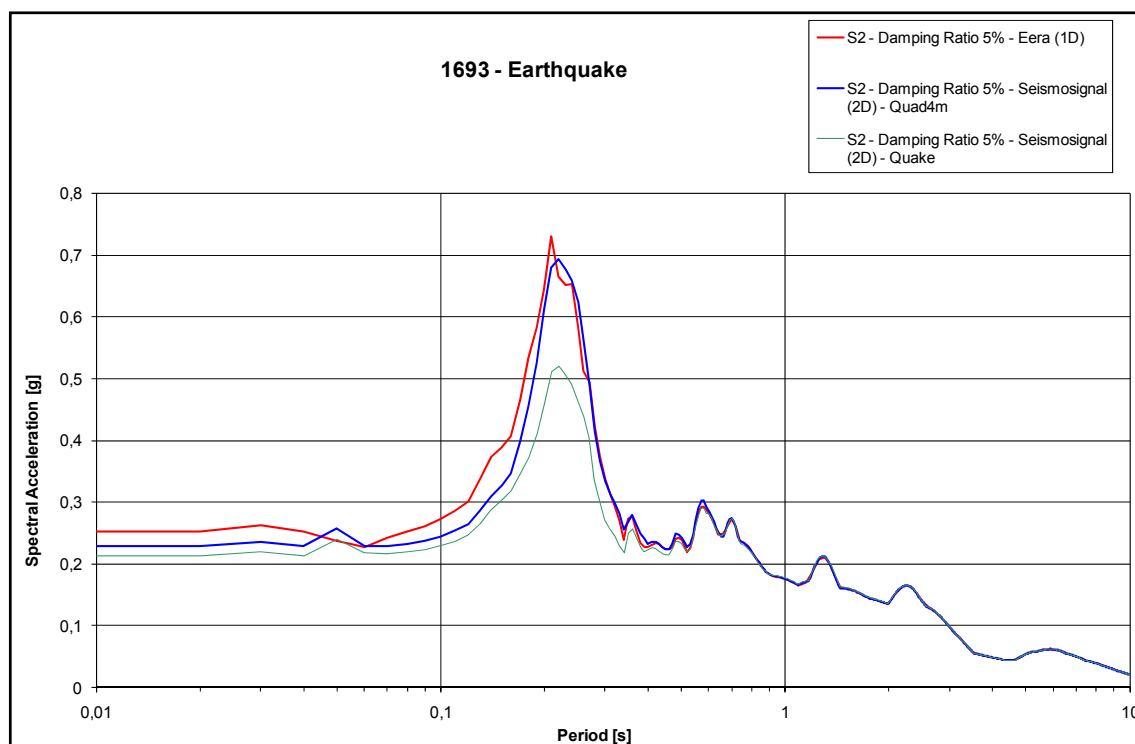


Figura 3.82 – Confronto tra gli spettri di risposta ottenuti con i codici di calcolo 1-D EERA e 2-D QUAD4M e QUAKE/W, in corrispondenza del punto S2, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

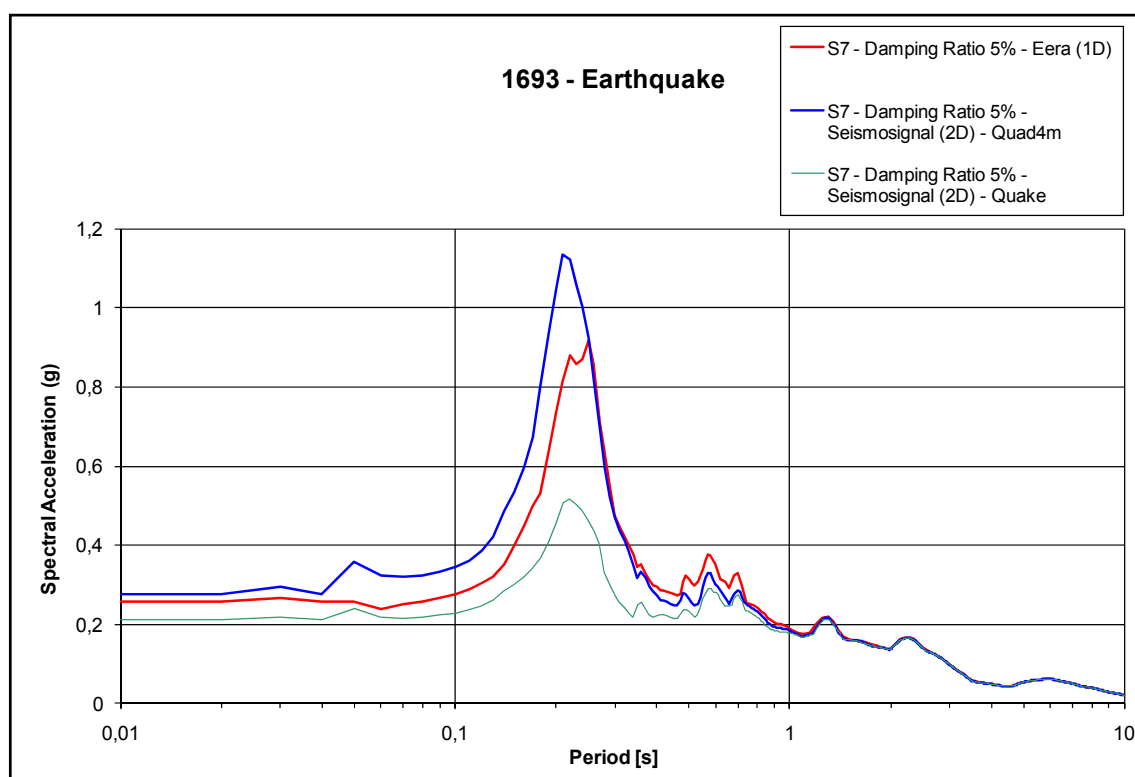


Figura 3.83 – Confronto tra gli spettri di risposta ottenuti con i codici di calcolo 1-D EERA e 2-D QUAD4M e QUAKE/W, in corrispondenza del punto S7, con input l'accelerogramma relativo al terremoto del 1693.

Infine, per i risultati ottenuti utilizzando il codice QUAD4M, relativamente ai terremoti del 1693 e 1990, si riportano gli andamenti del Fattore di Aggravio Topografico (TAF) ottenuti seguendo rispettivamente l'approccio proposto da Kallou et al. (2001) (Figura 3.84) e l'approccio proposto da Bouckovalas e Kouretzis (2001) (Figura 3.85).

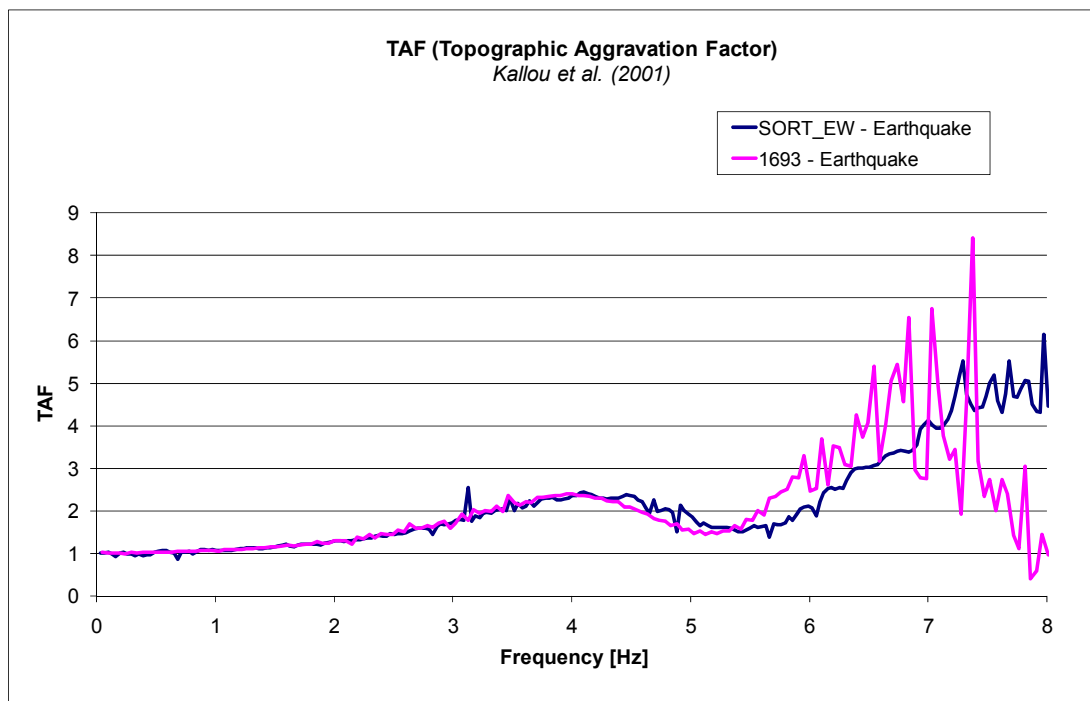


Figura 3.84 – TAF ottenuto seguendo l'approccio proposto da Kallou et al. (2001), per gli input dei terremoti del 1693 e 1990, utilizzando il codice di calcolo 2-D QUAD4M.

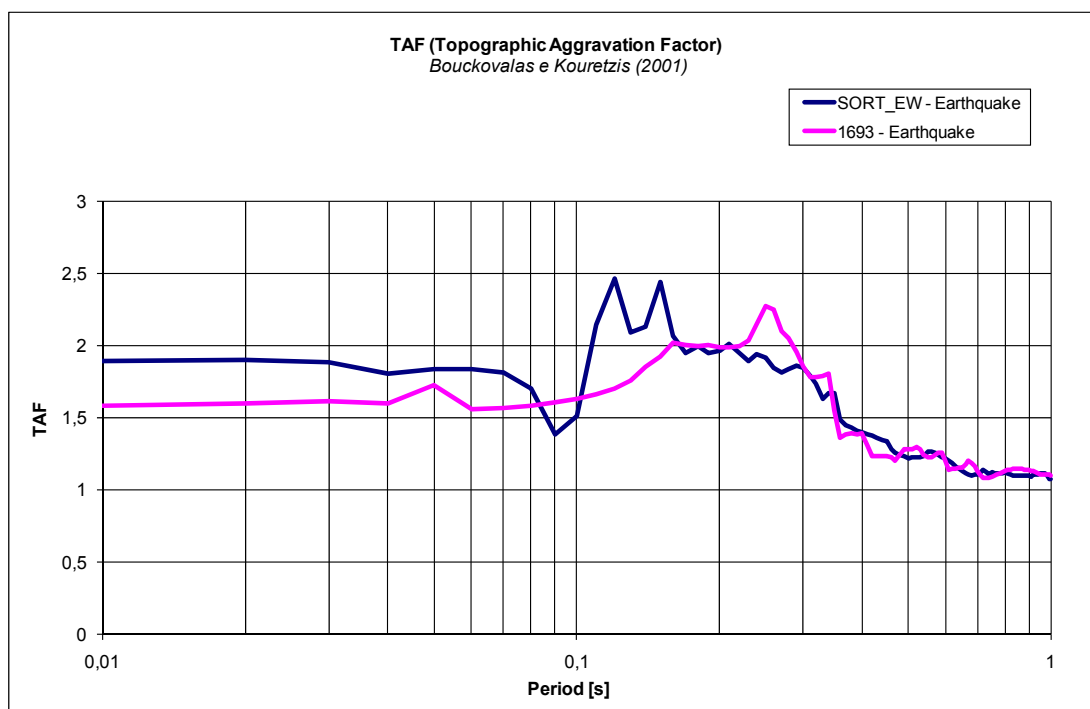


Figura 3.85 –TAF ottenuto seguendo l'approccio proposto da Bouckovalas e Kouretzis (2001), per gli input dei terremoti del 1693 e 1990, utilizzando il codice di calcolo 2-D QUAD4M.

Capitolo 4 **STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DI SAN GIULIANO DI PUGLIA (CB)**

4.1 Introduzione

Il lavoro illustrato in questo capitolo, trae origine dal progetto dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) per il Dipartimento della Protezione Civile (DPC) denominato "Progetto S3 – Scenari di scuotimento in aree di interesse prioritario e/o strategico".

Il progetto S3 si è posto come obiettivo generale il calcolo di scenari di scuotimento in alcune aree italiane nel caso di accadimento del terremoto massimo credibile (Maximum Credible Earthquake), occupandosi principalmente di quattro aree, due scelte a scopo previsionale e due a scopo di validazione. A scopo previsionale sono state identificate l'area urbana di Potenza (PZ) e quella di Gubbio (PG), comprensiva del centro abitato e della piana sottostante; come aree di validazione sono state individuate quelle ricoperte dai comuni maggiormente danneggiati da due eventi recenti: il terremoto del basso Molise del 31 Ottobre 2002 e il terremoto del bresciano del 24 Novembre 2004.

Obiettivo del Task 3 del progetto S3 è stato quello di generare "Scenari di scuotimento al bedrock e al sito nei Comuni di Bonefro, San Giuliano di Puglia, Colletorto, Santa Croce di Magliano e Ripabottoni, che sono risultati tra i più danneggiati dalla sequenza sismica iniziata il 31 Ottobre del 2002. Per questi comuni esiste una notevole messe di dati sulla distribuzione del danno, sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e sulla vulnerabilità degli edifici (in particolare nel Comune di San Giuliano di Puglia), ma non registrazioni delle scosse principali in area epicentrale.

Lo studio che segue è incentrato sull'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) del centro urbano di San Giuliano di Puglia ed è articolato secondo la metodologia già adottata per lo studio della collina di Monte Po, schematizzata nel seguente modo:

- definizione del modello geotecnico attraverso il contributo integrato delle informazioni desunte dalla caratterizzazione geologico-tecnico, geomorfologica di superficie e ricerche bibliografiche, descritti nei primi due capitoli;
- determinazione dei parametri di input attraverso lo studio delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi indagati. A tal scopo ci si è avvalsi dei risultati derivanti da prove

SDMT, DH, CH, CPT, tomografie di resistività elettrica, prove edometriche e di colonna risonante. Dall'analisi dei dati, sono stati dedotti valori di parametri meccanici e cinematici, nonché leggi di decadimento dello smorzamento e di variazione del modulo di taglio con la deformazione, utilizzati nelle elaborazioni numeriche;

- definizione del moto di input;
- modellazioni dinamiche mediante i codici di calcolo 1-D GEODIN ed EERA, e 2-D QUAKE/W e QUAD4M, grazie all'ausilio dei quali è stato possibile calcolare profili di accelerazione, spettri di risposta e rapporti d'amplificazione.

4.2 Sismicità storica del Molise

4.2.1 Eventi sismici occorsi fino al 2001

Per avere un quadro esaustivo della sismicità del Molise, utili informazioni sono contenute in varie pubblicazioni, quali il “Catalogo dei terremoti italiani dall'anno 1000 all'anno 1980” (Postpischl, 1985), “I terremoti d'Italia” (Baratta, 1901) ed il “Catalogo parametrico dei terremoti italiani” (ING, GNDT, SGA, SSN, 1999). In questi testi sono riportati anche gli eventi sismici che hanno avuto epicentro in Molise, alcuni dei quali devastanti perché di intensità pari o superiore al IX grado della scala Mercalli. Nella Figura 4.1 è riportata la distribuzione epicentrale dei terremoti storici che hanno interessato la fascia appenninica che comprende il Molise.

Dalle ricostruzioni storiche risulta che il Molise è una regione sismicamente molto attiva. Quasi tutti i terremoti che hanno interessato il Molise, hanno avuto epicentro nelle pianure antistanti il Massiccio del Matese e nelle zone limitrofe a Campobasso.

Tra i terremoti fortemente distruttivi è doveroso citarne tre. Il primo, nel 1456, è uno dei più documentati tra quelli verificatisi nella regione Molise ed è noto come il “terremoto del napoletano”, proprio perché interessò un'area vasta compresa tra l'Abruzzo e la Basilicata. Questo terremoto, considerato uno dei più distruttivi eventi nella storia sismica dell'Italia, fu dell'XI grado della scala Mercalli e distrusse le città di Isernia e Campobasso. Anche il secondo, nel 1688, ha avuto una intensità dell'XI grado della scala Mercalli e interessò una vasta area del Sannio provocando ingenti danni particolarmente agli insediamenti urbani ubicati sul versante Sud-Ovest del Matese. Il terzo, infine, nel 1805, è importante per la sismologia storica del Molise in quanto ebbe come epicentro le falde orientali del Matese, in prossimità dell'agro di Baranello, e determinò danni su un'area di 600 chilometri quadrati distruggendo completamente l'abitato di Boiano. La violenza di questo terremoto è testimoniata dall'elevato numero di vittime. Infatti, esso provocò complessivamente 5573 morti, di cui solo 1000 ad Isernia, e 1583 feriti su un totale di circa 100.000 abitanti molisani. Fra tutti i comuni quello che riportò il più alto numero di perdite fu Frosolone in

cui 1000 persone morirono e 46 rimasero ferite su 4000 abitanti. La situazione si presentò in maniera diversa a Campobasso dove, nonostante la vicinanza all'epicentro, risulta che i morti furono solo 39 su 5412 abitanti rispetto ai 296 di Baranello su una popolazione di 2413 abitanti.

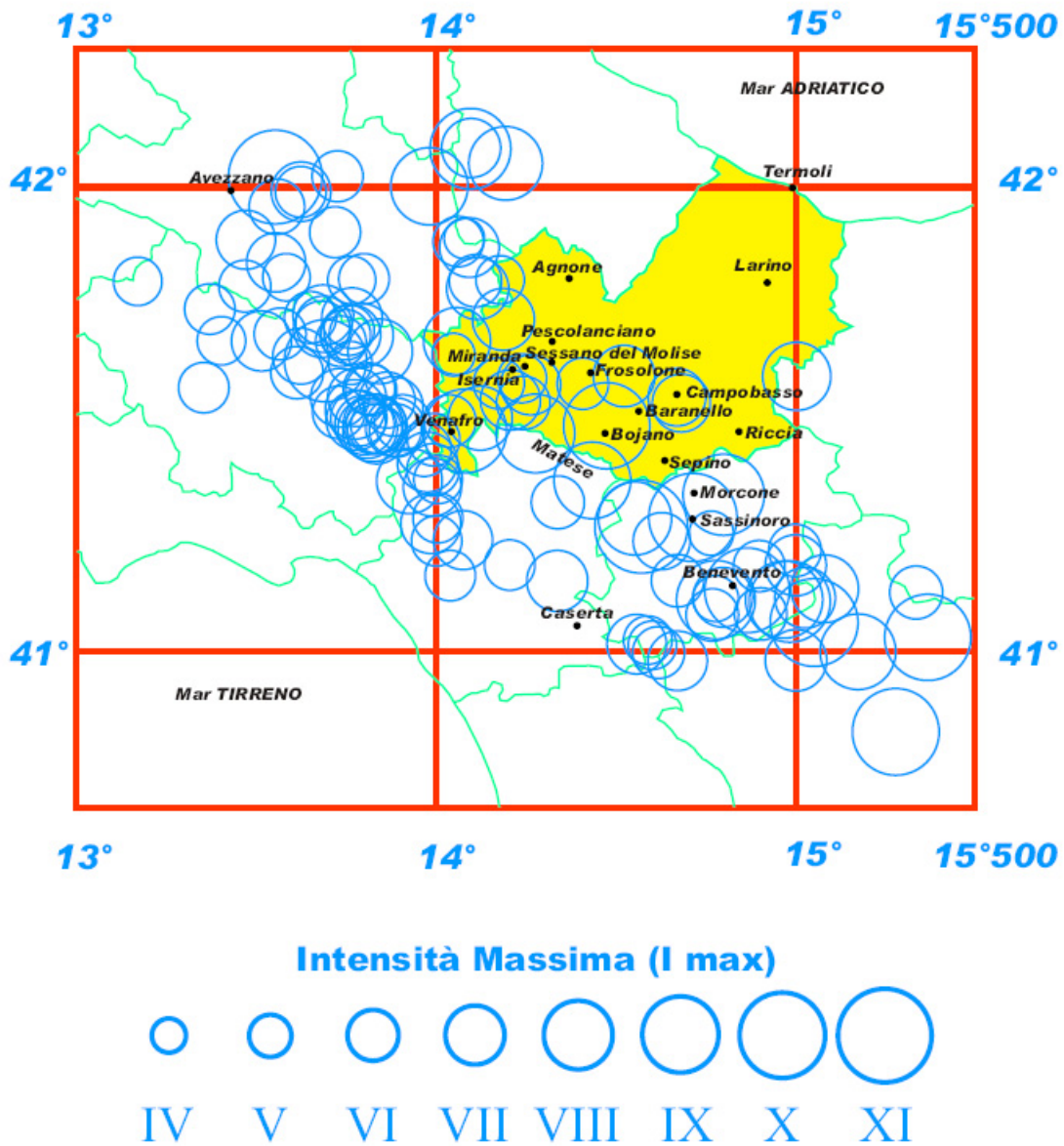


Figura 4.1 – Carta tematica dei maggiori terremoti occorsi in Molise (DRPC Molise, 2001).

I forti terremoti storici, quali quelli citati, fanno ritenere il settore dell'Appennino meridionale che include l'area del Sannio-Matese come uno dei settori appenninici a più elevato rischio sismico. Questo settore dell'Appennino è anche caratterizzato da sequenze sismiche di bassa energia che possono durare più mesi. Tra le sequenze sismiche più recenti che hanno interessato il Sannio-Matese ed in particolare la Regione Molise, sono da citare quelle del 1986 e del 1997. La prima interessò l'area ubicata a Nord Est da Isernia a partire dal mese di Gennaio. L'evento più energetico si verificò alle 09:32 del 18 Gennaio 1986 ed ebbe Magnitudo 4. La seconda ha interessato l'area

confinante con la Regione Campania compresa tra i Comuni di Sepino, Morcone e Sassinoro. L'evento più energetico si è verificato alle ore 00:10 del 20 Marzo 1997 e ha avuto Magnitudo 4.1. Questa sequenza, intervallando periodi di intensa attività sismica con periodi di relativa quiescenza, è durata circa un anno.

Gli ultimi eventi avvertiti dalle popolazioni, prima del terremoto del 2002, sono avvenuti nel Marzo 2001 ed hanno avuto come epicentro l'area compresa tra i Comuni di Miranda, Sessano del Molise, Pescolanciano e Isernia. La magnitudo dei due eventi più energetici è stata 3.2 (26 Marzo alle 04:28 ed alle 07:38).

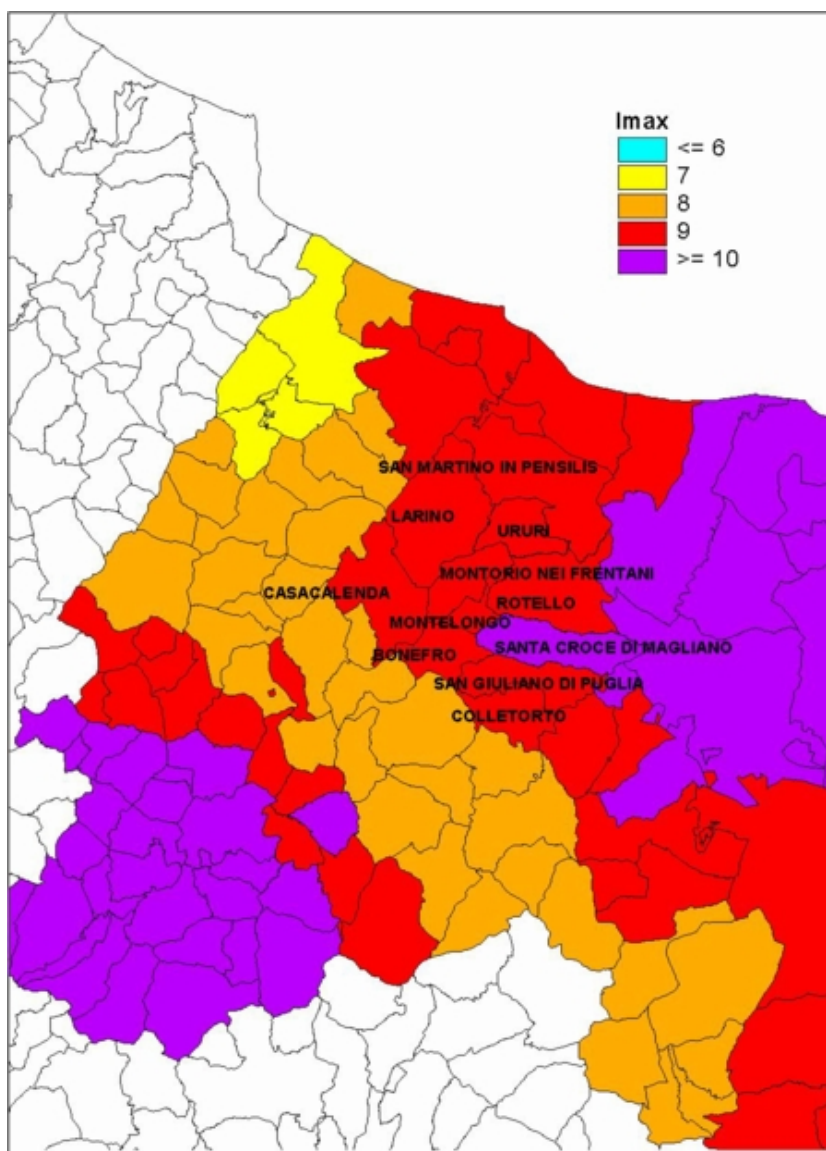


Figura 4.2 – Massime intensità osservate nell'ultimo millennio (INGV).

4.2.2 Eventi sismici nel periodo 31 Ottobre/1 Novembre 2002

Il 31 Ottobre 2002 alle 11:32 ora locale, un terremoto ($M_l = 5.4$, $M_w = 5.7$, Lat. 41.76, Long. 14.94) ha interessato le zone centro-meridionali del Paese, con epicentro in prossimità del comune di San Giuliano di Puglia (CB), in posizione S. E. rispetto al capoluogo, distante circa 20 Km.

Tale scossa principale, come sovente accade, è stata preceduta nel tempo da una serie di altri eventi di magnitudo inferiore che non avevano dato origine a segnalazione di rovine e/o dissesti da parte della popolazione.

Si è trattato di una sequenza sismica non particolarmente rilevante, di entità notevolmente inferiore ad altri eventi verificatisi anche recentemente, in Italia, ma che ha determinato ingenti danni nei centri storici, normalmente costituiti da edifici in pietrame.

All'evento principale si sono susseguite, nell'arco di diversi mesi, molteplici repliche delle quali la più intensa fu quella registrata il giorno 1 Novembre 2002 ($M_l = 5.3$, $M_w = 5.7$, Lat. 41.69, Long. 14.83) creando preoccupazione nella popolazione ed un aggravamento dei danni. Tale evento può essere considerato, a tutti gli effetti, come un secondo *mainschock*.

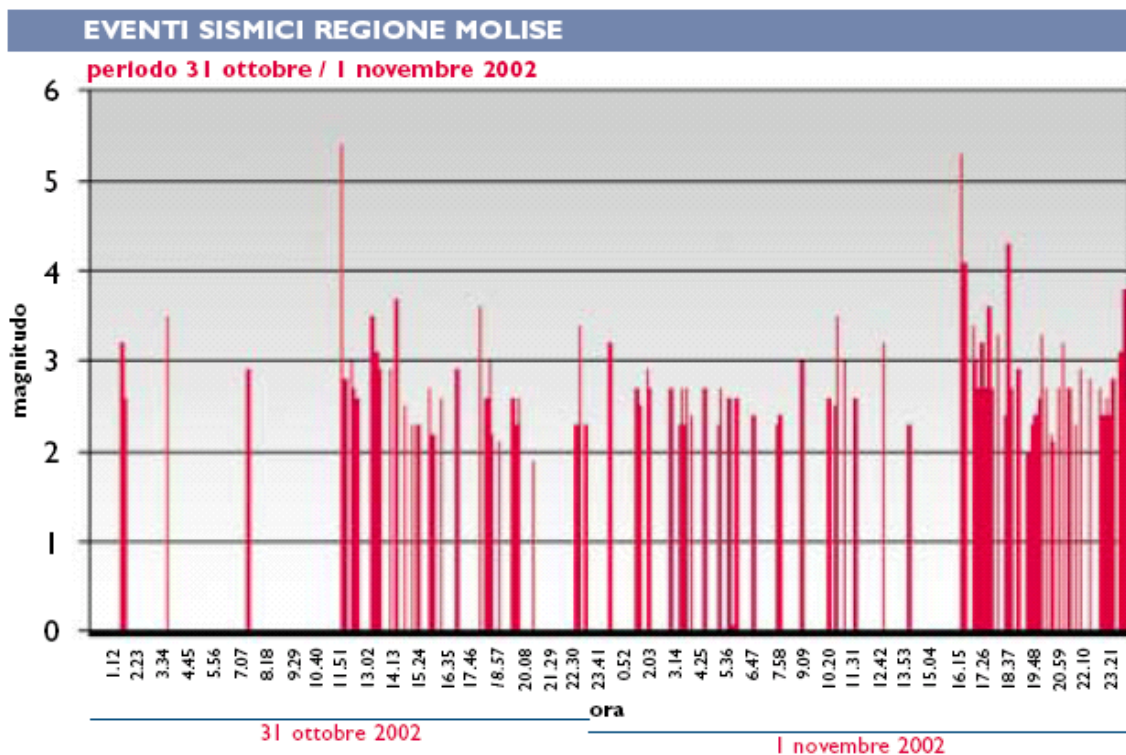


Figura 4.3 – Eventi sismici risalenti al periodo 31 ottobre / 1 novembre 2002.

I primi sopralluoghi effettuati nell'immediatezza dell'evento, hanno evidenziato una significativa disomogeneità della distribuzione del danno sia fra centri attigui che nell'ambito di un medesimo abitato. Tale discordanza è da attribuire in particolare a fenomeni di amplificazione sismica locale che hanno interessato le aree di più recente costruzione di San Giuliano di Puglia, edificate, a partire dagli anni '40, su un deposito di marne argillose dove il danno è risultato pari al

IX grado MCS. L'unità argillosa è arginata da una formazione flyshoide, affiorante al di sotto del nucleo originario dell'abitato dove, al contrario, i danni sono stati limitati (VI-VII grado MCS). A rigore, il grado di danneggiamento andrebbe considerato come il prodotto della sequenza sismica nel suo complesso, ma la seconda forte scossa (1 Novembre) ed i successivi *aftershocks* hanno provocato solo l'acuirsi delle situazioni di danneggiamento dovute all'evento del 31 Ottobre. Il confronto tra le intensità assegnate a seguito del terremoto del 31 Ottobre e quelle relative al cumulo dei danni successivi sia all'evento dell' 1 Novembre che allo sciame sismico seguente, ha evidenziato un aumento massimo di un grado MCS solo in alcuni centri. Tale aumento si è rivelato maggiore nei centri urbani situati ad Ovest di San Giuliano di Puglia, in quanto più prossimi alla faglia che ha generato il secondo *mainschock*.

Questi indizi hanno suggerito che alcuni fattori locali, quali le caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione, i fenomeni di dissesto franoso e/o le tipologie edilizie, siano stati in grado di condizionare fortemente l'entità e la distribuzione dei danni, di cui si parlerà più in dettaglio nel relativo paragrafo.

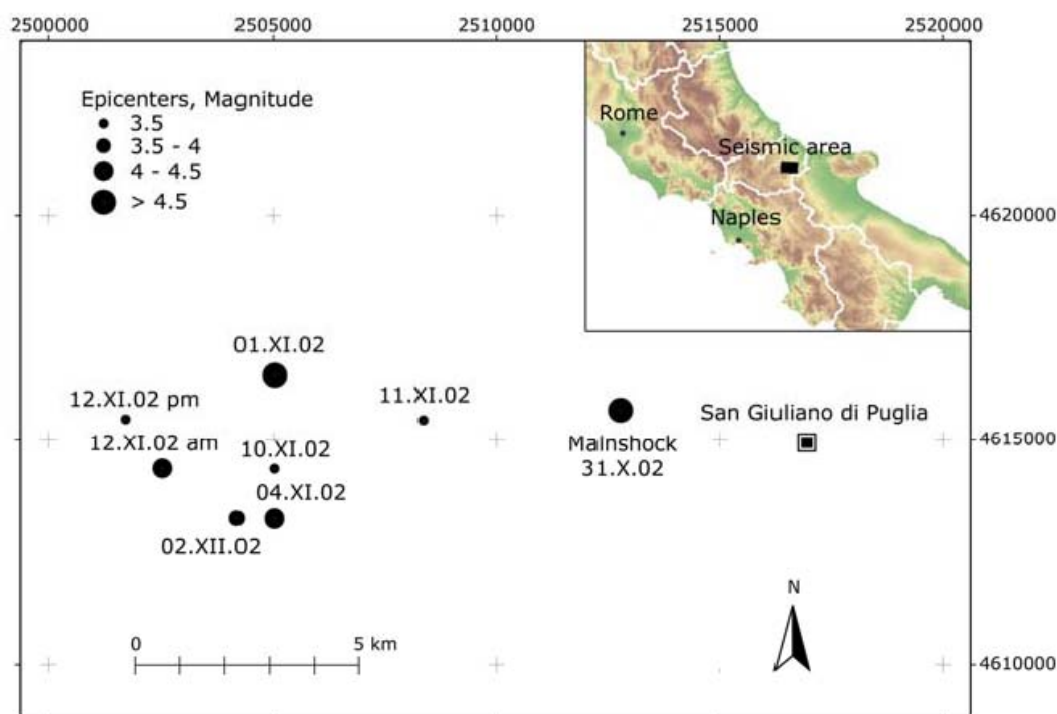


Figura 4.4 – . Localizzazione degli epicentri e della città di San Giuliano di Puglia (Silvestri et al., 2006).

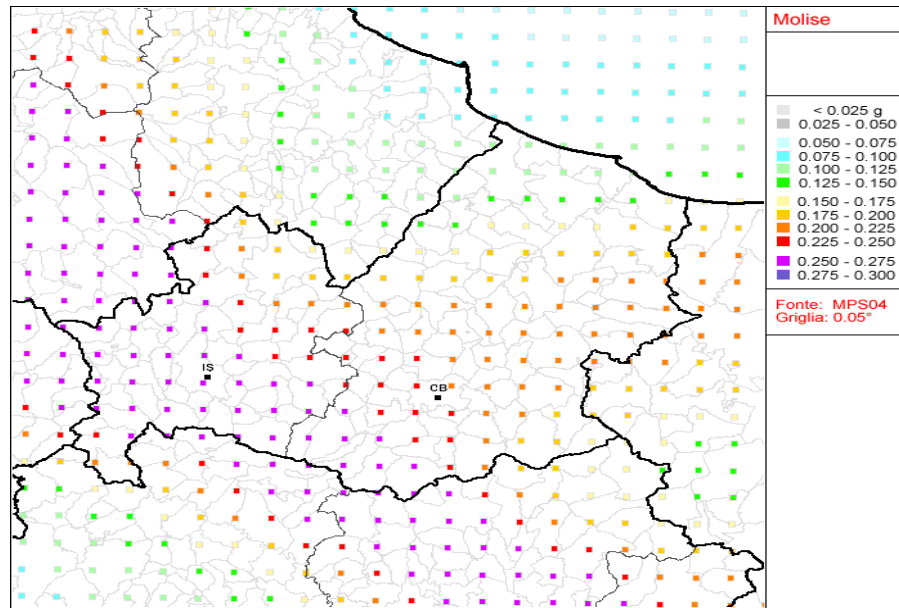


Figura 4.5 – Carta di Pericolosità Sismica per la regione Molise (INGV).

4.2.3 Effetti al suolo rilevati a seguito del terremoto del 2002.

A seguito dell'evento sismico verificatosi il 31 Ottobre 2002 è stato immediatamente avviato un rilievo del danneggiamento, condotto da alcune squadre di tecnici e ricercatori del gruppo di lavoro **QUEST** (**QU**ick **E**arthquake **S**urvey **T**eam). La valutazione del danneggiamento si è rivelata da subito abbastanza complessa, in quanto i numerosi centri colpiti sono risultati di dimensioni rilevanti e costituiti da variegata tipologie edilizie, che in qualche caso si organizzano come agglomerati autonomi all'interno delle diverse aree urbane; va osservato inoltre che alcuni dei comuni colpiti dal terremoto, risultano classificati sismici soltanto da una ventina di anni, il che ha fatto ipotizzare la presenza di misure antisismiche solo nel patrimonio edilizio più recente. Le numerose repliche seguite all'evento principale, ed in particolare quella dell'1 Novembre, hanno contribuito ad incrementarne il danneggiamento.

L'evento principale è stato avvertito in una vasta area dell'Italia centro-meridionale, ed ha prodotto danni significativi in un'area ristretta compresa fra i Frantani, il Sannio e la Capitanata, nelle province di Campobasso e di Foggia. Diversi centri appenninici interessati da effetti di danno presentano uno sviluppo urbanistico originariamente localizzato in posizione di culmine, cui sono seguite fasi di espansione in tempi diversi, verso aree limitrofe: l'evoluzione di questi insediamenti è solitamente ben riconoscibile sia spazialmente che cronologicamente.

Gli effetti massimi prodotti dalla sequenza sismica sono stati senz'altro riscontrati nella località di San Giuliano di Puglia: oltre alla presenza di diversi crolli parziali di edifici in muratura nella fascia centrale del paese, sono stati riscontrati alcuni crolli totali ed un danneggiamento grave pressoché generalizzato. La tipologia edilizia di questa parte del paese è rappresentata da muratura

che risale apparentemente al periodo compreso fra gli anni '30 e la seconda metà degli anni '60, con situazioni di elevata vulnerabilità sismica. In particolare, i crolli totali e parziali rivelano la presenza di muratura a sacco (in molti casi mascherata esternamente da conci murari squadrati) e di orizzontamenti in legno non collegati, con la sporadica presenza di catene; in molti casi, edifici in muratura di qualità mediocre hanno subito rimaneggiamenti che ne hanno peggiorato sensibilmente la vulnerabilità, quali, ad esempio, la sovrapposizione di solai o coperture in laterocemento, senza alcun rinforzo delle murature.

A prescindere dalle condizioni geologiche locali e da possibili effetti di amplificazione di sito, è stato possibile osservare una evidente differenziazione degli effetti, imputabile alla diversa vulnerabilità sismica delle aree di espansione dell'abitato.

Il nucleo originario, dislocato ai bordi del pendio, il cui sviluppo più recente è riconducibile prevalentemente al XVIII secolo, presentava infatti un quadro di danneggiamento contenuto, anche in presenza di scarse condizioni di manutenzione. La parte centrale del paese, che si allunga in posizione di sella verso il pendio sovrastante, è costituita, come segnalato, da edilizia muraria di pessima qualità risalente agli anni '30-'70, e presentava crolli parziali o totali, nonché danni strutturali generalizzati, in molti casi gravissimi. La parte più alta del paese, di sviluppo più recente, in cui è presente sia muratura che strutture in C.A., ha mostrato livelli di danneggiamento modesto, pur in presenza di condizioni morfologiche non favorevoli o di evidenti irregolarità strutturali.

Una marcata differenziazione nel danneggiamento fra le parti più recenti degli abitati ed i rispettivi centri storici è stata notata in quasi tutte le località vicine, come Larino, S. Croce di Magliano, Casalnuovo Monterotaro.

Per ciò che riguarda, più in dettaglio, la distribuzione del danno agli edifici, è bene precisare che l'uso dei dati tipologici e di danno ai fini della microzonazione si basa sull'ipotesi di poter considerare l'edificio come uno strumento di misura dell'azione sismica. La quantità misurata è il danno subito dall'edificio, mentre la "curva di risposta dello strumento" è data dalla vulnerabilità dell'edificio, cioè da una relazione azione sismica-danno che deve essere assegnata a priori al singolo edificio. In generale queste relazioni sono molto incerte in quanto calcolate non per il singolo edificio, bensì per una classe di edifici.

Il Centro Operativo Misto (COM) di San Giuliano di Puglia, in collaborazione con i tecnici della Protezione Civile, ha condotto un accurato rilievo del danno e dell'agibilità post-sisma e reso disponibili i dati identificativi, tipologici e di danno di quasi tutti gli edifici del centro urbano di San Giuliano di Puglia.

Nel Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia (a cura del Dipartimento di Protezione Civile) sono state effettuate stime dell'intensità

risentita (I) e del fattore di amplificazione (FA) nel centro urbano di San Giuliano di Puglia a partire dalla distribuzione del danno per diverse aree di influenza. Le mappe dell'intensità risentita (Figura 4.6 a) e del fattore di amplificazione (Figura 4.6 b) di ogni edificio, sono state ottenute mediando i dati relativi ad edifici compresi un'area di raggio pari a 50 metri.

Pur con le limitazioni insite nella metodologia, le carte di sintesi hanno indicato chiaramente che nella zona del centro storico l'intensità dedotta dall'analisi è stata inferiore di almeno 2 gradi della scala MCS rispetto a quella risentita nella zona di più recente costruzione. Di riflesso, per diverse abitazioni della zona nuova è stimato un fattore di amplificazione compreso tra 3.5 e 5.5 a fronte di quello calcolato per alcune abitazioni del centro storico, prossimo o addirittura minore dell'unità.

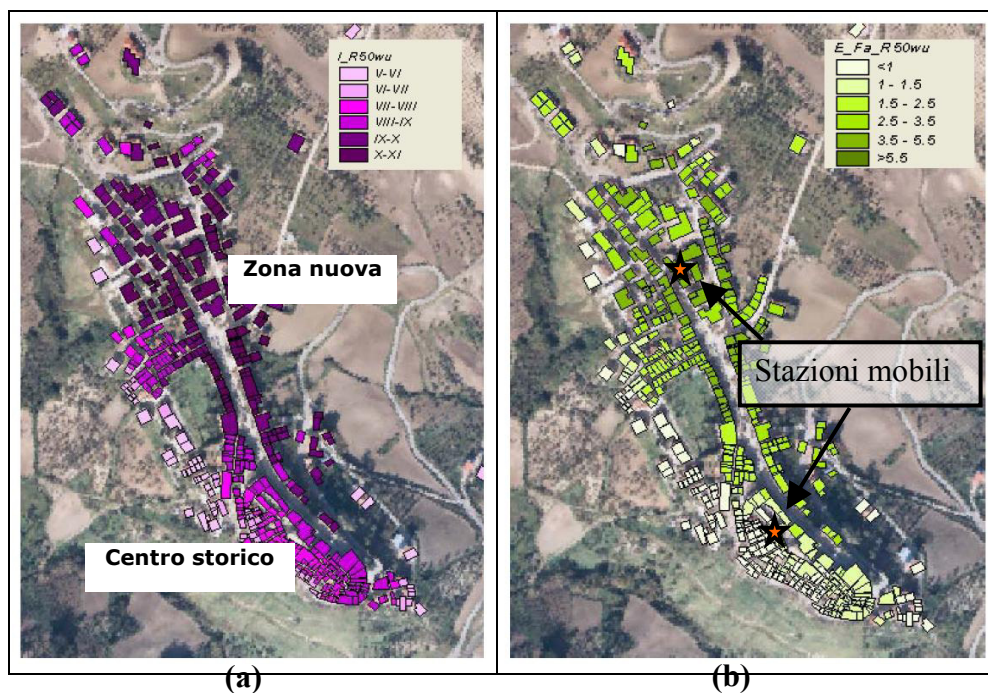


Figura 4.6 – Carte dell'intensità risentita (a) e dell'amplificazione (b) ottenute dall'analisi del danno (Baranello et al., 2003).



Figura 4.7 – Danni subiti da alcuni edifici a seguito del terremoto del 31 ottobre 2002.

4.3 Inquadramento territoriale dell'area

Il centro urbano di San Giuliano di Puglia è edificato su una stretta dorsale orientata in direzione NNW-SSE, alla quota media di 450 metri s.l.m..

Il centro storico, situato nella zona meridionale, sorge su una formazione flyschoidale spiccatamente acclive; l'area di recente espansione, nella quale sono stati registrati i maggiori danni dovuti all'evento sismico, sorge nella parte centro-settentrionale ed ha una morfologia superficiale che mostra pendenze più dolci per la presenza di terreni a prevalente componente argillosa. In tali terreni sono localizzati fenomeni di dissesto (Figura 4.8), riferibili essenzialmente a fenomeni gravitativi di versante di tipo superficiale (alcuni peraltro acuiti dagli eventi sismici del 2002), ed a processi di dilavamento.

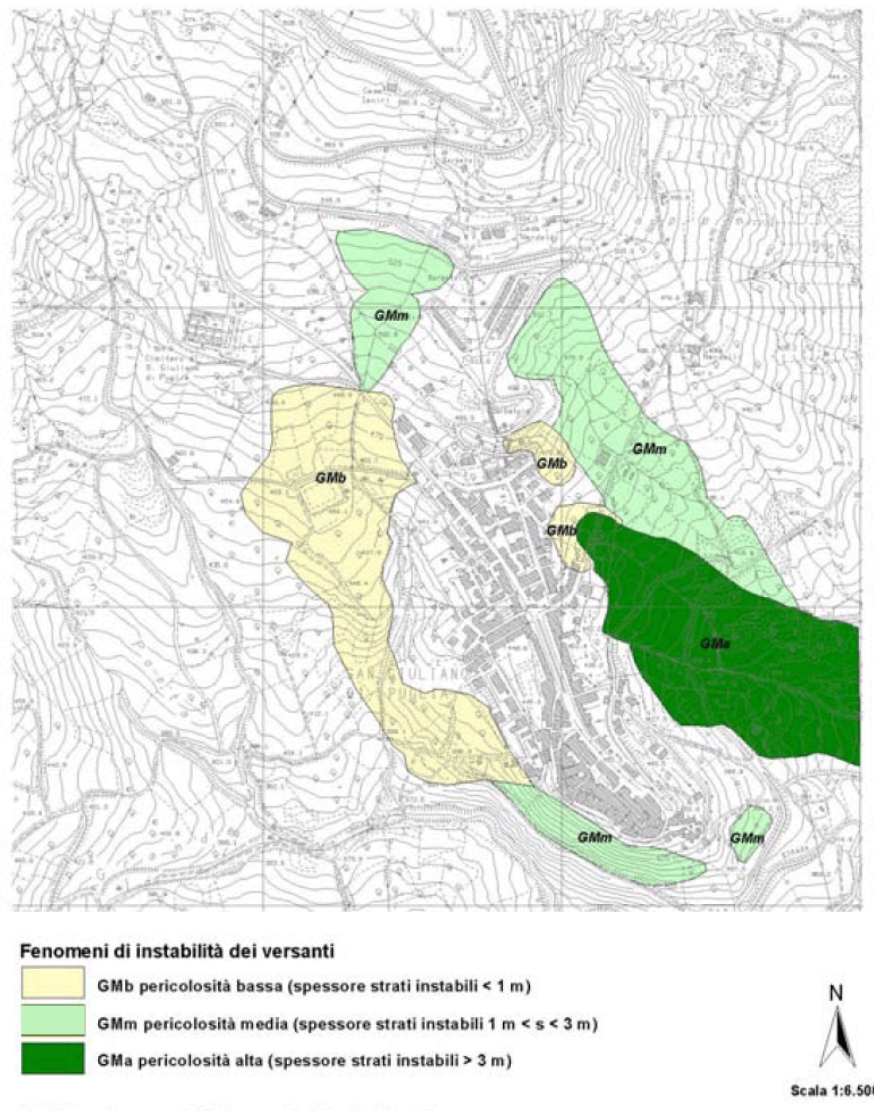


Figura 4.8 – Mappa di pericolosità dovuta ad instabilità dei versanti (da Baranello et al., 2003).

Il sottosuolo del territorio urbano è caratterizzato dalla presenza di due unità principali, che si estendono in profondità per diverse centinaia di metri: il flysch di Faeto, affiorante nel centro storico, e le marne argillose di Toppo Capuana, nella zona di più recente sviluppo urbano.

Il flysch di Faeto è una formazione litoide del Miocene inferiore, costituita da un'alternanza di calcari detritici, calcari marnosi, marne bianche ed argille verdi, affiora sia nell'estremità meridionale della dorsale, in un'unità relativamente scompaginata (Figura 4.9), che nel settore settentrionale, a monte dell'abitato, dove si presenta molto tettonizzata e smembrata.



Figura 4.9 – Affioramento del flysch di Faeto nella zona Sud del centro abitato (foto eseguita durante i lavori di ricostruzione).

L'unità di Toppo Capuana (Miocene superiore) è costituita prevalentemente da argille marnose grigio azzurre e da marne argillose. La parte sommitale di tale formazione, di spessore limitato (generalmente inferiore a 10 metri), è caratterizzata da un grado di fessurazione da medio ad intenso, e si presenta alterata assumendo una colorazione avana o grigio avana con tonalità verdognole (Figura 2.4a). Le argille avana sfumano nelle sottostanti argille marnose e marne argillose grigie (Figura 2.4b), che talora presentano anch'esse tonalità verdognole, sono meno intensamente fratturate e sono costituite da livelli più argillosi ai quali sono intercalati strati di marne argillose dure.

Il contatto tra il flysch e la formazione argillosa nella zona S del centro abitato si presenta con immersione piuttosto ripida in direzione NE.

Il deposito di marne argillose è ovunque ricoperto da una coltre detritica, con spessore variabile, costituita da materiali eterogenei (riporti, rimaneggiamenti, accumuli di frana e terreni colluviali).

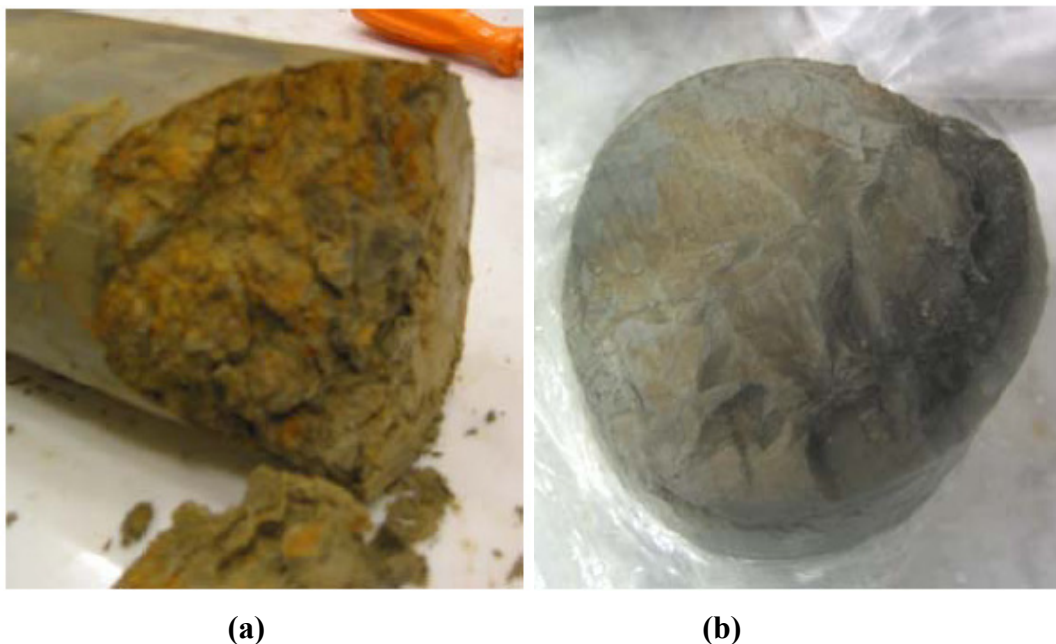


Figura 4.10 – Le differenti mesostrutture di argilla avana (a) e argilla grigia (b) (Silvestri et al., 2006)

4.4 Modelli geologici proposti.

Come accennato in precedenza, la valutazione della risposta sismica locale non può prescindere da un'accurata ricostruzione del modello geologico del sottosuolo tramite l'utilizzo delle informazioni geologiche di superficie nonché indagini geotecniche e geofisiche. Il problema della definizione dei parametri di input per le modellazioni può essere risolto solo attraverso una buona conoscenza delle caratteristiche fisico meccaniche dei litotipi investigati.

L'acquisizione di numerosi parametri, tra cui spessori, velocità e densità dei litotipi indagati, ricavati tramite utilizzo delle indagini condotte, costituisce il primo passo per gli studi di microzonazione sismica, i quali possono essere sfruttati come input per le modellazioni. Questo tipo di approccio è di fondamentale importanza per la valutazione della risposta sismica locale in quanto permette di simulare il comportamento dei terreni al verificarsi di un evento sismico. La ricostruzione del modello geologico del sottosuolo ha messo in evidenza una morfologia abbastanza irregolare soprattutto per quanto riguarda le coperture. Lo spessore della coltre, come ben noto, contribuisce in maniera determinante nella valutazione della risposta sismica locale amplificando gli effetti in modo considerevole.

Nel periodo compreso tra novembre 2002 e marzo 2003, docenti e ricercatori dell'Università del Molise, in collaborazione con l'Ufficio Servizio Sismico Nazionale del DPC, hanno effettuato ricerche e rilievi geologico-strutturali nell'area in cui ricade il centro abitato di S. Giuliano di Puglia.

L'assetto geologico elaborato a partire da tali rilievi consiste in una carta geologica e relative sezioni in scala 1:5000 (Figura 4.11), contenute nel *Rapporto finale sulla Microzonazione Sismica del centro abitato di San Giuliano di Puglia* (Baranello et al., 2003).

Il modello geologico corrispondente (che sarà nel seguito identificato con l'acronimo DPC-UniMol) è caratterizzato da una struttura a doppia sinclinale del flysch di Faeto. In particolare, si ipotizza che il substrato delle argille sia costituito dalla formazione flyschoidale, deformata da un sistema di pieghe con assi orientati all'incirca NW-SE, e caratterizzata da strutture di tipo asimmetrico verso i quadranti Nord-orientali. L'area risulta inoltre attraversata da faglie subverticali con cinematica prevalentemente estensionale e con orientazioni variabili da circa N-S a NW-SE. Nella sezione 1 in Figura 4.11 sono evidenziati i sondaggi della campagna di indagini congiunta DPC-Procura effettuati lungo la dorsale.

Come si può notare, la profondità cui sono state spinte le perforazioni è troppo limitata per poter confermare le ipotesi avanzate sull'andamento del substrato.

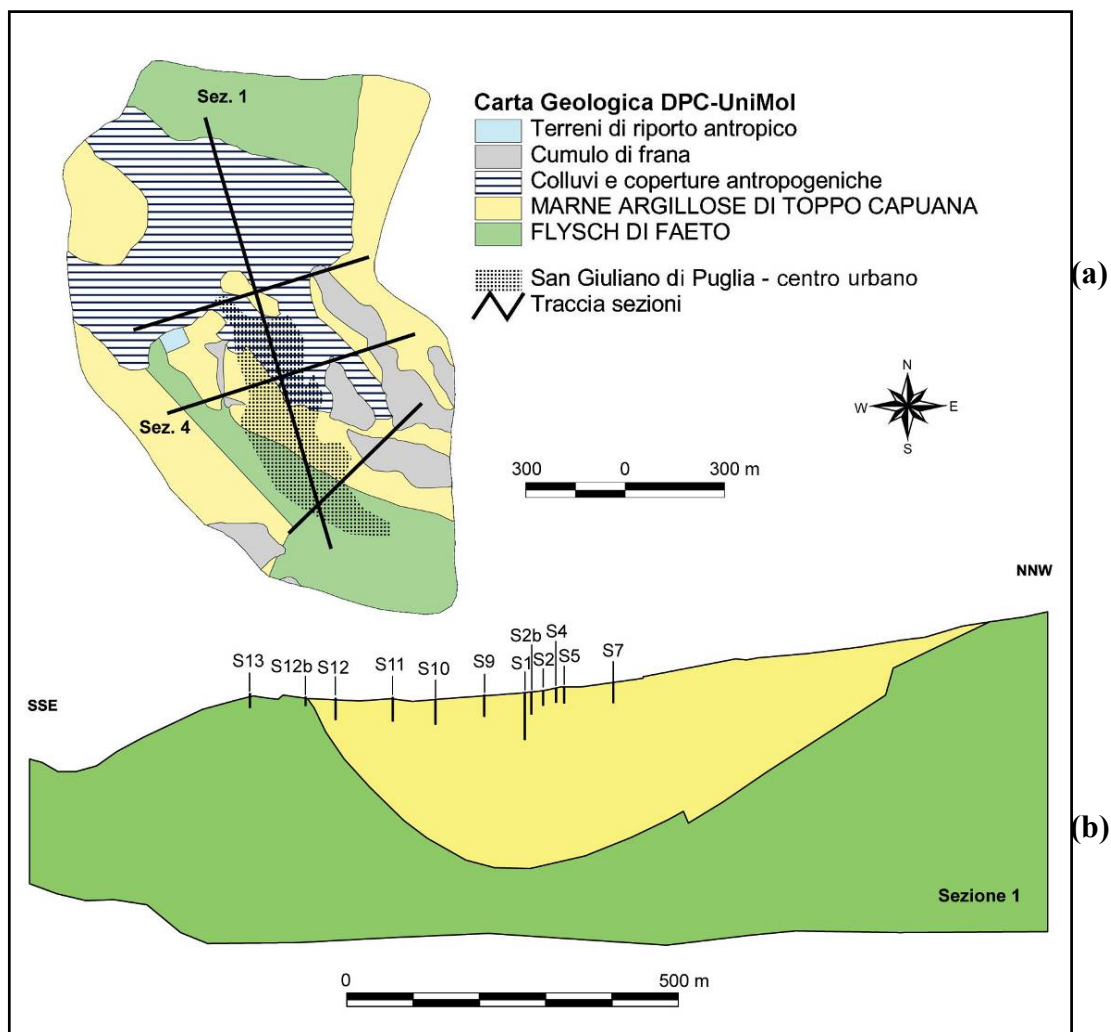


Figura 4.11 – Carta (a) e sezione (b) geologica UniCal-PoliBa (Baranello et al., 2003).

Successive indagini geologiche, condotte da Melidoro (2004) e Guerricchio (2005) per conto della Procura, hanno avanzato dubbi sulla geometria a catino del modello DPC-UniMol. Infatti, le analisi micropaleontologiche su 8 campioni estratti da 4 sondaggi eseguiti nelle marne argillose di Toppo Capuana hanno evidenziato che l'età di tale formazione va sostanzialmente dal Tortoniano superiore (sondaggio S1) al Messiniano inferiore (sondaggi S10 e S12), e che quindi nella zona meridionale del centro abitato le argille più recenti sono a contatto con l'unità flyschoidale. Questa datazione è incompatibile con una struttura a sinclinale.

Nella Figura 4.12 sono riportate la carta geologica (a) e la relativa sezione Nord-Sud (b) redatte dai due Autori, che nel seguito per brevità di notazione saranno identificate come UniCal-PoliBa. Come si può notare, non viene formulata nessuna ipotesi particolare sull'andamento geometrico del substrato.

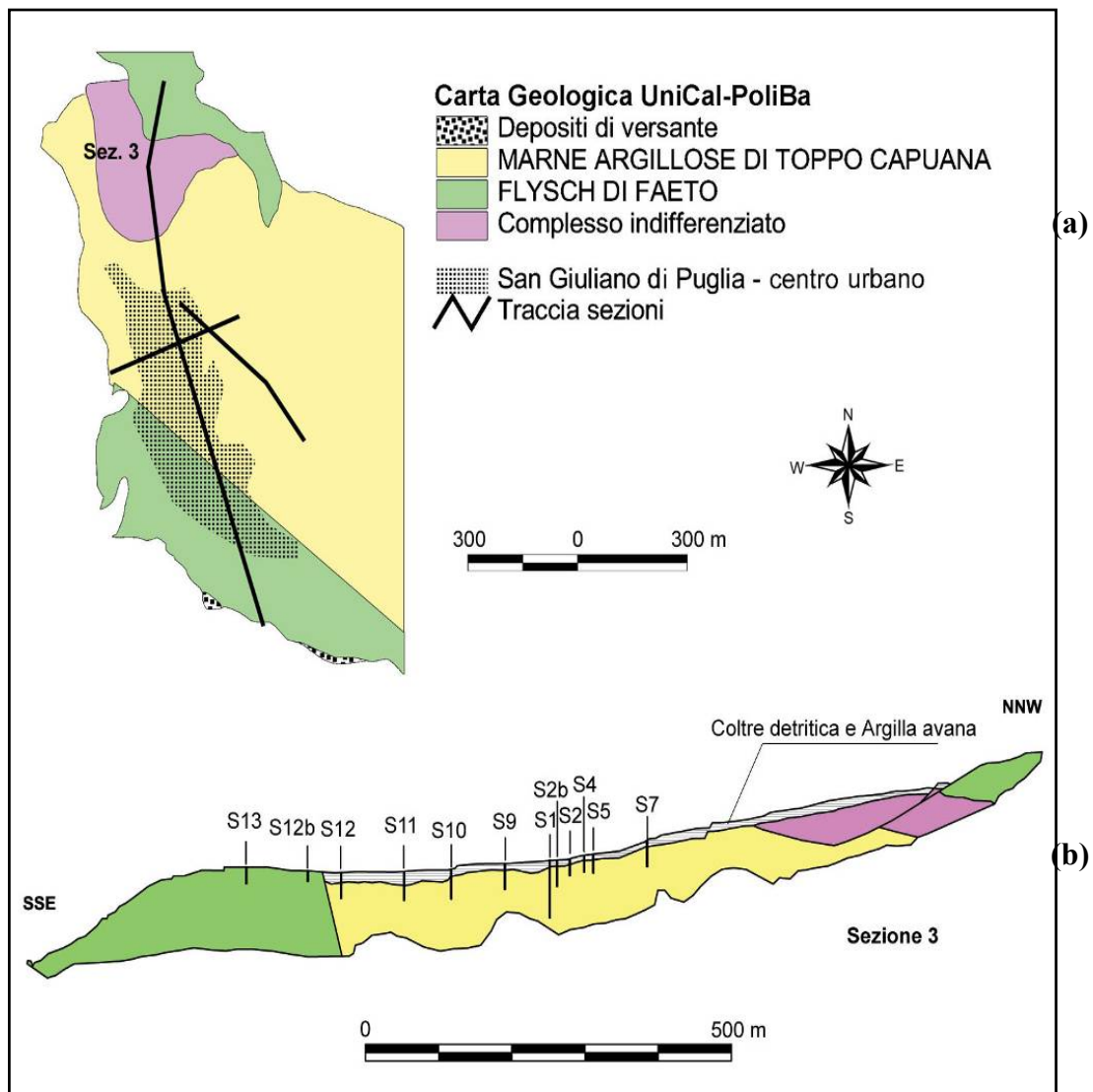


Figura 4.12 – Carta (a) e sezione (b) geologica UniCal-PoliBa (Melidoro, 2004, e Guerricchio, 2005).

Da un'accurata analisi dei sondaggi eseguiti nel centro abitato, è stato rilevato che gli spessori della coltre detritica variano tra 2.5 - 4 metri circa nei sondaggi da S1 a S4, nella zona di recente espansione, fino a 7.5 metri in S6, eseguito più ad Est, dove sono localizzati i fenomeni franosi più intensi. Nella sezione Nord-Sud in Figura 2.2b, è indicato per motivi di scala lo spessore complessivo (massimo 12 m circa) della coltre detritica e dell'argilla avana; come si può osservare, il limite stratigrafico tra questa e l'argilla grigia sembra approfondirsi verso S della dorsale.

Ulteriori studi geologici, pubblicati tra l'altro a cura di ricercatori del CNR e dell'INGV (Giaccio et al., 2004), forniscono un'ulteriore interpretazione dei rapporti stratigrafici tra le due formazioni principali, ipotizzando un meccanismo di sovrascorrimento del flysch sul deposito delle marne argillose, come mostrano la carta geologica e la sezione Nord-Sud riprodotte in Figura 4.13. Questo modello geologico (identificabile con "CNR-INGV") sembra compatibile con la datazione eseguita da Melidoro (2004) e Guerricchio (2005), ed appare geometricamente ancora più complesso rispetto all'ipotesi DPC-UniMol

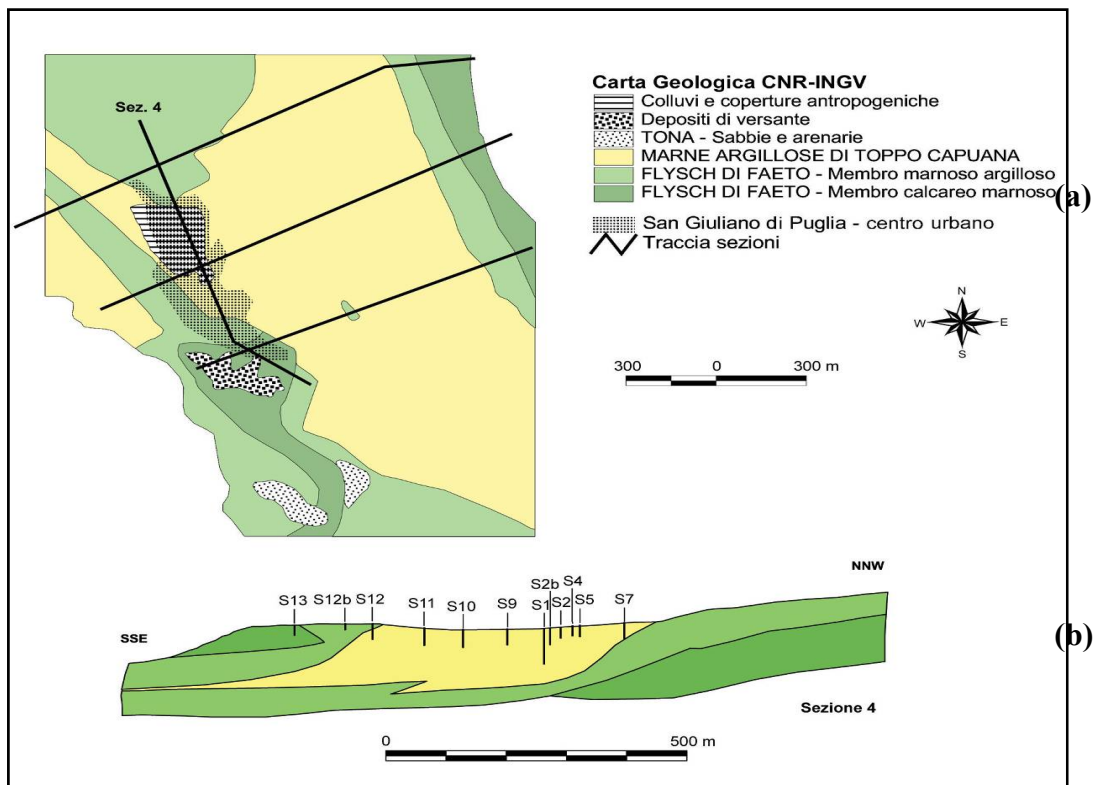


Figura 4.13 – Carta (a) e sezione (b) geologica CNR-INGV (Giaccio et al., 2004, modificata).

4.5 Analisi delle stratigrafie dei sondaggi.

Le campagne di sondaggi geognostici che in diverse fasi hanno interessato il territorio in esame, sono suddivise in quattro gruppi cronologici:

- prima della crisi sismica: indagini del Comune di San Giuliano di Puglia per il P.R.G. (1992) e della Regione Molise (1996), localizzate prevalentemente nelle zone di potenziale espansione a N-NW del centro urbano;
- subito dopo la crisi sismica: programma congiunto DPC-Procura (gennaio-marzo 2003), finalizzato alla Microzonazione Sismica ed alle indagini giudiziarie sul crollo della "Scuola F. Jovine", con l'obiettivo principale di caratterizzare una sezione longitudinale ed una trasversale alla dorsale del centro abitato;
- indagini per la ricostruzione del centro urbano (2004-5), eseguite intensivamente nell'intero abitato;
- indagini condotte nel luglio 2006 facendo uso del Dilatometro Sismico (SDMT) nelle vicinanze dei sondaggi S1, S3 ed S9.

In Figura 4.14 sono rappresentate le ubicazioni di tutte le 129 indagini effettuate rispetto alla carta geologica UniCal-PoliBa , mentre dalla Figura 4.16 alla Figura 4.21, sono riportate le stratigrafie rielaborate e sintetizzate dei 69 sondaggi di cui si dispone.

Le classi basilari di tali stratigrafie sono state definite in numero volutamente ristretto, ma declinabile secondo classi intermedie, alternanze e/o intercalazioni, e specificabile con l'annotazione di caratteristiche distintive eventualmente presenti sulle colonnine dei sondaggi (si veda la tabella qui di seguito).

Per la schematizzazione dei terreni è stata utilizzata la terminologia normalizzata dall'Associazione Geotecnica Italiana (Norme AGI, 1977), che utilizza le classi granulometriche e ne esprime il rapporto percentuale. Torbe, Argille, Limi, Sabbie, Ghiaie e Ciottoli sono stati, pertanto, definiti con le prime lettere del nome (T, A, L, S, G, C), mentre le quantità percentuali sono state espresse con semplici notazioni (congiunzione, virgola o parentesi -si veda la tabella).

Per le rocce e i litotipi particolari caratteristici dell'area catanese, una volta individuati essi sono stati assunti come termini delle classi basilari, per poi utilizzare una schematizzazione analoga alla precedente.

Tabella 4.1 – Terminologia litologica utilizzata.

DESCRIZIONE SCHEMATICA DEL TERRENO NEI SONDAGGI		
Classi basilari		
Dt	Detrito	
R	riporto	
Tv	terreno vegetale	
C	ciottoli	
G	ghiaia	
S	sabbia	
L	limo	
A	argilla	
T	torba	
E	lave	
X	vulcanoclastiti, rifusa, lave scoriacee	
V	vuoti	
P	piroclastite f=fine m=media g=grossolana	
ARE	arenarie	
CAL	calcari	
Cc	calcareniti	
Cgl	conglomerati	
M	marne	
Classi intermedie		
Percentuali	termini AGI	esempio
50÷50	e	SG = sabbia e ghiaia
50÷25	con	S,G = sabbia con ghiaia
25÷10	-oso	S(G) = sabbia ghiaiosa
10÷5	debolmente -oso	S[G] = sabbia debolmente ghiaiosa
Alternanze e intercalazioni		
esempio		
A/S	intercalazione paritetica di argilla e sabbia	
A-S	intercalazione subordinata di sabbia in argilla	
Colorazioni e caratteristiche distintive		
a	colorazione grigio-azzurra	
b	colorazione bruna	
g	colorazione giallastra	
o	contenuto organico	
l	deposito di natura alluvionale	
p	conglomerato con clasti di natura poligenica	
r	deposito marino	

I caratteri distintivi, utili anche per l'interpretazione successiva, hanno riguardato la colorazione (ad es. argille grigio-azzurre, sabbie giallastre), l'eventuale presenza di contenuto organico, la natura dei clasti o ancora la presenza di elementi capaci di fornire informazioni sulla natura del deposito (alluvionale, marino).

Nella descrizione si è operata una prima schematizzazione, consistita nel raggruppare strati adiacenti dalle caratteristiche omogenee e nell'inglobare negli strati adiacenti gli strati di spessore inferiore a 0.5 m, quando non significativi.

Ogni perforazione, inoltre, è stata schematizzata graficamente, con il disegno di una colonna contenente le suddivisioni in classi operate alle rispettive profondità, l'indicazione della quota di testa e le quote progressive sino alla profondità massima di esplorazione.

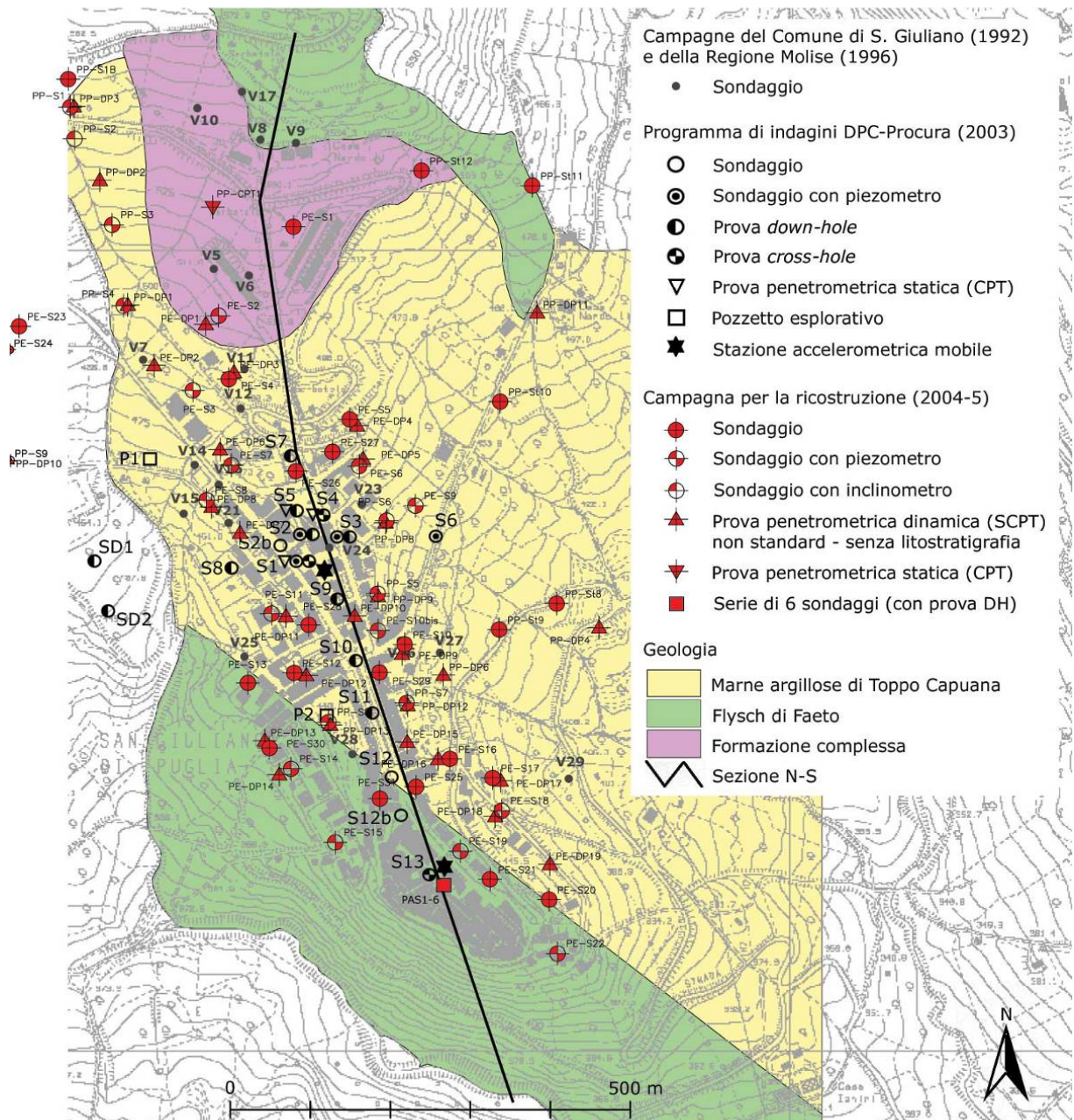


Figura 4.14 – Ubicazioni delle indagini geognostiche disponibili sovrapposte alla carta geologica Unical-PoliBa.

Durante la campagna DPC-Procura sono state condotte le seguenti indagini (contraddistinte con la lettera 'S'):

- rilievo topografico mediante strumentazione GPS;
- 15 sondaggi a rotazione, di cui uno (S1) spinto fino a 70 m;
- 8 sondaggi a distruzione di nucleo;
- installazione di 2 piezometri di Casagrande e di 4 piezometri a tubo aperto;
- 3 prove penetrometriche statiche (CPT), eseguite a pochi metri dai sondaggi S1, S4 ed S5;

- 8 prove down-hole (S2, S3, S5, S7, S8, S9, S10, S11) nelle argille, e 2 nel flysch (SD1, SD2);
- 2 prove cross-hole (S1, S4) nelle argille, e 1 nel flysch (S13);
- 2 pozzetti esplorativi.

Le indagini per la ricostruzione (sigla 'P'), distribuite in maniera più uniforme ed intensiva delle precedenti rispetto all'area urbana edificata, permettono un ulteriore ampliamento delle conoscenze sulle caratteristiche stratigrafiche entro i primi 20-25 m di profondità. Si tratta complessivamente di 86 verticali, delle quali:

- 53 sondaggi (sigle 'PP-S' e 'PE-S');
- 32 prove penetrometriche dinamiche non standard (sigle 'PP-DP' e 'PE-DP'), senza stratigrafia e non particolarmente utili per la caratterizzazione geotecnica ai fini della risposta sismica locale;
- una sola prova penetrometrica statica (PP-CPT1), a Nord del centro abitato.

A queste si aggiungono altri 6 sondaggi in prossimità della chiesa, eseguiti nella formazione flyschoidale insieme a prospezioni *georadar*, per verificare geometria ed integrità delle fondazioni del monumento. Le stratigrafie, pressochè identiche, presentano un sottile strato di coltre detritica e poi flysch di Faeto fino alle massime profondità indagate (40 metri).

Nel luglio 2006, infine, sono state effettuate 3 prove con il dilatometro sismico (SDMT) in adiacenza ai sondaggi S1, S3, S9 al fine di caratterizzare meglio il terreno nelle immediate vicinanze della scuola "F. Jovine".

Dall'esame complessivo delle 69 colonne stratigrafiche sintetizzate dalla Figura 4.16 alla Figura 4.21, si osserva come in tutte le stratigrafie prevalga la componente argillosa del terreno.

1	Alternanza di arenaria e marna calcarea	1	ARE/M c
2	Alternanza di argilla grigia e argilla avana verdastra da debolmente marnosa a ma	2	Aa/Ag
3	Alternanza di argilla marnosa e marna argillosa	3	A(M)/M(A)
4	Alternanza di argilla marnosa limoso-sabbiosa	4	A(M)/A(L)(S)
5	Alternanza di argilla sabbioso-marnosa e argilla limoso-marnosa	5	A(S)(M)/A(L)(M)
6	Alternanza di calcarenite, marna calcarea e argilliti	6	Cc/M(CAL)/A
7	Alternanza di livelli litoidi, ridotti in clasti dalla fratturazione	7	p
8	Alternanza di marna e argilla marnosa	8	M/A(M)
9	Alternanza di marna e marna argillosa	9	M/M(A)
10	Alternanza di marna limosa e/o sabbiosa e arenaria	10	M(LS)/ARE
11	Alternanza di marne argillose e arenarie	11	M(A)/ARE
12	Arenaria	12	ARE
13	Arenaria molto cementata	13	ARE
14	Argilla debolmente marnosa	14	A[M]
15	Argilla limosa	15	A(L)
16	Argilla limosa da debolmente marnosa a marnosa	16	A(M)(M)
17	Argilla limosa debolmente marnosa	17	A(L)(M)
18	Argilla limosa debolmente sabbiosa	18	A(L)(S)
19	Argilla limosa fessurata	19	A(L)fess
20	Argilla limosa rimaneggiata	20	A(L)rim
21	Argilla limosa-marnosa	21	A(L)(M)
22	Argilla limosa-sabbiosa	22	A(L)(S)
23	Argilla marnosa	23	A(M)
24	Argilla marnosa debolmente limosa	24	A(M)(L)
25	Argilla marnosa e marna limosa	25	A(M)/M(L)
26	Argilla marnosa limoso-sabbiosa	26	A(M)(L)(S)
27	Argilla marnosa-sabbiosa	27	A(M)(S)
28	Argilla marnoso-limosa	28	A(M)(L)
29	Argilla sabbiosa	29	A(S)
30	Asfalto	30	asfalto
31	Calcarenite molto fratturata	31	Cc fratt
32	Calcarenite resistente	32	Cc resist
33	Clasti di calcare	33	CAL
34	Clasti di marna calcarea e arenaria	34	M(CAL)/ARE
35	Coltre detritica	35	Dt
36	Coltre di frana	36	Dt
37	Detrito colluvio	37	Dt
38	Detrito fine	38	Dt
39	Detrito medio grossolano	39	Dt
40	Limo argilloso	40	L(A)
41	Limo argilloso-sabbioso	41	L(A)(S)
42	Limo brunastro	42	Lb
43	Livello di asfalto e misto di rilevato stradale originale	43	asfalto
44	Marna argillosa	44	M(A)
45	Marna argilloso-limosa	45	M(A)(L)
46	Marna e argilla marnosa	46	M/A(M)
47	Marna limosa	47	M(L)
48	Marna limoso-argillosa	48	M(L)(A)
49	Marne	49	M
50	Massetto in CLS	50	cls
51	Materiale colluviale (riporto)	51	R
52	Materiale di ricarica	52	R
53	Materiale rimaneggiato	53	R
54	Misto di ricarica stradale	54	R
55	Misto stabilizzato	55	R
56	Rilevato del piazzale	56	R
57	Riporto	57	R
58	Suolo agrario limoso-argilloso	58	Tv
59	Terreno vegetale	59	Tv

Figura 4.15 – Terminologia litologica utilizzata.

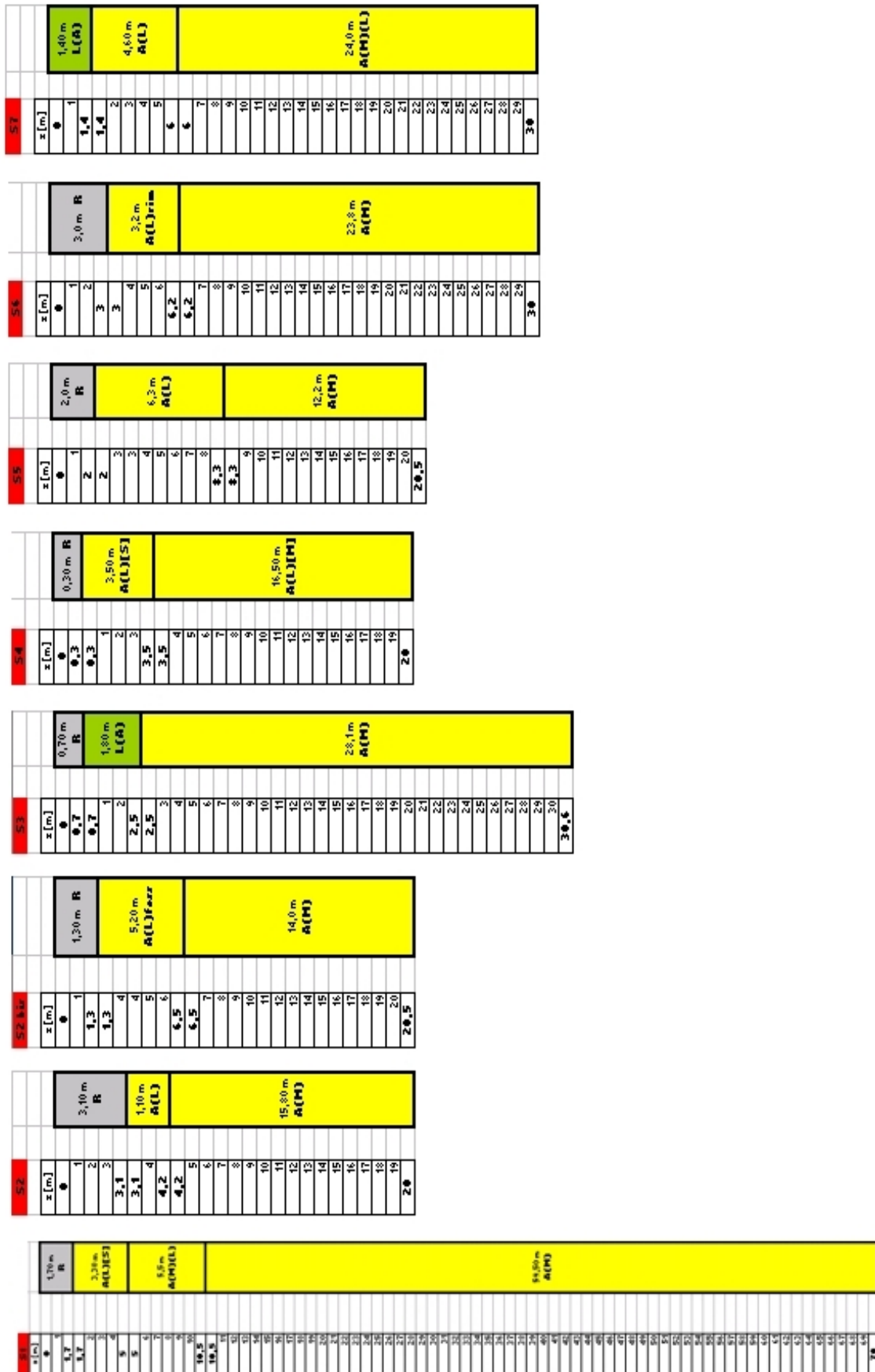


Figura 4.16 – Stratigrafie sintetiche dei sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine.

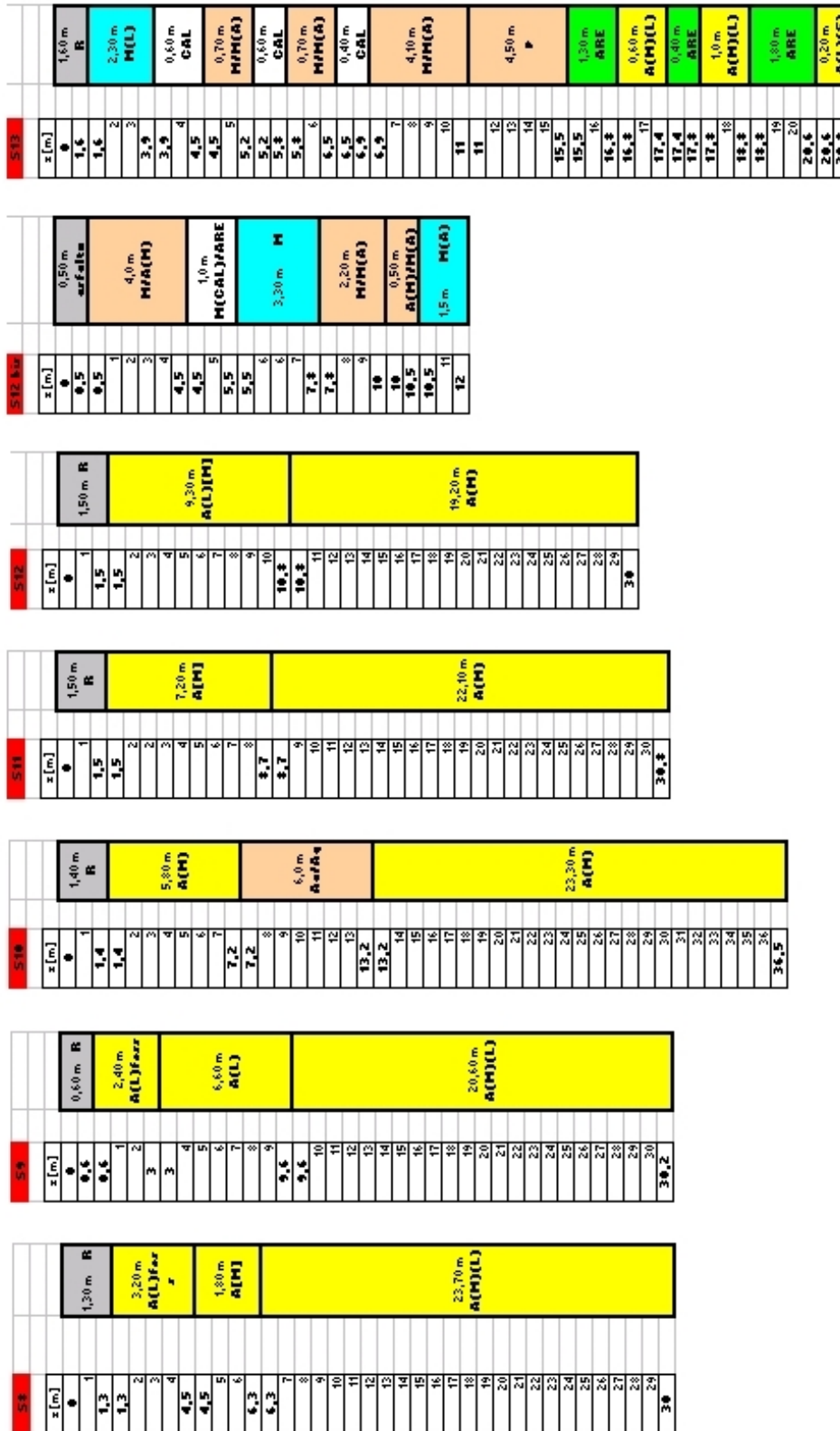


Figura 4.17 – Stratigrafie sintetiche dei sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine.

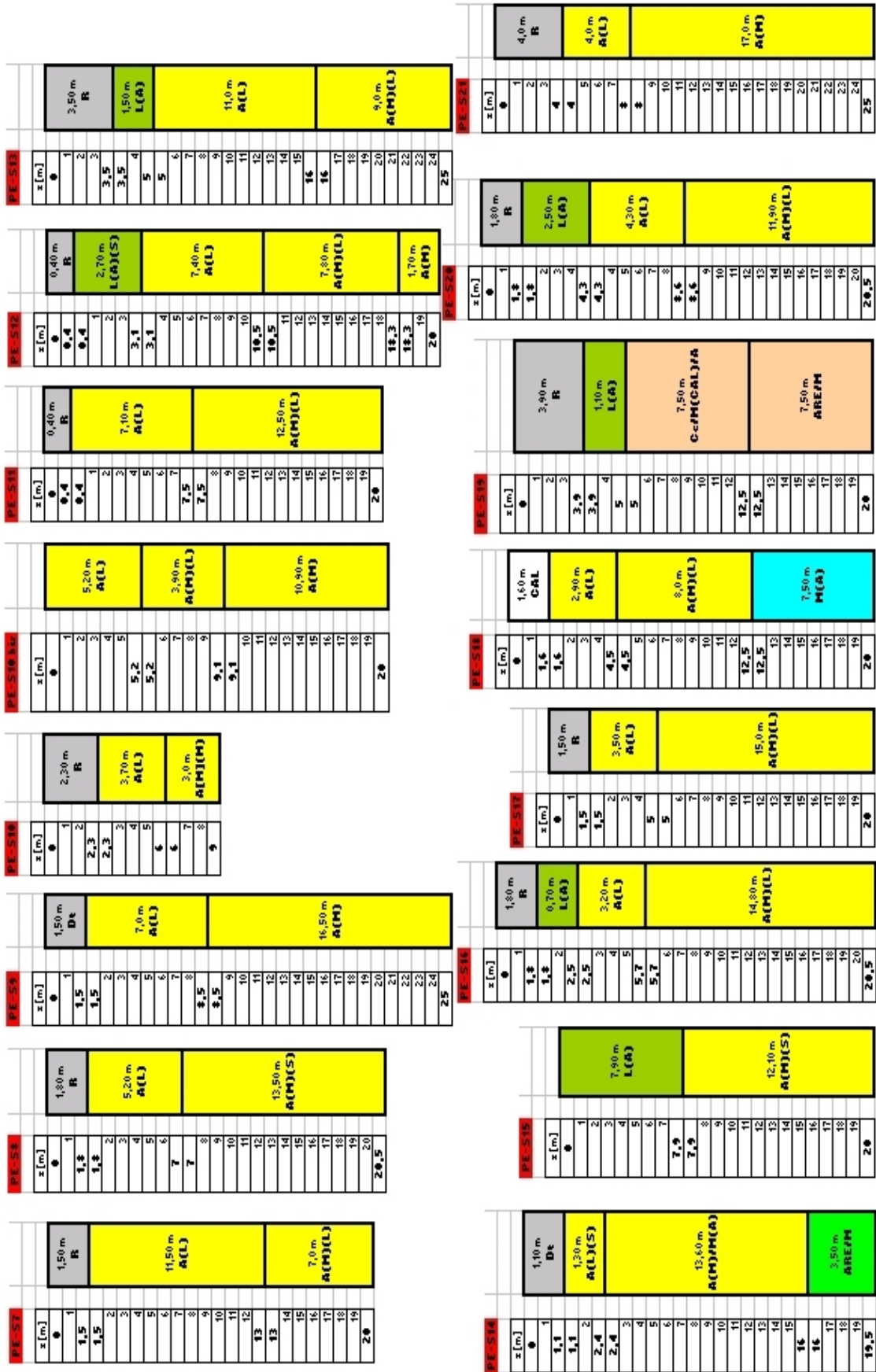


Figura 4.20 – Stratigrafie sintetiche dei sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine.

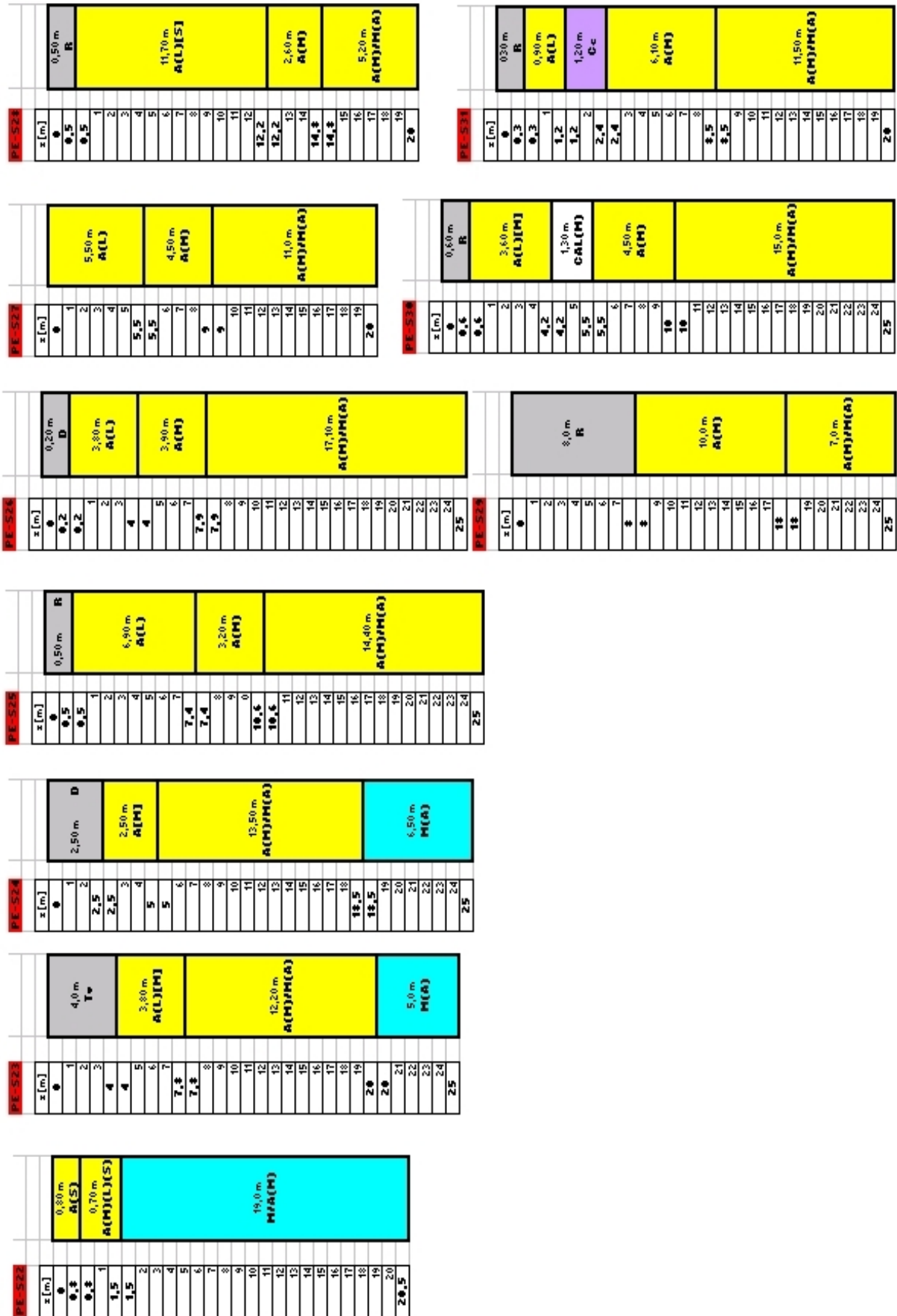


Figura 4.21 – Stratigrafie sintetiche dei sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine.

4.6 Caratterizzazione della formazione argillosa da prove DH, DPT, CPT ed SDMT.

Come sottolineato già in precedenza, le proprietà fisico-meccaniche di principale interesse per la modellazione numerica della risposta sismica locale (cfr. Lanzo & Silvestri, 1999) consistono in:

- peso dell'unità di volume dei terreni e del substrato ($\gamma=\rho g$);
- velocità delle onde di taglio (V_S) e di compressione (V_P) nei terreni e nel substrato;
- leggi di variazione di rigidezza a taglio (G) e smorzamento (D) dei terreni con la deformazione tangenziale γ .

Sono stati ottenuti e confrontati diversi profili di velocità V_S , forniti direttamente da prove DH ed SDMT, oppure dedotti dalle prove CPT e DPT facendo uso di correlazioni note in letteratura scientifica.

I risultati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche (DPT) e statiche (CPT), eseguite nell'area in esame, sono stati utilizzati per ottenere tramite correlazioni empiriche note in letteratura i valori delle velocità delle onde di taglio necessari per le elaborazioni eseguite con i softwares di calcolo Geodin ed Eera.

4.6.1 Caratterizzazione da prove DPT

Per le prove DPT sono state utilizzate le seguenti relazioni:

Otha e Goto (1978):

$$V_S = 54.33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{Z}{0.303} \right)^{0.193} \quad (4.1)$$

dove:

V_S = velocità delle onde di taglio (m/s);

N_{SPT} = numero di colpi SPT;

Z = profondità (m);

α = fattore d'età (Olocene = 1.000, Pleistocene = 1.303);

β = fattore geologico (argille = 1.000, sabbie = 1.086).

Yoshida e Motonori (1988):

$$V_S = \beta \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot \sigma'_{V_0}{}^{0.14} \quad (4.2)$$

dove:

V_S = velocità delle onde di taglio (m/s);

N_{SPT} = numero di colpi SPT;

σ'_{V_0} = tensione verticale efficace;

β = fattore geologico (qualunque terreno = 55, sabbia fine = 49).

4.6.2 Caratterizzazione da prove CPT

Per le prove CPT è stata utilizzata la seguente relazione:

Mayne and Rix (1993):

$$G_0 = \frac{406 \cdot q_c}{e^{1.13}} \quad (4.3)$$

dove:

G_0 = modulo di taglio (kPa);

q_c = resistenza alla punta (kPa);

e = indice dei vuoti.

La Figura 4.22 mostra l'andamento dei profili di V_s ottenuti da prove Down-Hole nei siti S2, S5, S7, S8, S9, S10, S11; tali profili sono stati messi a confronto evidenziando così una certa tendenza che ben rispecchia l'omogeneità delle stratigrafie sopraelencate.

La Figura 4.23 mostra l'andamento dei profili di V_s ottenuti per mezzo delle correlazioni empiriche già citate basate su prove CPT nei siti S1, S4, S5.

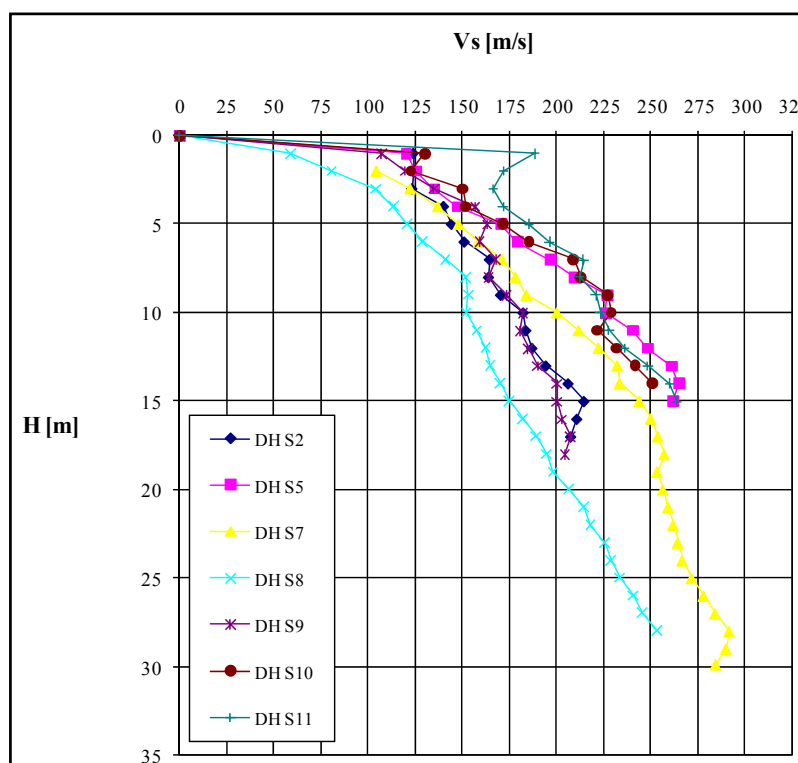


Figura 4.22 – Andamento dei profili di V_s ottenuti da prove Down-Hole nei siti S2, S5, S7, S8, S9, S10, S11.

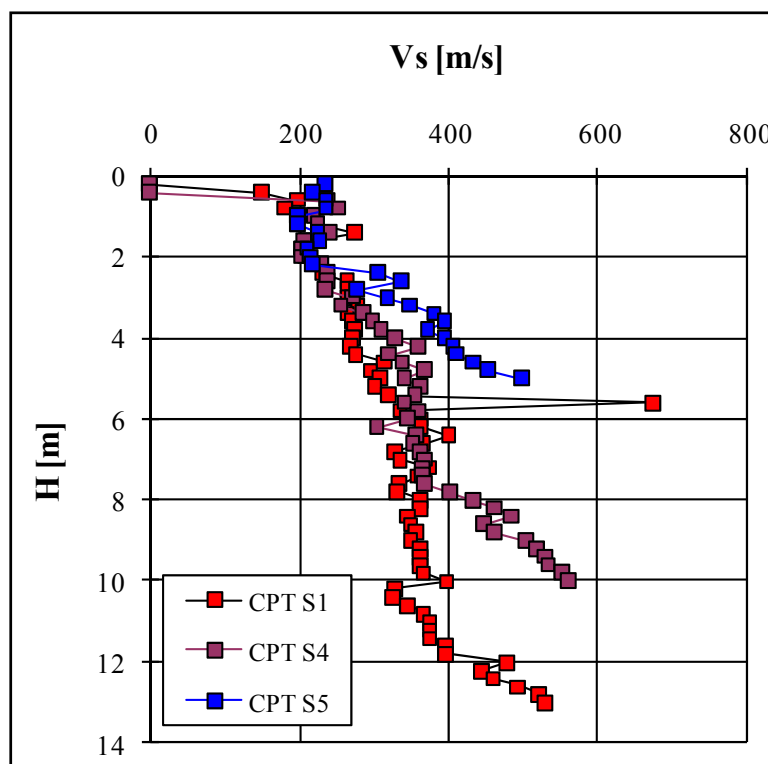


Figura 4.23 – Andamento dei profili di V_s ottenuti da prove CPT nei siti S1, S4, S5.

4.6.3 Caratterizzazione da prove SDMT

Nelle immediate vicinanze della Scuola F. Jovine sono state effettuate tre prove con il dilatometro sismico (SDMT).

Le prove sono state eseguite facendo avanzare l' SDMT mediante la spinta applicata da un penetrometro autocarrato di 20 ton. Ciascuna prova è stata condotta fino a rifiuto, ovvero finché la spinta di 20 ton non era più sufficiente a far avanzare la sonda.

Sono state eseguite tre verticali di prova, denominate con la stessa terminologia adottata per i sondaggi eseguiti nelle vicinanze (es.: SDMT 3: "a pochi metri dal sondaggio S3").

Tabella 4.2 – Ubicazione e profondità delle prove eseguite

Nome prova	Coordinate GPS	prova DMT	prova sismica
SDMT 1	N 41° 41.264' E 14° 57.763'	12.00 m	11.50 m
SDMT 3	N 41° 41.284' E 14° 57.786'	15.40 m	15.00 m
SDMT 9	N 41° 41.241' E 14° 57.813'	12.40 m	12.00 m

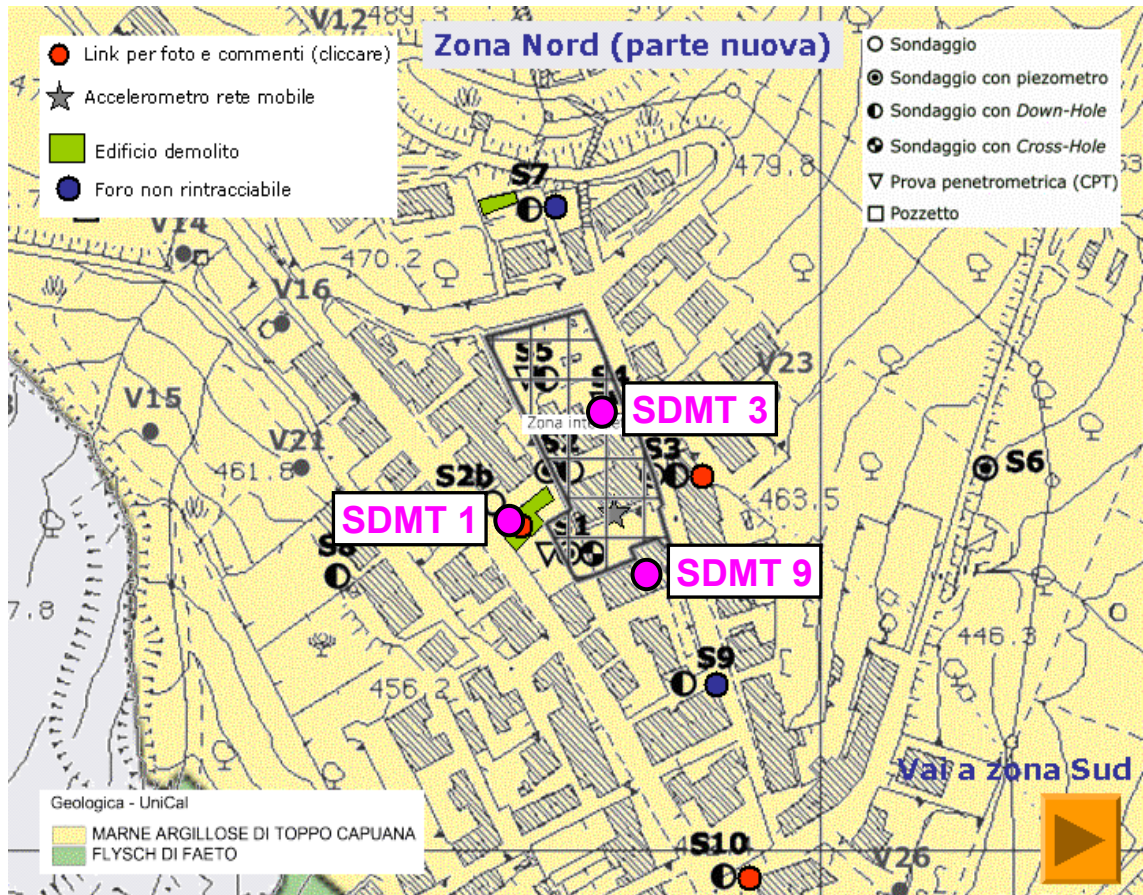


Figura 4.24 – Ubicazione delle prove SDMT.

Il dilatometro sismico è uno strumento risultante dalla combinazione della lama dilatometrica con un modulo che misura la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Inizialmente concepito per ricerca, negli ultimi anni SDMT è gradualmente entrato nell'uso comune nelle indagini geotecniche.

Per quanto riguarda esecuzione, interpretazione ed applicazioni della prova DMT tradizionale (non sismica) si rimanda alla letteratura disponibile. Il riferimento più completo è il rapporto del Comitato Tecnico TC16 ISSMGE (2001), anche in versione italiana (Marchetti et al., 2001).

Il modulo sismico è un corpo cilindrico, collocato sopra la lama (vedi figura), di diametro 50 mm, munito di due ricevitori distanti 0.50 m. La sezione retta del corpo cilindrico (ca 20 cmq) è maggiore di quella della lama (ca 14 cmq), garantendo un buon contatto tra parete e terreno.

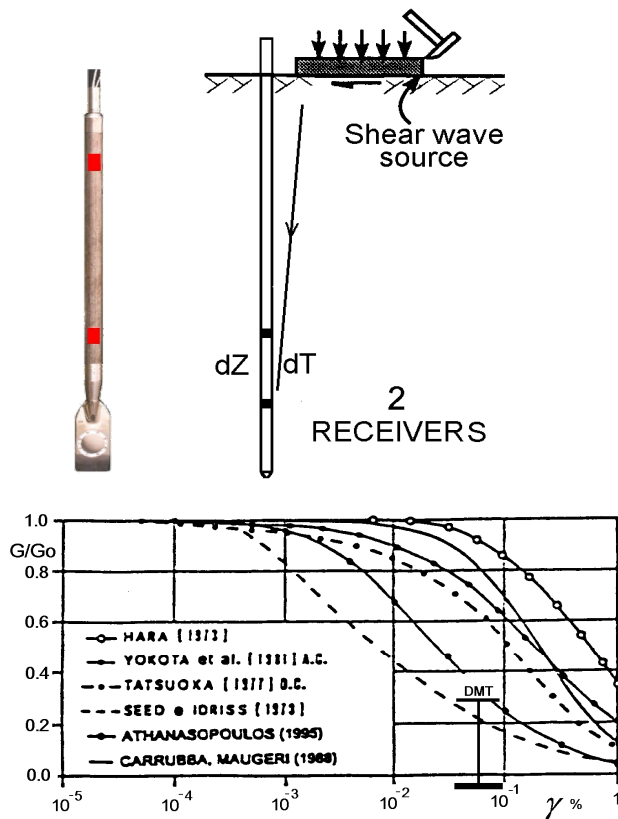
La configurazione della prova è “true interval” a due ricevitori. Tale configurazione evita i problemi connessi con la possibile inesatta determinazione dello zero dei tempi dall’impatto - talora riscontrati nella configurazione “pseudo-interval” con un solo ricevitore. Inoltre la coppia di sismogrammi ai due ricevitori corrisponde allo stesso colpo, anziché a colpi successivi non necessariamente identici. Viene così migliorata la ripetibilità della misura di V_s .

L'energizzazione avviene in superficie mediante un martello a pendolo, avente massa battente di ca 10 Kg. Essa percuote orizzontalmente la testa di una base di ferro parallelepipedica di forma allungata di lunghezza ca 80 cm, pressata verticalmente contro il terreno. L'asse longitudinale della base parallelepipedica è orientato parallelamente all'asse dei ricevitori, in modo che essi offrano la massima sensibilità all'onda di taglio di interesse.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s è il rapporto tra la differenza di distanza tra la sorgente e i due ricevitori ed il ritardo dell'arrivo dell'impulso dal primo al secondo ricevitore.

V_s può essere convertita nel modulo di taglio iniziale G_0 . La conoscenza combinata di G_0 e del modulo M (da DMT) può essere di aiuto nella costruzione della curva di degradazione del modulo G -Gamma.

Le determinazioni di V_s vengono effettuate ogni 50 cm di profondità.



Il penetrometro impiegato è un tre assi, pesante 22 ton. Impiega aste maggiorate per applicare **20 ton** di spinta senza instabilità laterale

Figura 4.25 – Schema di funzionamento del dilatometro sismico SDMT.

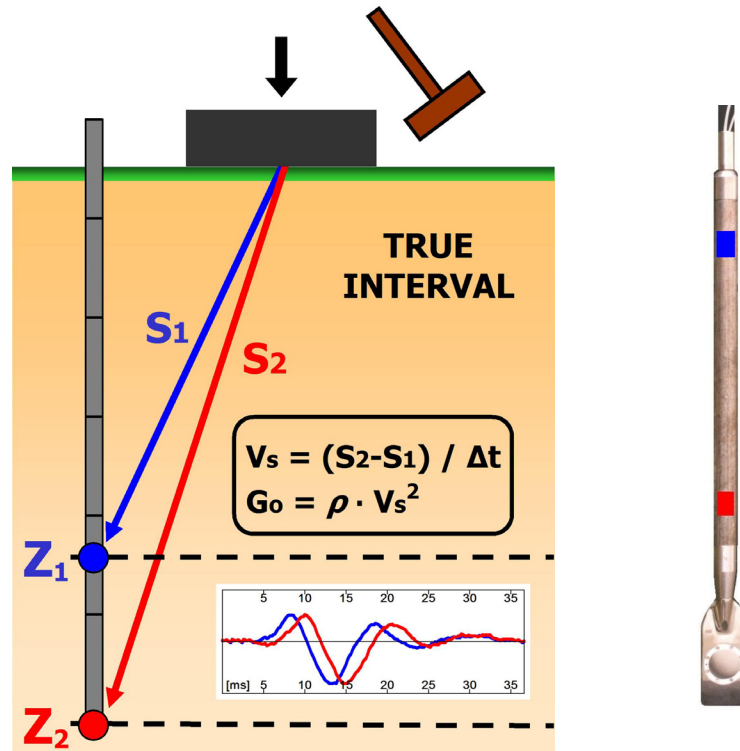


Figura 4.26 – Schema di funzionamento del dilatometro sismico SDMT.

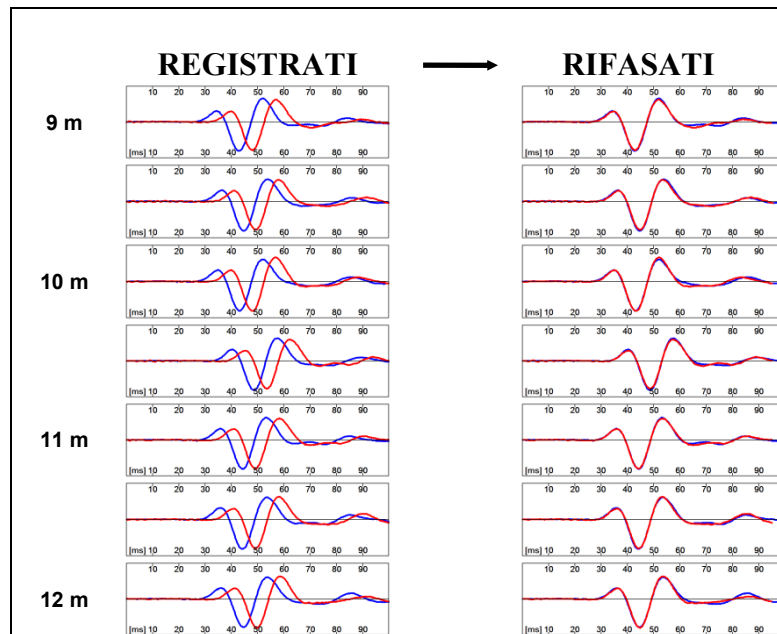


Figura 4.27 – Esempio di sismogrammi ottenuti da SDMT a varie profondità di prova, registrati e rifsati secondo il ritardo calcolato.

I risultati SDMT sono generalmente elaborati come mostrato nell'esempio in Figura 2.18 b. Il profilo di V_S è riportato a fianco di quattro profili DMT base – indice di materiale I_D (tipo di terreno), modulo di deformazione confinato M , resistenza al taglio non drenata c_u e indice di spinta orizzontale K_D (correlato a OCR) – ottenuti da correlazioni DMT usuali.

Le tabelle 2.3, 2.4, 2.5 riportano esempi di ripetibilità delle misure di V_S ottenute da SDMT (prove eseguite nei siti S1, S3, S9). Ogni valore di V_S ad una data profondità di prova corrisponde a colpi di martello differenti. Lo stato dell'arte attuale nella ripetibilità di V_S è uno scarto dell'ordine di pochi m/s.



Figura 4.28 – Ubicazione prove SDMT.

terreno), modulo di deformazione confinato M , resistenza al taglio non drenata c_u e indice di spinta orizzontale K_D (correlato a OCR) – ottenuti da correlazioni DMT usuali.

Le tabelle 2.3, 2.4, 2.5 riportano esempi di ripetibilità delle misure di V_S ottenute da SDMT

Tabella 4.3 – Report parametri sismici e ripetibilità delle misure di V_s per SDMT 1.

Z	Vs	Go	Rho	Ed	Go/Ed	Id	Kd	Ripetibilità Vs	Coeff. Var
[m]	[m/s]	[MPa]	[kg/m ³]	[MPa]				[m/s]	[%]
0.50	178	57.0	1800	11.37	5.02	1.64	24.4	184,178,176,175	1.97
1.00	145	39.9	1900	24.12	1.66	2.73	14.8	152,140,143,150,141	3.36
1.50	198	78.4	2000	31.04	2.53	2.13	15.9	199,198,196,198	0.56
2.00	237	112	2000	48.35	2.32	1.92	20.2	236,238,236	0.42
2.50	251	126	2000	44.89	2.81	2.00	15.7	251,251,252	0.23
3.00	242	123	2100	53.81	2.29	1.46	23.0	243,241,241,241	0.41
3.50	229	102	1950	35.60	2.87	1.49	13.3	228,229,229,229	0.22
4.00	252	121	1900	26.67	4.52	1.87	7.4	251,251,251,254	0.52
4.50	256	128	1950	27.40	4.66	1.25	10.6	254,257,255,257	0.52
5.00	282	167	2100	58.19	2.87	1.65	15.6	279,284,282,282	0.64
5.50	284	161	2000	56.55	2.85	1.71	14.1	285,285,283	0.35
6.00	287	161	1950	23.94	6.71	0.74	12.3	287,287,287	0.00
6.50	334	234	2100	78.41	2.99	1.91	14.9	333,335,333	0.30
7.00	320	215	2100	68.75	3.13	1.36	17.0	318,320,322,320	0.44
7.50	339	241	2100	75.31	3.20	1.33	18.0	335,339,341,341	0.72
8.00	317	211	2100	58.55	3.60	1.73	10.1	316,316,318,318	0.32
8.50	344	249	2100	50.35	4.94	1.33	10.8	342,346,344,346	0.50
9.00	388	316	2100	53.45	5.91	0.97	14.8	390,390,388,386	0.45
9.50	431	390	2100	69.48	5.61	1.34	13.2	437,428,431,429	0.81
10.00	416	363	2100	45.43	8.00	0.95	11.7	413,417,419,415	0.54
10.50	416	363	2100	100.82	3.60	1.13	21.0	411,417,415,419	0.72
11.00	412	356	2100	100.09	3.56	0.96	23.3	410,407,415,417	0.96
11.50	460	444	2100	89.34	4.97	1.16	16.7	459,461,461,459	0.22

Tabella 4.4 – Report parametri sismici e ripetibilità delle misure di V_s per SDMT 3.

Z	V_s	Go	Rho	Ed	Go/Ed	Id	Kd	Ripetibilità V_s	Coeff. Var
[m]	[m/s]	[MPa]	[kg/m ³]	[MPa]				[m/s]	[%]
1.50	103	15.9	1500	3.11	5.11	0.83	3.7	103,103,103,104	0.49
2.00	126	23.8	1500	6.90	3.45	1.69	3.7	128,127,125,122	1.86
2.50	202	73.4	1800	15.52	4.73	1.26	10.1	204,202,202,202	0.50
3.00	193	67.0	1800	18.73	3.58	1.27	10.9	194,192,192,194	0.52
3.50	204	79.1	1900	23.81	3.32	1.68	9.6	203,203,205,206	0.65
4.00	238	102	1800	18.80	5.42	1.17	9.8	238,238,240,238	0.42
4.50	296	171	1950	28.82	5.93	1.24	13.0	297,295,297,297	0.34
5.00	309	186	1950	38.11	4.89	1.30	15.1	308,309,309,309	0.16
5.50	332	231	2100	67.99	3.40	1.76	18.3	332,330,332,333	0.34
6.00	310	202	2100	47.58	4.24	1.42	14.5	311,311,309,311	0.32
6.50	332	231	2100	81.83	2.83	1.65	20.1	333,333,333,329	0.52
7.00	337	238	2100	57.42	4.15	1.38	15.5	339,338,338,334	0.57
7.50	322	218	2100	41.75	5.21	1.13	12.8	323,323,321	0.31
8.00	300	176	1950	34.83	5.04	1.06	10.9	299,299,301,301	0.33
8.50	337	221	1950	37.84	5.85	1.22	9.8	338,336,336	0.30
9.00	329	211	1950	37.38	5.65	1.16	9.6	331,327,328,330	0.48
9.50	360	272	2100	56.69	4.80	1.37	11.7	357,363,359,359	0.62
10.00	394	326	2100	57.06	5.71	1.36	11.3	390,396,394,394	0.57
10.50	385	296	2000	45.31	6.54	1.53	7.6	387,381,386	0.69
11.00	417	365	2100	47.95	7.62	1.16	10.1	417,421,410,419	1.00
11.50	446	428	2150	85.02	5.03	1.73	11.9	446,444,449	0.47
12.00	491	518	2150	111.71	4.64	1.83	13.7	489,495,491,490	0.47
12.50	416	363	2100	69.08	5.26	1.19	12.5	420,418,412,412	0.87
13.00	475	485	2150	105.52	4.60	2.18	10.0	472,474,481,474	0.72
13.50	502	529	2100	70.72	7.48	1.33	10.6	502,502,508,495	0.92
14.00	520	568	2100	93.49	6.07	1.62	11.1	525,519,523,512	0.96
14.50	511	561	2150	102.05	5.50	1.75	11.2	515,517,501	1.39
15.00	519	579	2150	140.13	4.13	2.12	11.8	512,526,518,520	0.96

Tabella 4.5 – Report parametri sismici e ripetibilità delle misure di V_s per SDMT 3.

Z	V_s	Go	Rho	Ed	Go/ Ed	Id	Kd	Ripetibilità V_s	Coeff. Var
[m]	[m/s]	[MPa]	[kg/m ³]	[MPa]				[m/s]	[%]
0.50	66	7.5	1733	28.16	0.27	2.99	26.6	62,67,69	4.46
1.00	260	128	1900	0.00	0.00	0.00	44.7	250,259,265,265	2.36
1.50	206	82.8	1950	30.44	2.72	1.49	21.9	205,206,206,208	0.54
2.00	184	60.9	1800	20.51	2.97	1.24	13.1	182,184,184,186	0.77
2.50	169	51.4	1800	16.69	3.08	0.85	14.1	169,167,168,172	1.11
3.00	190	70.4	1950	19.66	3.58	0.85	14.8	191,190,189,189	0.46
3.50	178	61.8	1950	21.33	2.90	0.95	13.2	178,178,178	0.00
4.00	171	57.0	1950	23.61	2.42	1.00	12.5	170,171,171	0.34
4.50	177	61.1	1950	19.51	3.13	0.84	11.4	176,177,177	0.33
5.00	180	58.3	1800	13.77	4.23	0.62	10.1	180,180,180	0.00
5.50	182	64.6	1950	17.69	3.65	0.76	9.9	182,181,182	0.32
6.00	184	66.0	1950	20.51	3.22	0.82	9.9	184,184,184	0.00
6.50	218	92.7	1950	22.52	4.12	0.74	11.4	218,220,218,218	0.46
7.00	219	93.5	1950	35.82	2.61	1.50	8.4	218,220,220,218	0.46
7.50	268	140	1950	24.52	5.71	0.84	9.8	267,270,268,268	0.42
8.00	304	180	1950	33.27	5.42	1.29	8.2	303,303,305	0.33
8.50	315	198	2000	39.82	4.98	1.54	8.1	315,316,313,315	0.35
9.00	349	256	2100	52.39	4.88	1.28	11.7	350,349,349	0.17
9.50	370	287	2100	41.83	6.87	0.90	12.9	370,370,370	0.00
10.00	376	297	2100	42.19	7.04	0.99	11.1	375,377,375	0.27
10.50	387	315	2100	52.03	6.04	1.18	11.1	388,384,388	0.49
11.00	386	313	2100	48.20	6.49	1.09	10.4	386,386,386	0.00
11.50	378	300	2100	54.22	5.53	0.91	13.9	379,380,376	0.46
12.00	384	310	2100	56.77	5.46	0.97	12.7	387,380,385	0.77

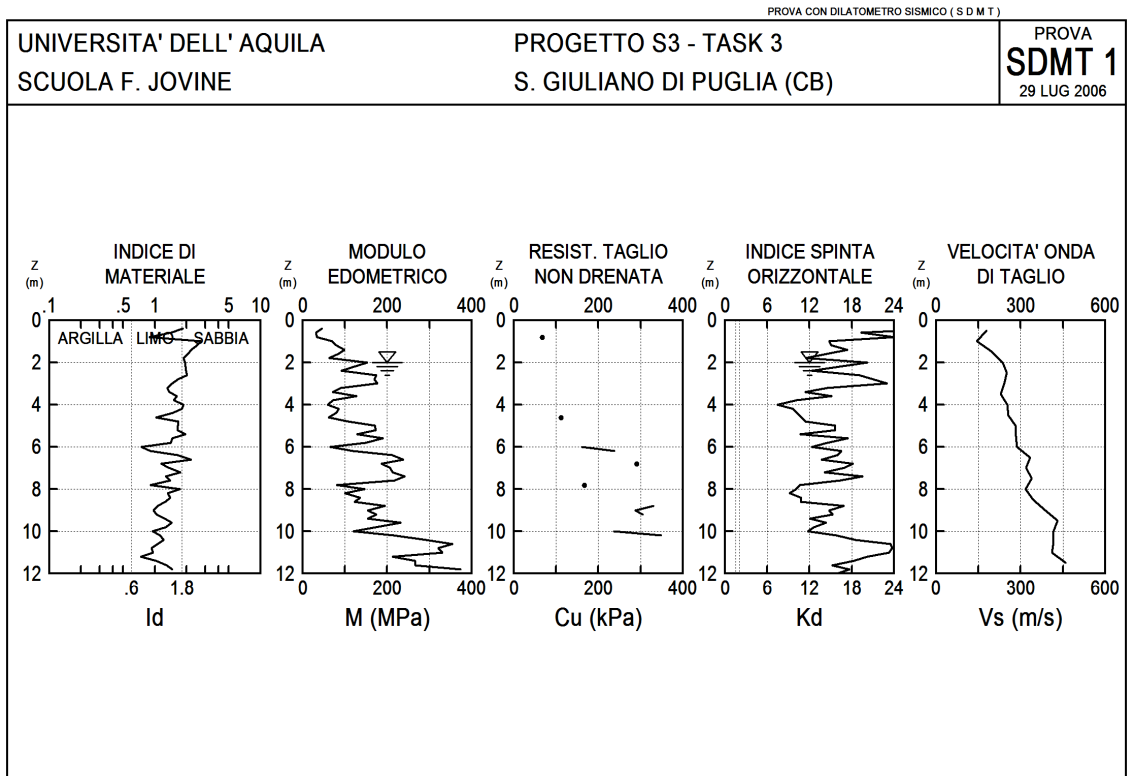


Figura 4.29 – Risultati prova SDMT 1.

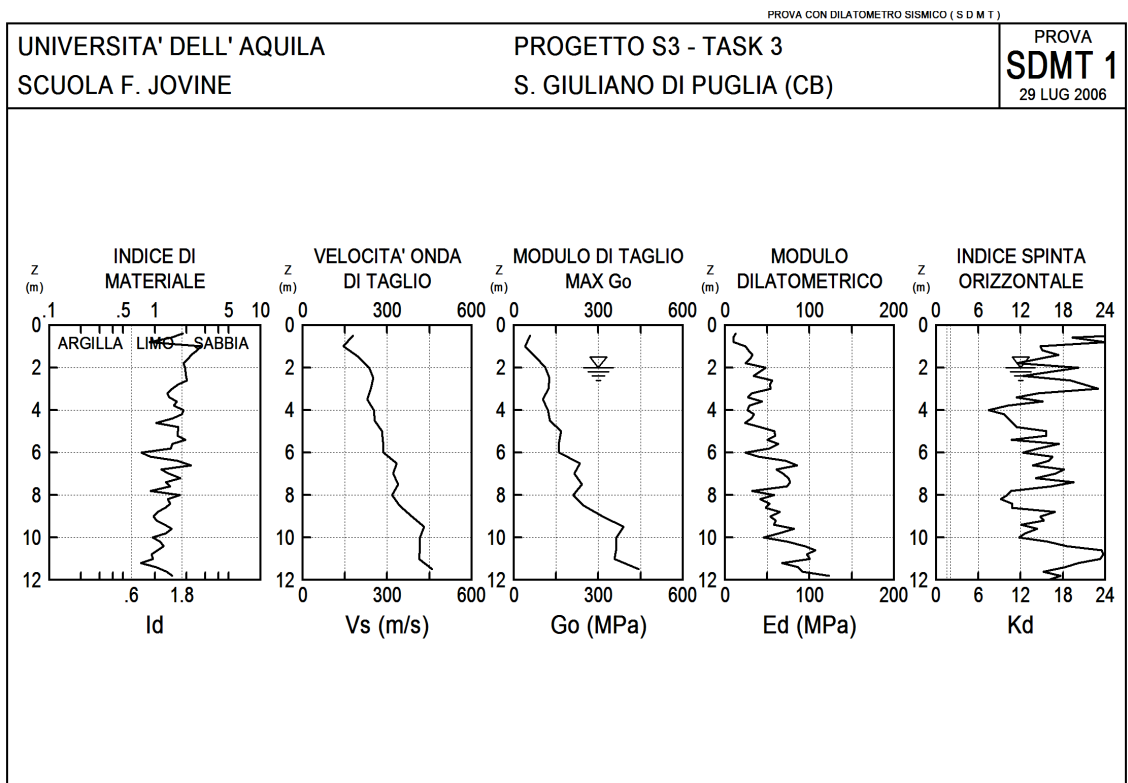


Figura 4.30 – Risultati prova SDMT 1.

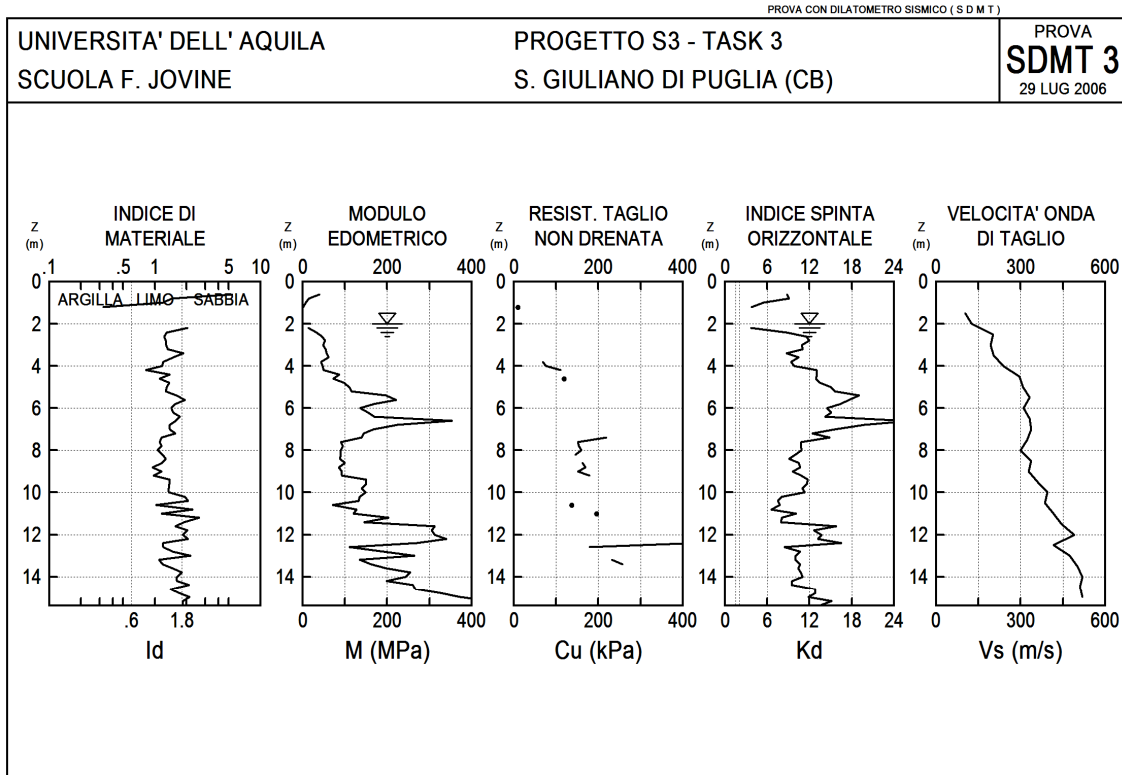


Figura 4.31 – Risultati prova SDMT 3.

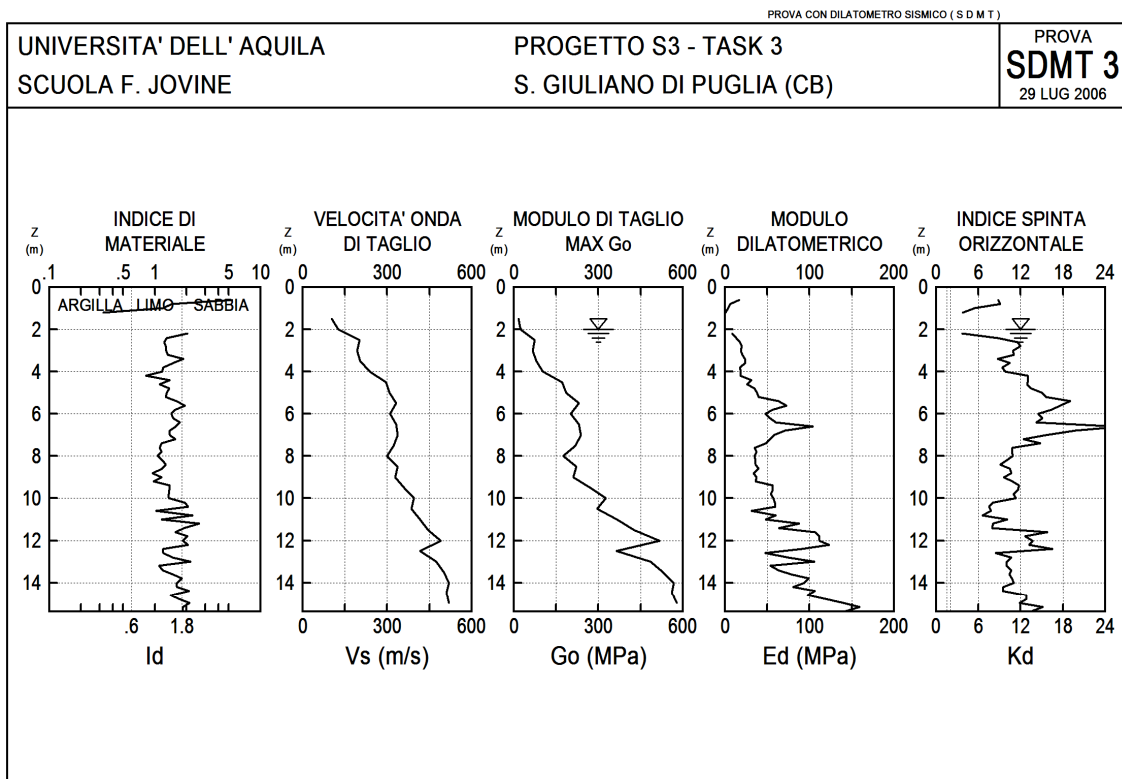


Figura 4.32 – Risultati prova SDMT 3.

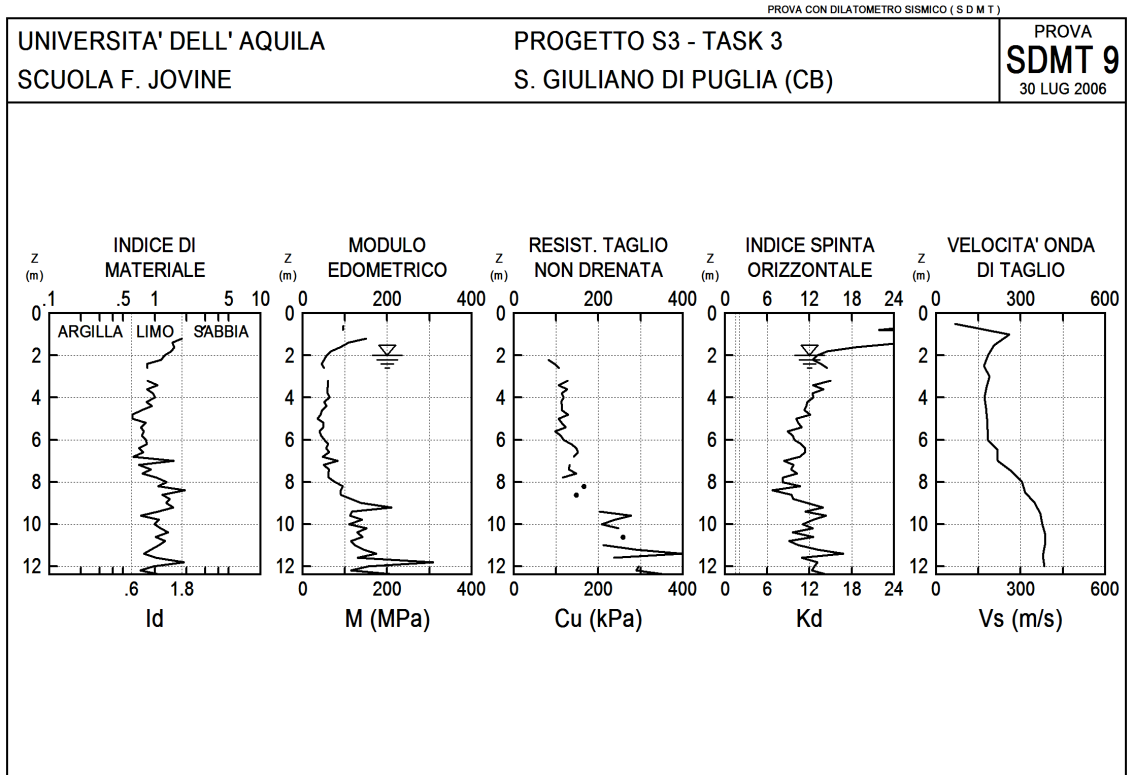


Figura 4.33 – Risultati prova SDMT 9.

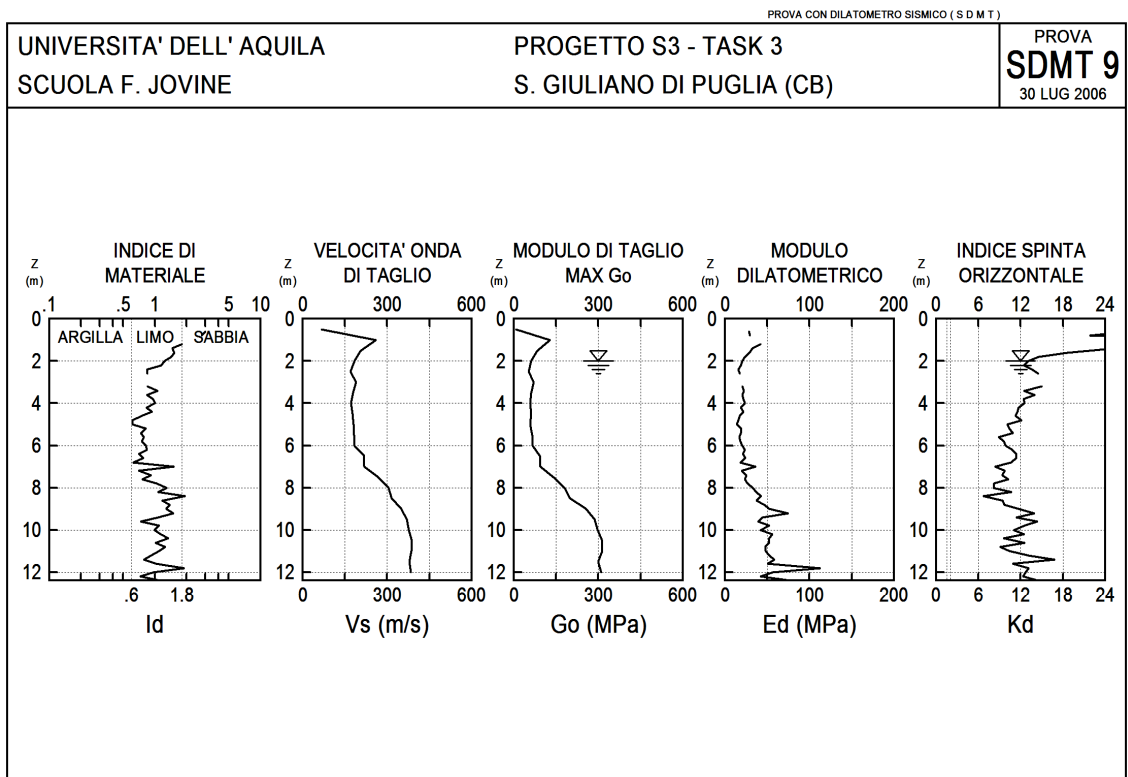


Figura 4.34 – Risultati prova SDMT 9.

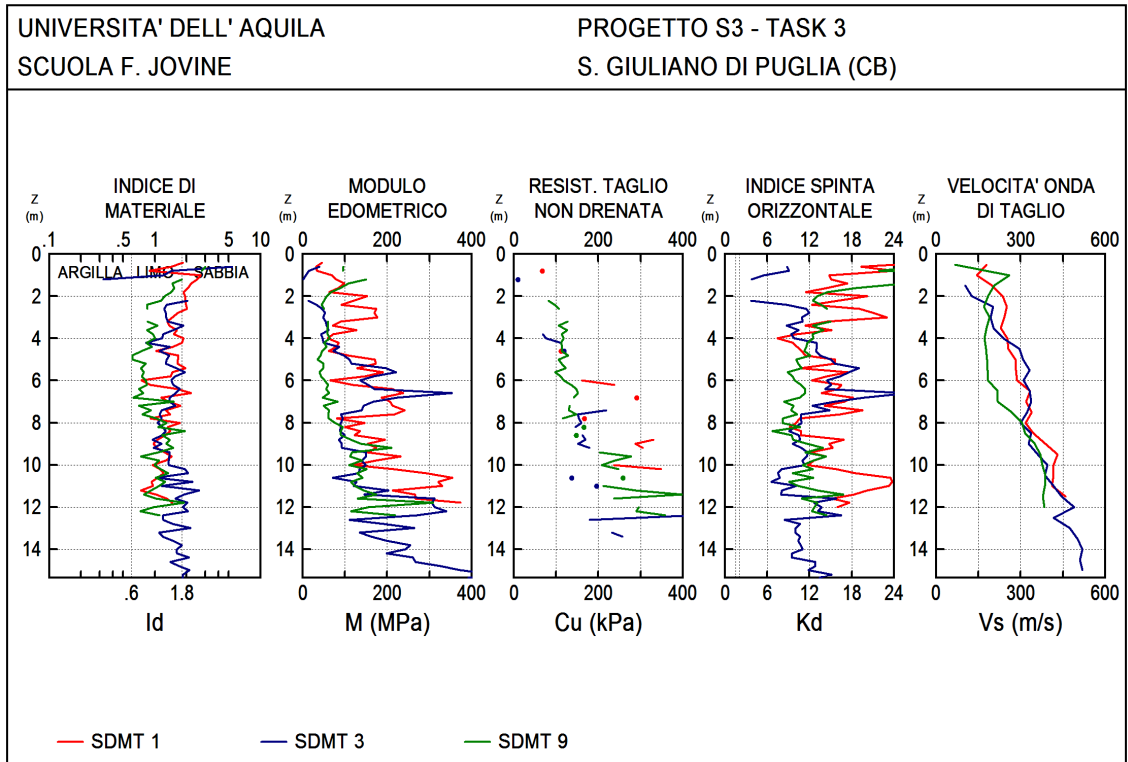


Figura 4.35 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

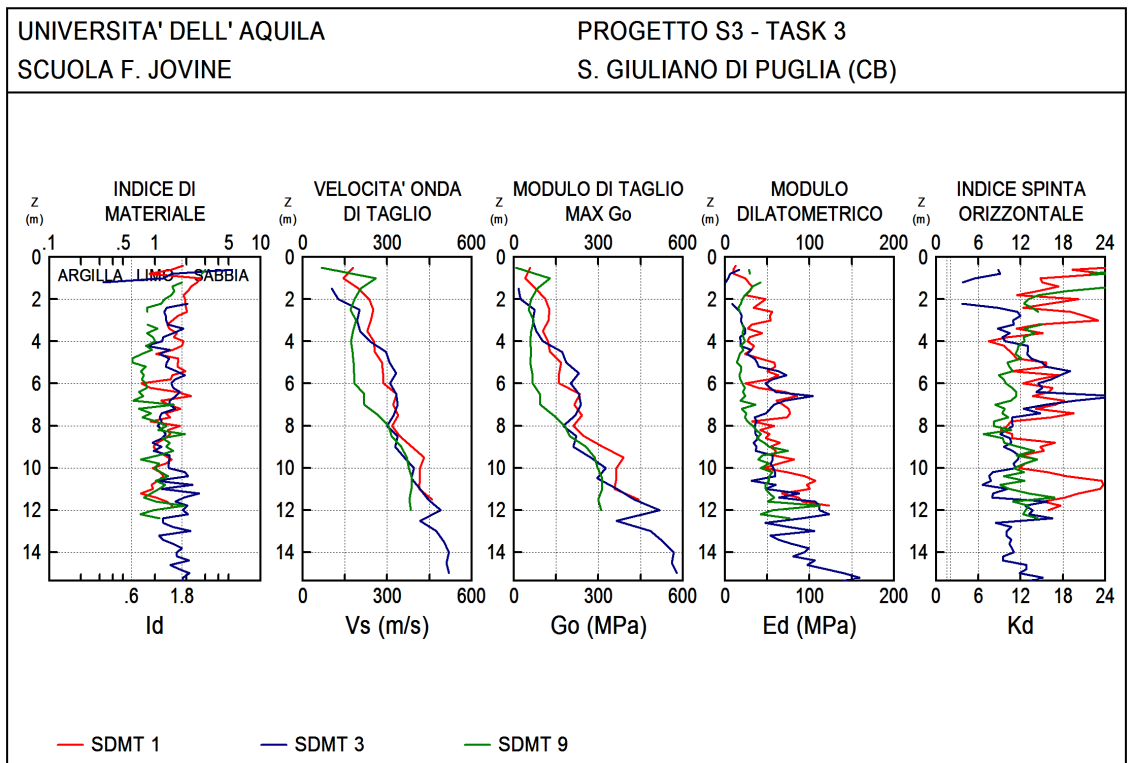


Figura 4.36 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

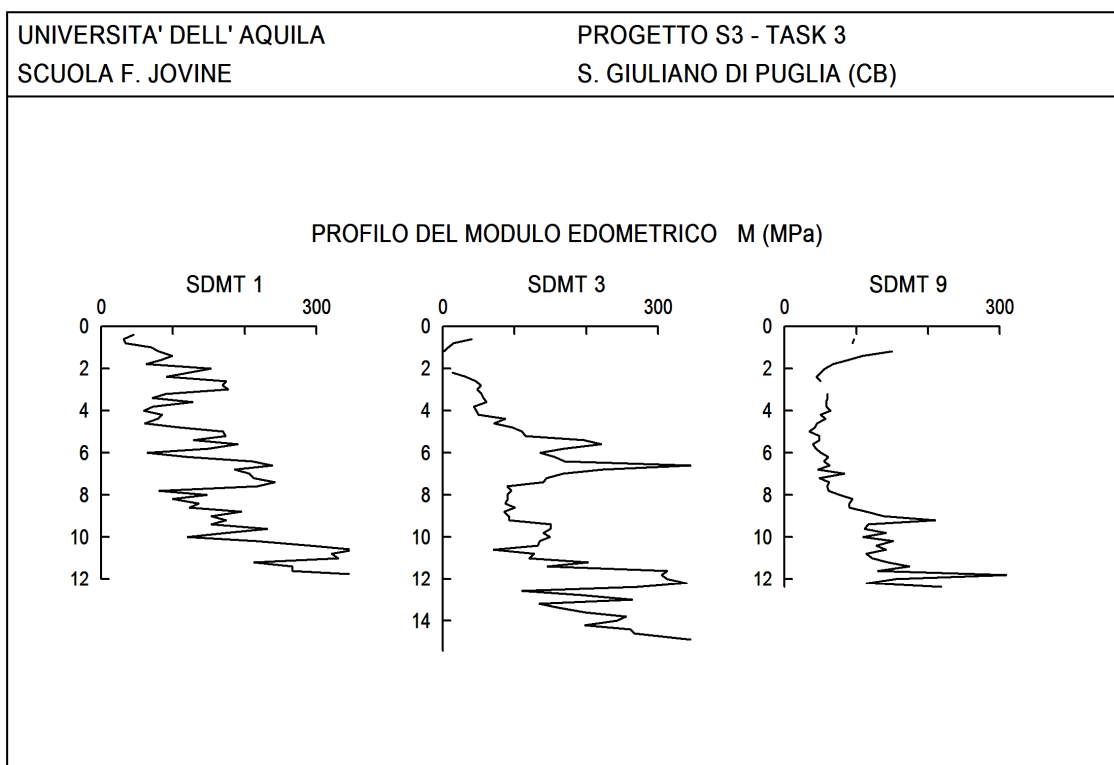


Figura 4.37 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

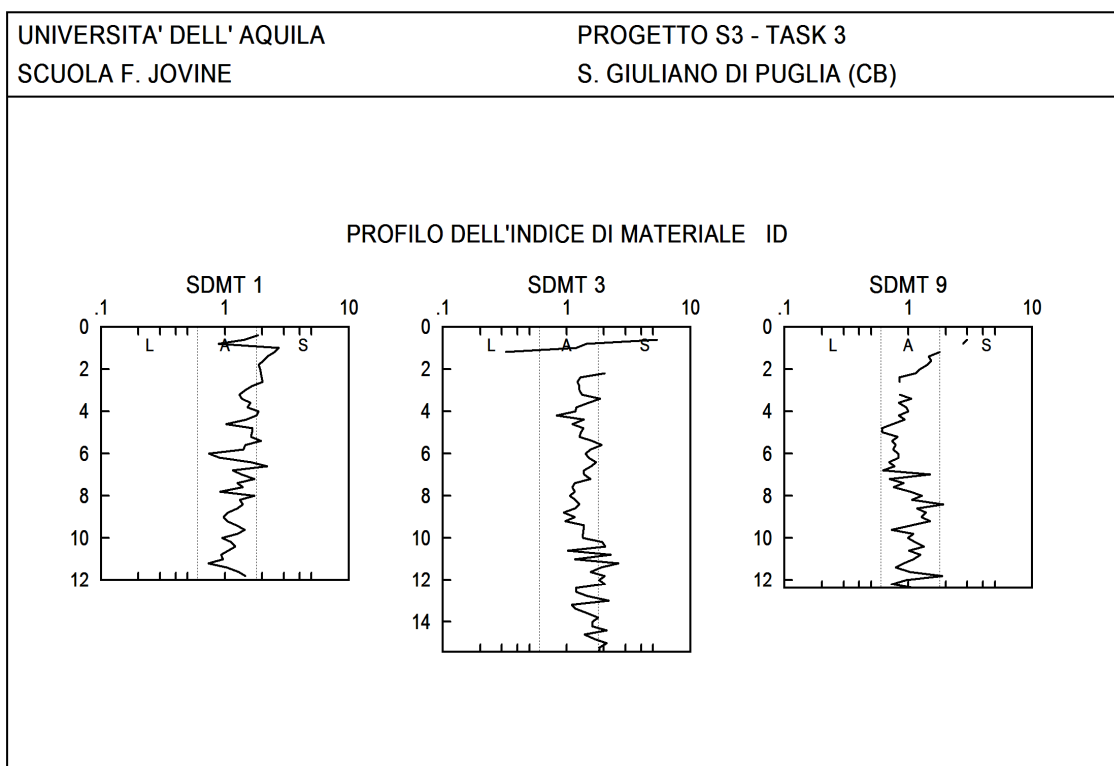


Figura 4.38 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

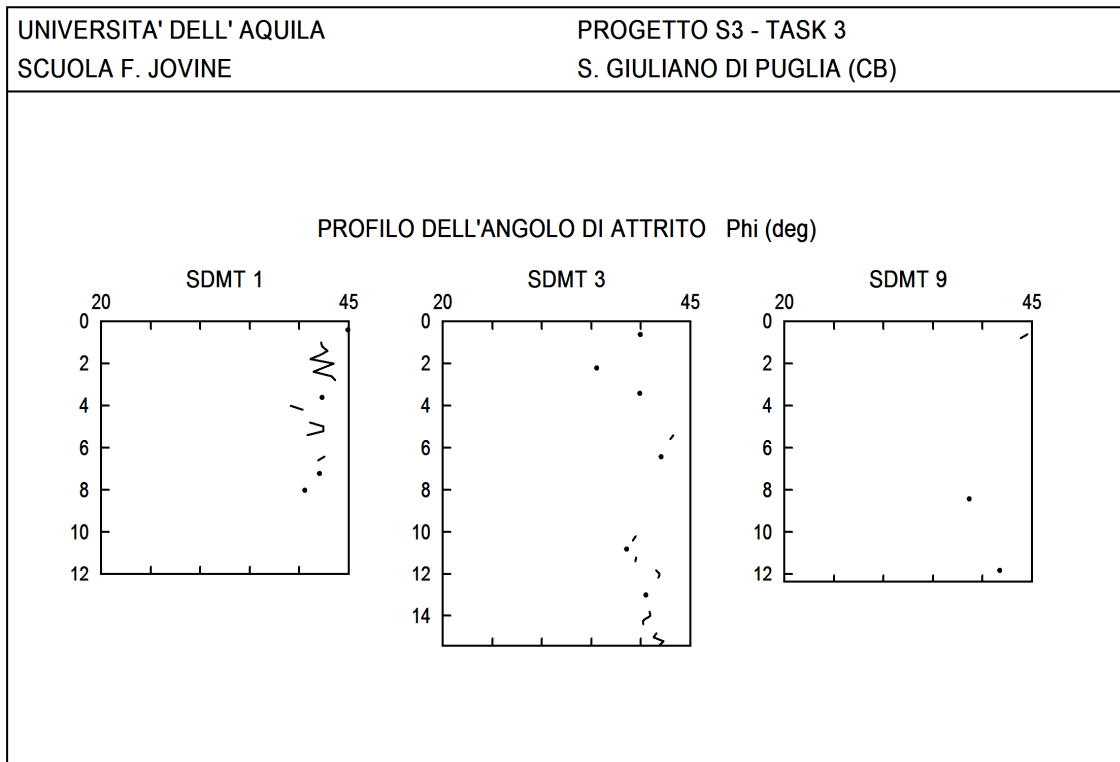


Figura 4.39 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

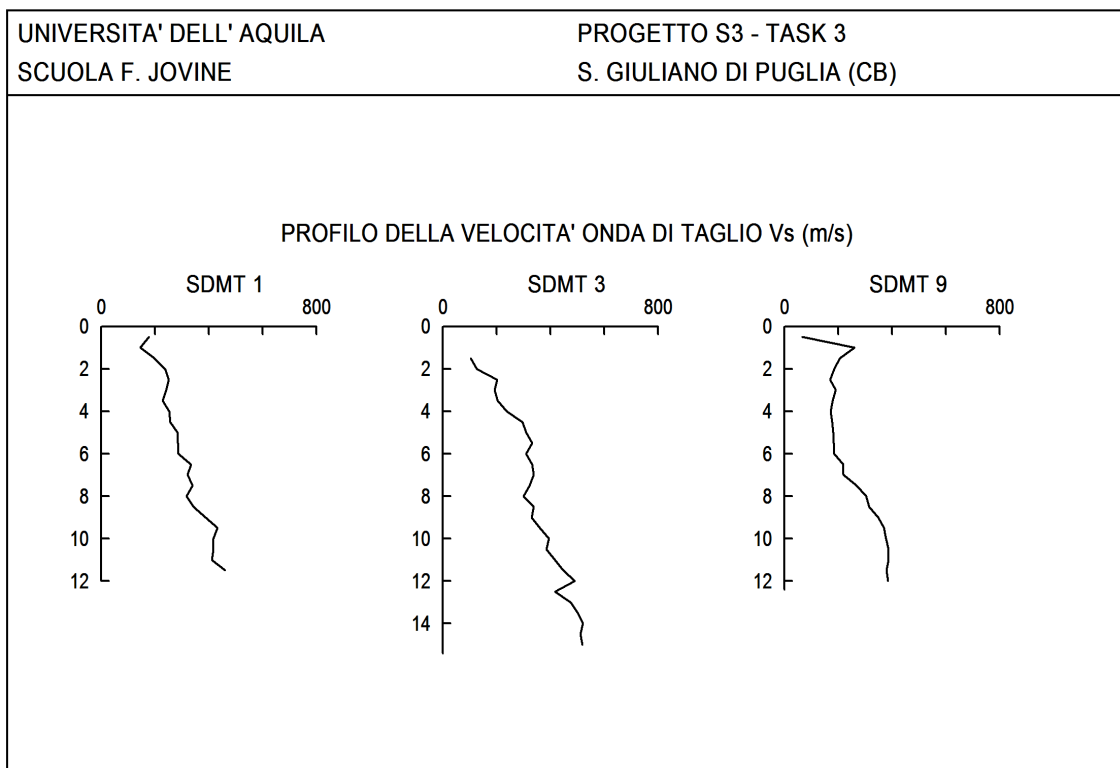


Figura 4.40 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

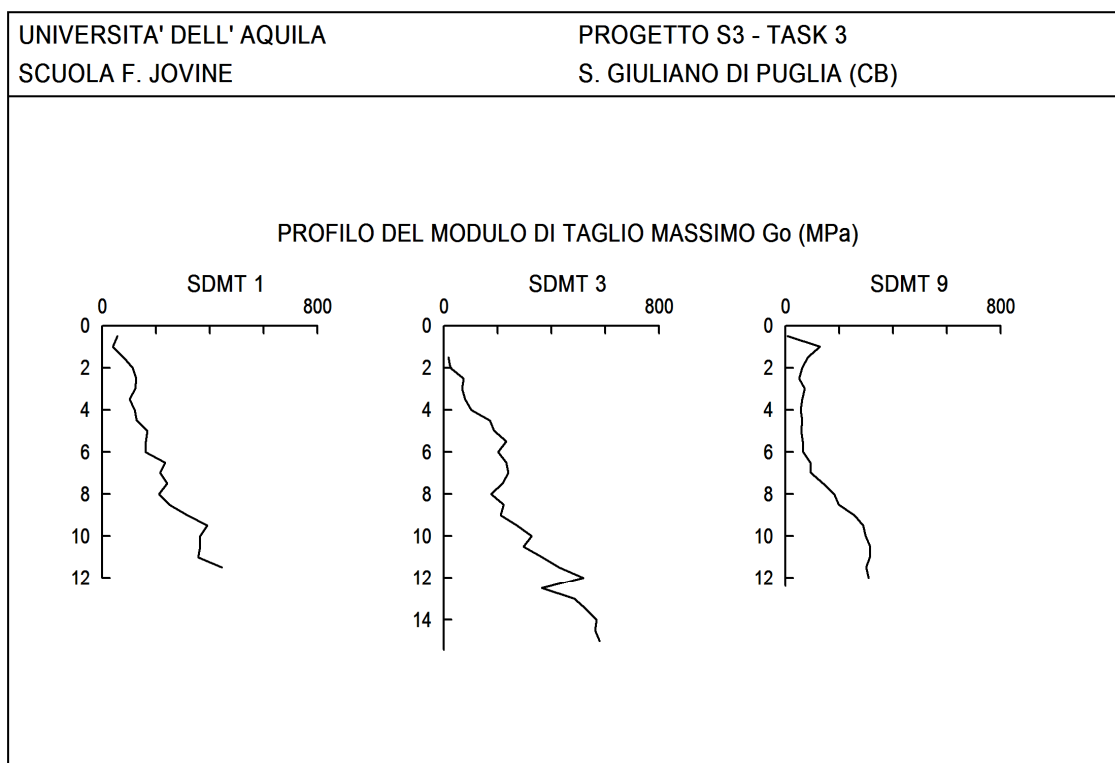


Figura 4.41 – Confronto risultati prove SDMT eseguite.

4.7 Caratterizzazione da prove di laboratorio.

Nel mese di marzo 2003, sono stati consegnati al Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino 5 campioni indisturbati, prelevati a San Giuliano di Puglia (CB). Nella Tabella 4.6 sono riassunti i dati identificativi dei campioni analizzati; le prove eseguite sono riportate nella Tabella 4.7.

Tabella 4.6 – Campioni di terreno analizzati.

N.	Cantiere	Sondaggio	Campione	Profondità [m]
1	San Giuliano (CB)	S3	C1	1.50 ÷ 2.00
2	San Giuliano (CB)	S5	C2	6.80 ÷ 7.50
3	San Giuliano (CB)	S11	C1	2.00 ÷ 2.50
4	San Giuliano (CB)	S11	C3	11.50 ÷ 12.00
5	San Giuliano (CB)	S11	C4	14.50 ÷ 14.90

E' stata eseguita una campagna di prove di laboratorio consistente in:

- 1) Classificazione;
- 2) Edometria;
- 3) Colonna Risonante (RC).

Tabella 4.7 – Prove di laboratorio eseguite.

CAMPIONI E PROVE					
Tipo di Prova	S3 C1 1.50 ÷ 2.00 m	S5 C2 6.80 ÷ 7.50 m	S11 C1 2.00 ÷ 2.50 m	S11 C3 11.50 ÷ 12.00 m	S11 C4 14.50 ÷ 14.90 m
Contenuto d'acqua naturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Peso di volume naturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Limiti di Atterberg	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Peso specifico	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Granulometria e Aerometria	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Edometria	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Colonna Risonante (CR)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

I risultati dei principali parametri ottenuti dalle suddette prove, sono riportati nelle figure seguenti, unitamente alla fotografia del campione considerato.

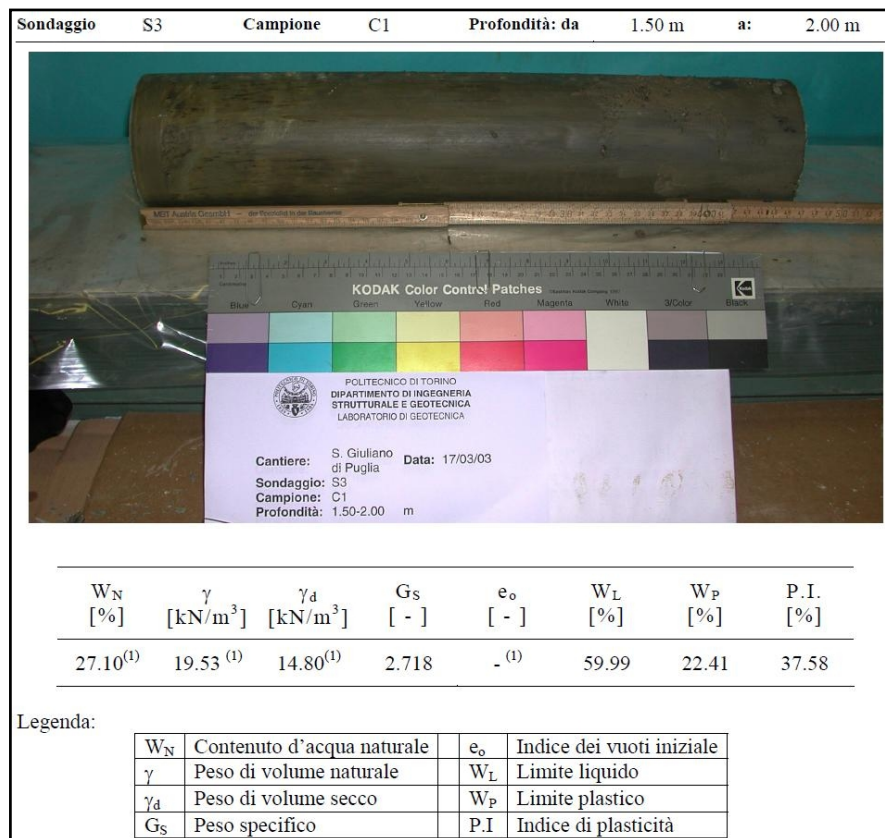


Figura 4.42 – Classificazione campione S3-C1.



Figura 4.43 – Classificazione campione S5-C2.

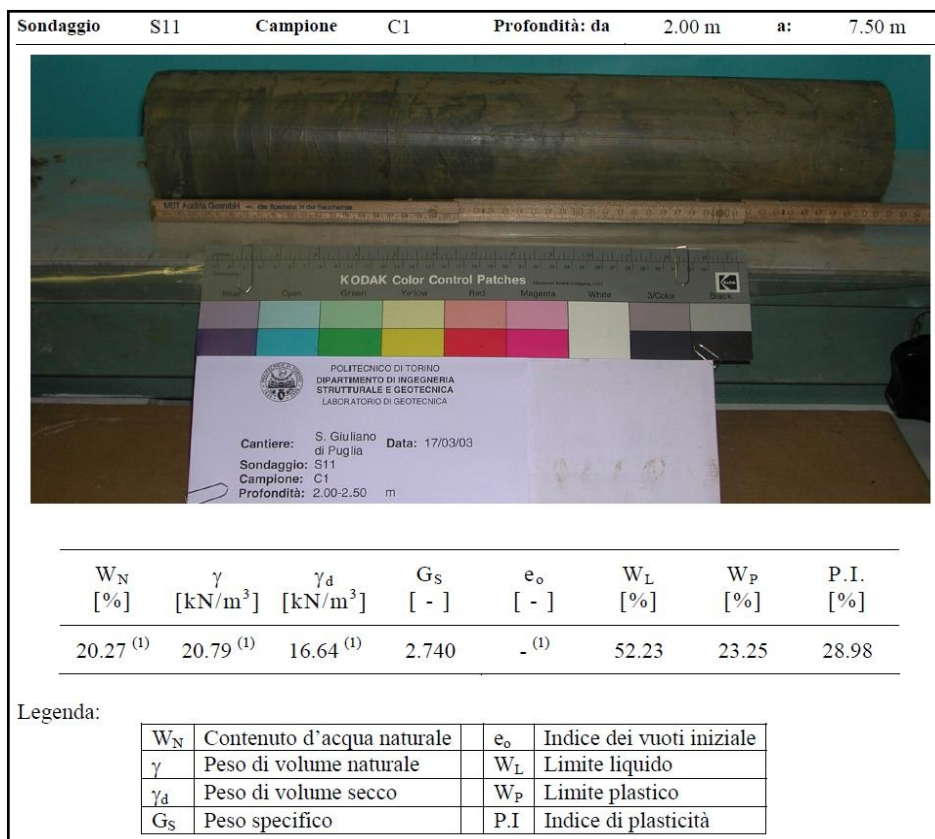


Figura 4.44 – Classificazione campione S11-C1.

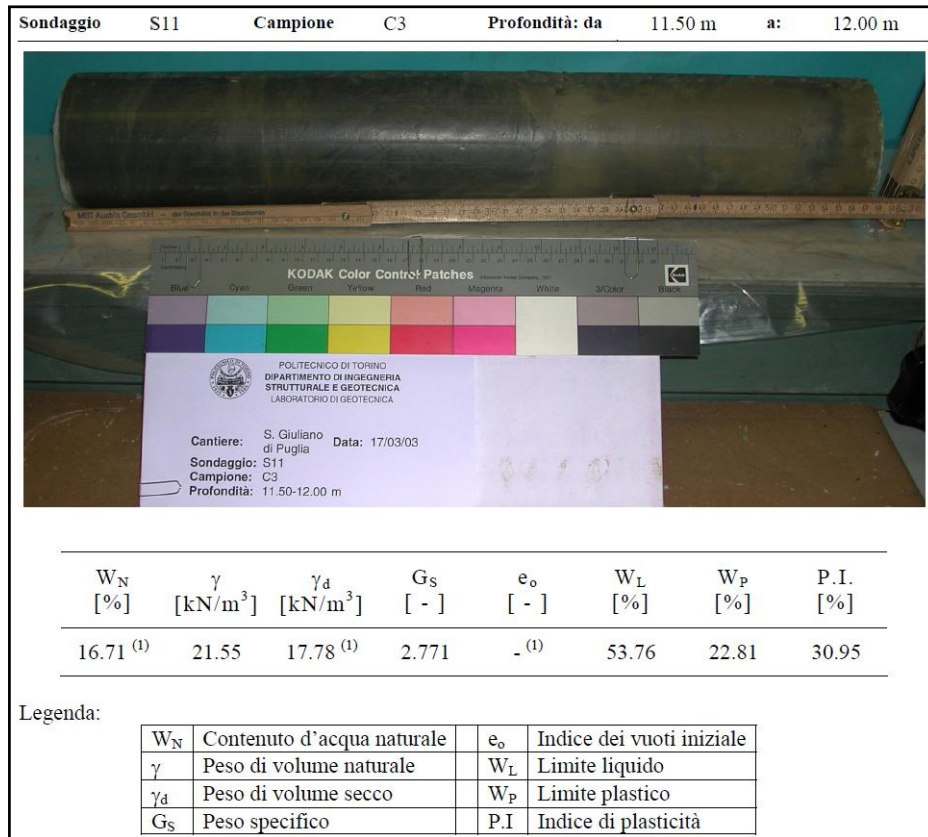


Figura 4.45 – Classificazione campione S11-C3.

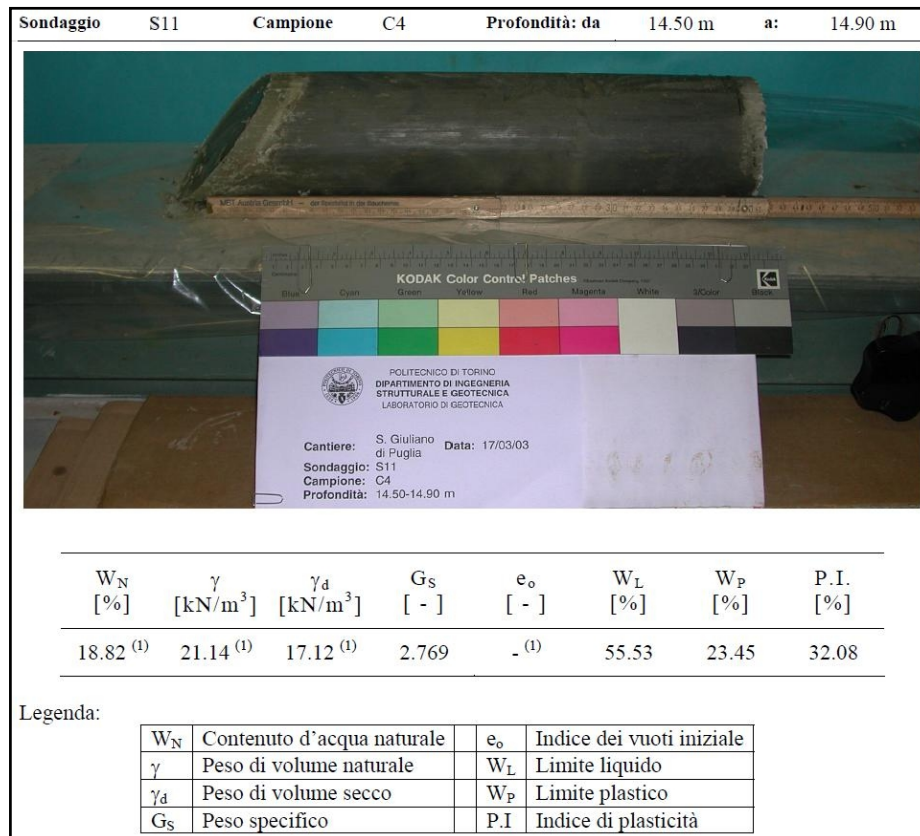


Figura 4.46 – Classificazione campione S11-C4.

4.7.1 Curve di caratterizzazione dinamica

Grazie ai risultati delle prove di colonna risonante, eseguite sui 5 provini prelevati alle diverse profondità nei siti diversi, è stato possibile determinare le leggi di variazione del modulo di taglio e dello smorzamento in funzione della deformazione.

Nello specifico, la prova di colonna risonante (RC), eseguita ed interpretata secondo la norma ASTM D4015-92, è stata eseguita in condizioni non drenate su un provino di diametro 50 mm e altezza 100 mm, consolidato isotropicamente, alla pressione verticale geostatica. La saturazione del provino è avvenuta mediante un processo di back-pressurizzazione sino al raggiungimento di valori del parametro B di Skempton superiori a 0.95. La condizione di risonanza viene ottenuta come valore massimo dell'accelerazione all'interno di una spazzolata di frequenze. In particolare, lo smorzamento è stato determinato con il metodo delle oscillazioni forzate. Al termine della prova viene determinato il modulo iniziale (G_0) a piccole deformazioni. Successivamente viene aperto il drenaggio con un periodo di attesa di circa 24 ore.

Così come fatto nello studio della risposta sismica locale di Monte Po, anche nel caso di San Giuliano, al fine di poter condurre le analisi attraverso il codice di calcolo 1-D GEODIN, sono state utilizzate le relazioni di Yokota (1980) per la valutazione del modulo elastico tangenziale G e dell'incremento del rapporto di smorzamento D con il livello di deformazione γ :

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \gamma(\%)^\beta} \quad (4.4)$$

dove:

$G(\gamma)$ = modulo elastico tangenziale dipendente dalla deformazione;

γ = deformazione di taglio in %;

G_0 = valore del modulo di taglio iniziale o a piccole deformazioni;

α, β = costanti dipendenti dal tipo di terreno.

$$D(\gamma)(\%) = \eta \cdot \exp\left[-\lambda \cdot \frac{G(\gamma)}{G_0}\right] \quad (4.5)$$

dove:

$D(\gamma)$ = rapporto di smorzamento dipendente dalla deformazione;

$G(\gamma)/G_0$ = modulo di taglio normalizzato in funzione della deformazione;

γ = deformazione percentuale;

η e λ = costanti dipendenti dal tipo di terreno

Sono stati dunque determinati i parametri α e β , ed η e λ , necessari per poter tarare opportunamente le leggi di variazione, realizzando un foglio di calcolo nel quale vengono elaborati i risultati delle prove di colonna risonante (Tabella 4.8, Tabella 4.9, Tabella 4.10, Tabella 4.11, Tabella 4.12).

Tabella 4.8 – Elaborazione dati di colonna risonante relativamente al campione S3-C1.

S3-C1 Argilla limosa debolmente sabbiosa di colore grigio brunastro									
h	e _o	F(e)=e ^{-1.3}	σ'_c	γ	G	D	G/G _o	G/F(e)	ΔU
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[kPa]
1,75	0,72	1,532	98,54	0,00014	36	2,52	1	23,683	0,00
				0,00069	36,3	2,3	1	23,683	0,02
				0,00224	36,3	4,2	1	23,683	0,00
				0,00434	36,3	4,2	1	23,683	-0,01
				0,00857	35,9	4,19	0,989	23,422	0,01
				0,02050	34,1	4,51	0,939	22,248	-0,01
				0,02987	32,4	4,91	0,893	21,139	-0,04
				0,03879	30,8	5,3	0,848	20,095	-0,01
				0,05645	28,3	5,84	0,780	18,464	0,03
				0,07458	25,8	6,59	0,711	16,833	0,16
				0,09327	23,8	7,23	0,656	15,528	0,32
				0,11335	21,8	7,96	0,601	14,223	0,56
				0,15311	19	9,1	0,523	12,396	0,88
				0,19680	16,6	10,46	0,457	10,830	1,40
				0,28086	13,5	12,59	0,372	8,808	2,46
				0,37271	11,1	16,14	0,306	7,242	4,25
				0,50076	9,1	18,6	0,251	5,937	7,08
				0,73478	7	22,44	0,193	4,567	11,39

Tabella 4.9 – Elaborazione dati di colonna risonante relativamente al campione S5-C2.

S5-C2 Argilla limosa di colore grigio									
h	e_o	F(e)=e^{-1.3}	σ'_c	γ	G	D	G/G_o	G/F(e)	ΔU
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[kPa]
7,15	0,52	2,322	154,94	0,0001	144,4	3,29	1	62,176	0,05
				0,00034	144,4	2,28	1	62,176	0
				0,00074	144,8	3,55	1,003	62,348	0
				0,00136	144,8	3,42	1,003	62,348	0,1
				0,00268	144	3,44	0,997	62,003	0,1
				0,00627	138	3,77	0,956	59,420	0,2
				0,00882	132,5	4,17	0,918	57,052	0,3
				0,01105	127,1	4,66	0,880	54,727	0,45
				0,01524	117	5,59	0,810	50,378	0,8
				0,01924	107,9	6,78	0,747	46,459	1,6
				0,02359	99,2	7,84	0,687	42,713	2,35
				0,02822	91,8	8,62	0,636	39,527	3,04
				0,0373	80,9	9,76	0,560	34,834	4,64
				0,04697	71,8	11,27	0,497	30,916	6,59
				0,06448	60,3	13,4	0,418	25,964	9,63
				0,08635	50,8	15,78	0,352	21,873	13,33
				0,11691	42,4	18	0,294	18,257	17,42
				0,16928	34	21,41	0,235	14,640	23,81
				0,23008	27,9	25,95	0,193	12,013	30,3

Tabella 4.10 – Elaborazione dati di colonna risonante relativamente al campione S11-C1.

S11-C1 Argilla debolmente marnosa di colore avana verdastro									
h	e _o	F(e)=e ^{-1.3}	σ' _c	γ	G	D	G/G _o	G/F(e)	ΔU
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[kPa]
2,25	0,58	2,035	350,4	0,0000	132,8	1,87	1	65,265	-1,18
				0,0003	132,8	1,69	1	65,265	-0,46
				0,0007	132,8	3,18	1	65,265	0
				0,0014	132,8	3,2	1	65,265	0,48
				0,0028	132,5	3,23	0,998	65,118	0,96
				0,0068	129,9	3,41	0,978	63,840	1,35
				0,0097	126	3,65	0,949	61,923	1,56
				0,0123	122,2	3,97	0,920	60,056	1,85
				0,0171	115	4,54	0,866	56,517	2,24
				0,0216	108,1	5,32	0,814	53,126	2,75
				0,0260	101,6	6,06	0,765	49,932	3,08
				0,0307	95,7	6,67	0,721	47,032	3,49
				0,0398	86,7	7,3	0,653	42,609	4,15
				0,0498	80,4	7,18	0,605	39,513	5,45
				0,0680	72,2	6,83	0,544	35,483	7,16
				0,0844	64,4	8,98	0,485	31,650	9,39

Tabella 4.11 – Elaborazione dati di colonna risonante relativamente al campione S11-C3.

S11-C3 Argilla marnosa di colore avana verdastro									
h	e _o	F(e)=e ^{-1.3}	σ' _c	γ	G	D	G/G _o	G/F(e)	ΔU
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[kPa]
11,8	0,46	2,713	397,6	0,0000	172,9	3,05	1	63,72	0,04
				0,0001	176,7	2,77	1,022	65,12	0,05
				0,0004	177,5	4,82	1,027	65,41	0
				0,0008	177,9	4,87	1,029	65,56	-0,01
				0,0015	178,4	4,71	1,032	65,75	-0,04
				0,0038	176,3	4,77	1,020	64,97	-0,04
				0,0056	173,7	4,91	1,005	64,01	-0,04
				0,0073	170,8	5,12	0,988	62,95	-0,04
				0,0106	163,9	5,63	0,948	60,40	-0,03
				0,0136	157,1	6,24	0,909	57,90	-0,09
				0,0164	150,8	6,91	0,872	55,57	-0,08
				0,0191	144,3	7,67	0,835	53,18	-0,09
				0,0242	133,9	9,01	0,774	49,35	-0,05
				0,0290	124,6	10,7	0,721	45,92	0,02
				0,0377	110,2	13,6	0,637	40,61	0,08
				0,0476	96,7	16,7	0,559	35,64	0,26
				0,0596	85,3	19,9	0,493	31,44	0,55
				0,0816	71,1	24,9	0,411	26,20	1,17
				0,1078	59,6	29,9	0,345	21,96	2,06

Tabella 4.12 – Elaborazione dati di colonna risonante relativamente al campione S11-C4.

S11-C4 Argilla marnosa di colore grigio									
h	e _o	F(e)=e ^{-1.3}	σ' _c	γ	G	D	G/G _o	G/F(e)	ΔU
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[MPa]	[%]	[-]	[MPa]	[kPa]
14,7	0,51	2,424	396,9	0,0000	145,4	2,38	1	59,97	-0,08
				0,0001	145,8	2,40	1,003	60,14	0
				0,0005	145	5,08	0,997	59,81	0
				0,0010	140,8	4,90	0,968	58,08	0,05
				0,0021	139,7	4,25	0,961	57,62	0,17
				0,0053	137,4	4,36	0,945	56,67	0,18
				0,0079	133,7	4,68	0,920	55,15	0,26
				0,0102	130	5,00	0,894	53,62	0,23
				0,0144	122,8	5,81	0,845	50,65	0,29
				0,0184	116,1	6,79	0,798	47,89	0,4
				0,0223	109,7	7,70	0,754	45,25	0,49
				0,0263	103,4	8,54	0,711	42,65	0,53
				0,0338	94,5	9,89	0,650	38,98	0,69
				0,0416	86,3	11,52	0,594	35,60	0,85
				0,0545	75,6	14,12	0,520	31,18	1,16
				0,0687	66,7	17,01	0,459	27,51	1,67
				0,0836	59,6	19,97	0,410	24,58	2,22
				0,1189	47,7	26,56	0,328	19,67	3,32
				0,1653	38,6	31,09	0,265	15,92	4,84

Le cinque tabelle sono state sintetizzate in un unico foglio di calcolo nel quale sono presenti tutti i dati d'interesse. I valori ottenuti sono stati fatti variare al variare di assegnati valori di α e β , ed η e λ , in modo tale che le curve che descrivono tali relazioni si adattassero bene, interpolando correttamente i grafici delle curve $G/G_0-\gamma$, Figura 4.47, (dal quale si ricavano i parametri α e β) e delle curve $D-G/G_0$, Figura 4.48, (dal quale si ricavano i parametri η e λ).

Sono stati così ottenuti i seguenti valori:

$$\alpha = 24$$

$$\beta = 1,184$$

$$\eta = 46$$

$$\lambda = 2,42$$

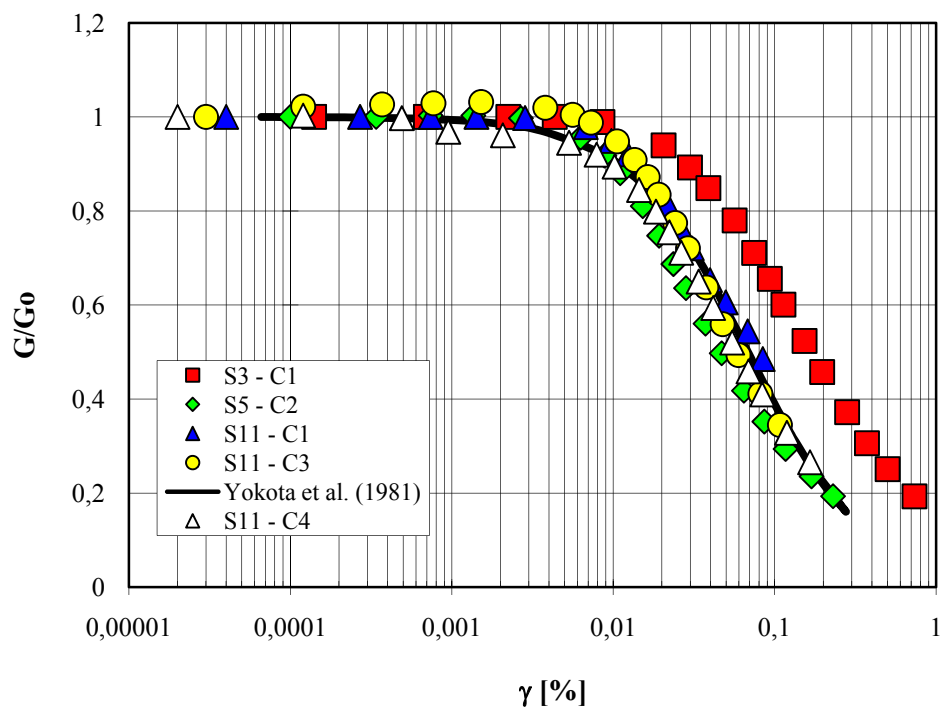


Figura 4.47 – Interpolazione delle curve di G/G_0 - γ relative ai 5 campioni analizzati.

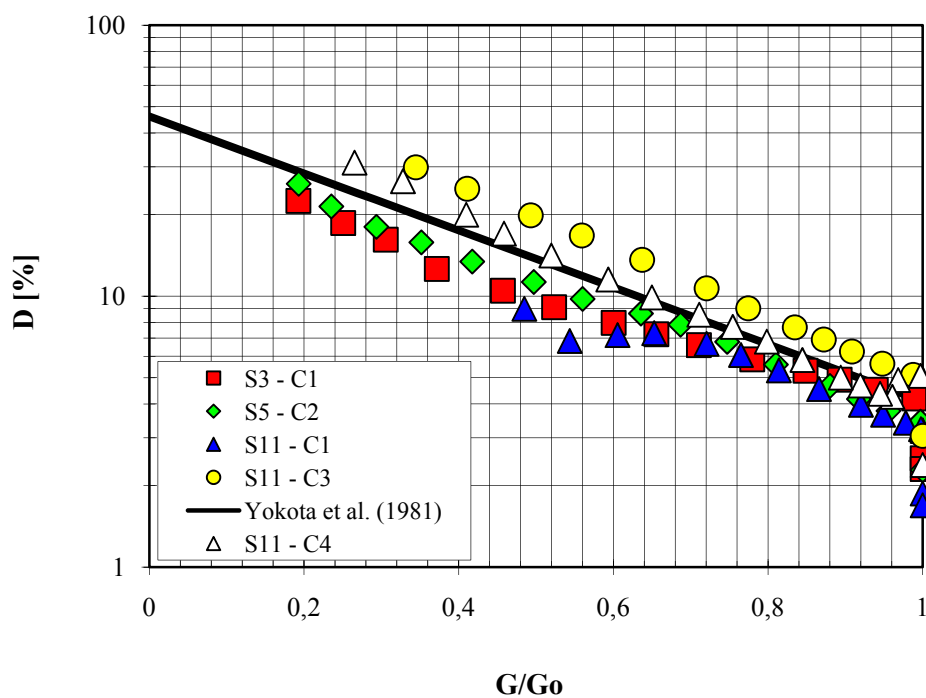


Figura 4.48 – Interpolazione delle curve di D - G/G_0 relative ai 5 campioni analizzati.

4.8 Input sismici.

A seguito del *mainshock* del 31 Ottobre 2002, di magnitudo M_S pari a 5.6, il successivo riassetto della sorgente sismica ha indotto una serie di *aftershock* che sono perdurati per oltre un mese dopo la scossa principale. In particolare, giorno 1 Novembre 2002 è stato registrato un evento di intensità paragonabile al primo; la Tabella 4.13 riporta le caratteristiche delle faglie che hanno provocato gli eventi del 31 Ottobre e dell'1 Novembre. Le registrazioni disponibili per il *mainshock* e per l'*aftershock* dell'1 Novembre sono quelle delle stazioni della Rete Accelerometrica Nazionale.

Tabella 4.13 – Caratteristiche delle faglie che hanno originato gli eventi del 31.X e del 1.XI.

Evento	Strike [°]	Dip [°]	Rake [°]	L [km]	H [km]	Min prof. [km]	Max prof. [km]	M_w
31 Ottobre 2002	267	82	203	10.5	8	12	19.9	5.8
1 Novembre 2002	261	86	195	9.4	8	12	20.0	5.7

La Figura 4.49 mostra gli epicentri della sequenza del Molise, secondo l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; come è possibile osservare lo sciame sismico sembra sia migrato verso Ovest.

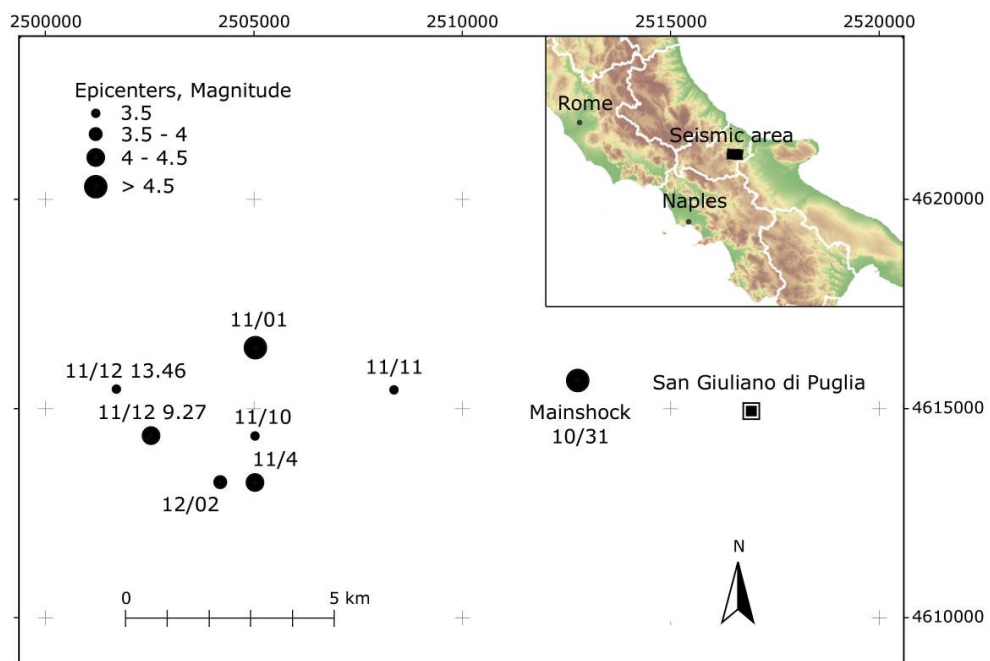


Figura 4.49 – Epicentri della sequenza sismica del Molise (Silvestri et al., 2006).

La Tabella 4.14 riporta le magnitudo locali (M_L) e momento (M_W) e le coordinate ipocentrali, con riferimento ad alcuni eventi sismici di assestamento registrati dalla rete accelerometrica mobile installata dal Dipartimento della Protezione Civile nel centro abitato dopo il 4 Novembre 2002; l'evento più significativo registrato è quello del 12 Novembre 2002, caratterizzato da una magnitudo momento pari a 4.2.

Tabella 4.14 – Caratteristiche di alcuni aftershocks della sequenza sismica molisana registrati dalla rete sismica mobile del DPC.

ID	Date	hh:mm	Lat	Lon	Depth [km]	M_L	M_W
026	11/10	12:23	41.682	14.846	12.94	3.6	
028	11/11	18:32	41.701	14.863	17.80	3.5	
030	11/12	09:27	41.703	14.800	17.50		4.2
031	11/12	13:46	41.693	14.794	16.10		3.6
040	12/02	20:52	41.680	14.886	3.96	4.0	

4.8.1 Accelerogrammi sintetici del tipo “HIC”.

Tuttavia, data la mancanza di registrazioni accelerometriche del mainshock, si è ritenuto opportuno utilizzare degli accelerogrammi sintetici.

Per *accelerogramma sintetico* si intende quel dato accelerogramma generato attraverso una modellazione, eseguita con metodi deterministici o stocastici, capace di simulare gli effetti di processi fisici connessi con il moto al suolo, come genesi del terremoto (modellazione sito-sorgente), propagazione dell'onda e risposta superficiale al sito. E' possibile in tal modo ottenere dei segnali sismici aventi caratteristiche corrispondenti a uno o più scenari di progetto.

Inizialmente, nell'ambito del Progetto S3, sono stati dunque calcolati 8 accelerogrammi sintetici di livello 2, mostrati in Tabella 4.15, (simulazioni con tecnica broad-band HIC) con riferimento ai Comuni di San Giuliano di Puglia, Bonefro, Collotorto, Ripabottoni, Santa Croce di Magliano.

In assenza delle registrazioni del mainshock, si è fatto dunque ricorso a tali sismogrammi che simulano gli eventi del 31 Ottobre ed 1 Novembre 2001; essi sono stati contraddistinti con la sigla “SGIA” o “SGIB” per indicare rispettivamente i siti *chiesa* e *scuola*, seguiti dalla lettera “e” o “n” per indicare le componenti *est-ovest* e *nord-sud*. Inoltre i numeri “01” e “31” indicano il giorno a cui viene fatto riferimento.

Per le analisi dinamiche eseguite tramite i codici di calcolo 1-D GEODIN ed EERA, dopo aver analizzato tutti gli otto accelerogrammi si è proceduto ad individuarne uno di riferimento, da utilizzare nelle elaborazioni.

Procedendo in tal senso si è scelto l'accelerogramma *hic31Bn* (Figura 4.50) che presenta il maggior contributo in termini accelerazione, in esso infatti si riscontra un'accelerazione massima pari a 1.1628 m/s^2 .

Tabella 4.15 – Accelerogrammi sintetici di livello 2.

1	hic01Ae
2	hic01An
3	hic01Be
4	hic01Bn
5	hic31Ae
6	hic31An
7	hic31Be
8	hic31Bn

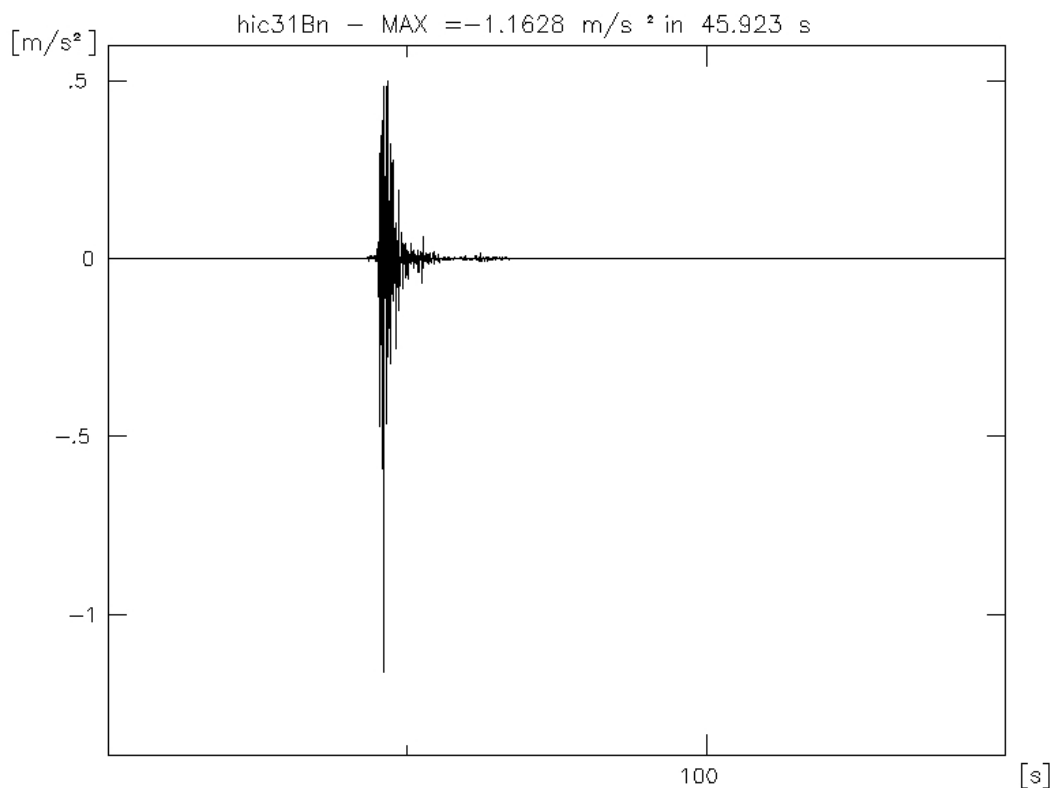


Figura 4.50 – Accelerogramma sintetico *hic31Bn* utilizzato per le simulazioni numeriche.

4.8.2 Accelerogrammi sintetici in corrispondenza di ciascun sondaggio.

Successivamente, sempre nell'ambito del Progetto S3, è stato possibile ottenere ulteriori accelerogrammi riguardanti il terremoto del Molise. Si tratta, in particolare, di accelerogrammi sintetici ($f_{\max} = 8$ Hz), per ciascun sito ove fosse presente un sondaggio, calcolati da ricercatori dell'INOGS (Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale) con il metodo Fourier pseudo spettrale convolvendo:

- la risposta (ad un'onda piana orizzontale) del modello geologico locale 3D di San Giuliano di Puglia proposto da Caputo nel Progetto S;
- il sismogramma sintetico calcolato da INGV-MI per un modello di sorgente corrispondente all'evento $M = 5.8$ del 31 Ottobre 2002 per una struttura crostale monodimensionale.

Tali accelerogrammi sono stati calcolati, per ciascun sito, in corrispondenza del piano campagna ed alle profondità di 20 e 30 m. Ai fini di un'agevole classificazione, sono stati contraddistinti con la sigla "S" seguita dai numeri che indicano la stazione di sondaggio, e la profondità dei punti di monitoraggio (es: "d00m", "d20m", "d30m"), seguita dalle lettere "NS" o "EW" o "UP" per indicare le componenti *est-ovest*, *nord-sud* e *up-down*. In Figura 4.51, ad esempio, è riportato l'accelerogramma corrispondente al sito S9.

Dopo aver analizzato tutti gli accelerogrammi si è proceduto all'individuazione di quelli contenenti i valori massimi di picco che, come ci si aspettava, sono risultati essere quelli individuati dalla sigla *Sd30m*.

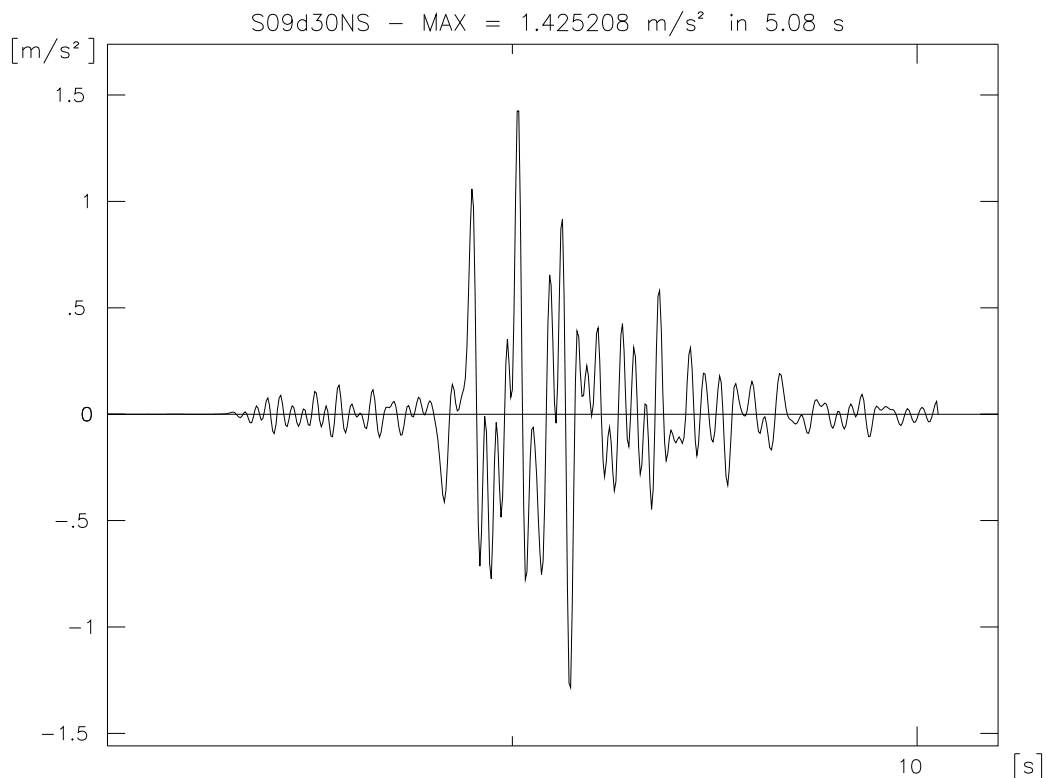


Figura 4.51 – Accelerogramma sintetico *S09d30NS* utilizzato per le simulazioni numeriche.

4.9 Analisi comparative di risposta sismica locale 1-D con il solo codice di calcolo EERA, per differenti profili di V_s , con l'accelerogramma sintetico hic31Bn.

Sono state condotte ulteriori analisi di risposta 1-D lineari-equivalenti, con il codice di calcolo EERA, facendo riferimento ai sondaggi S1, S5 ed S9, per i quali erano disponibili profili di velocità ottenuti da differenti tipologie di prove (DH o SDMT) o da correlazioni note in letteratura (Yokota, 1980).

I risultati ottenuti, sono stati poi confrontati in termini di massime accelerazioni in superficie, rapporti di amplificazione e spettri di risposta.

L'input sismico e le leggi di caratterizzazione dinamica utilizzati, sono gli stessi utilizzati nelle analisi appena illustrate.

Si riportano di seguito i grafici relativi ai suddetti confronti.

4.9.1 Sondaggio S1.

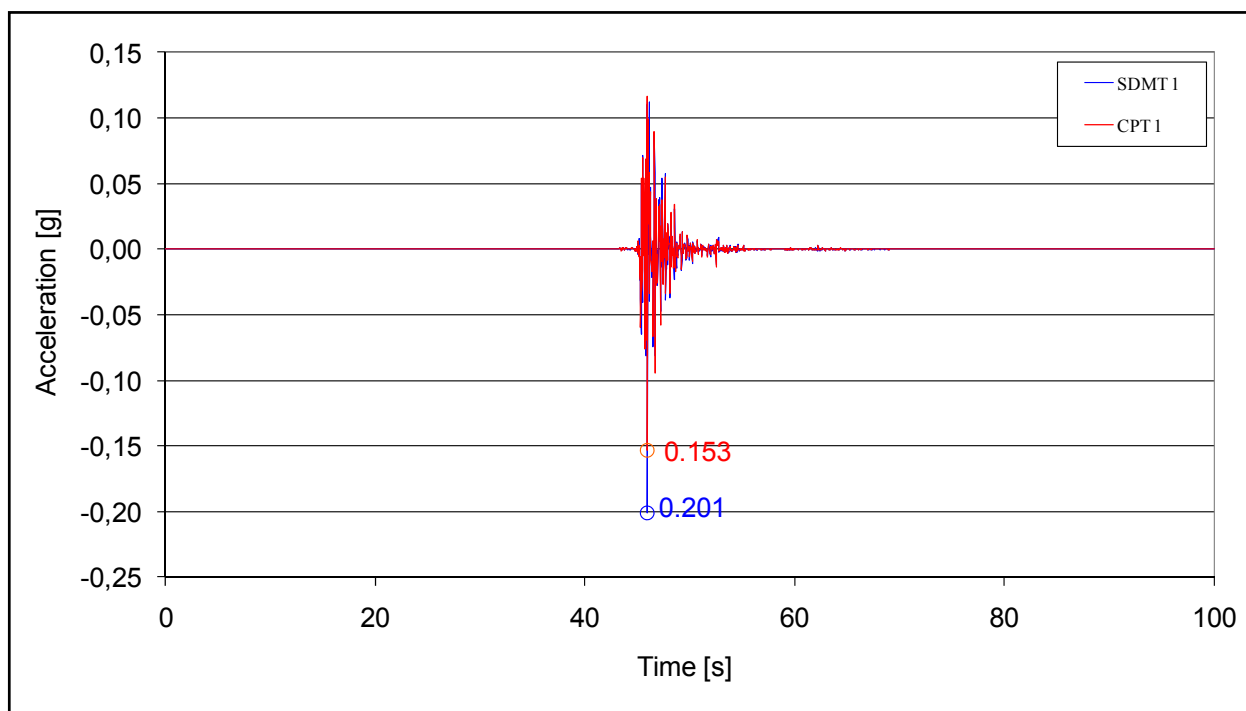


Figura 4.52 – Confronto tra le risposte calcolate con EERA per i profili di velocità SDMT1 e CPT1 con riferimento al sondaggio S1.

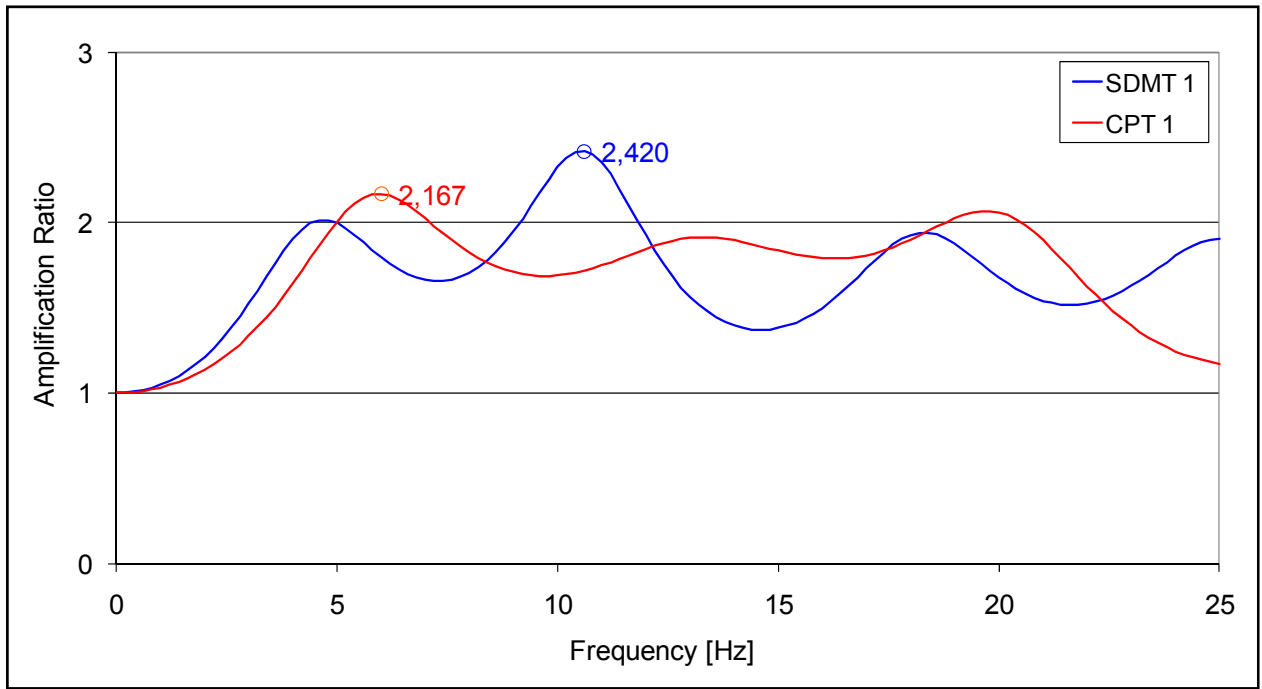


Figura 4.53 – Confronto tra rapporti di amplificazione calcolati con EERA per i profili di velocità SDMT1 e CPT1 con riferimento al sondaggio S1.

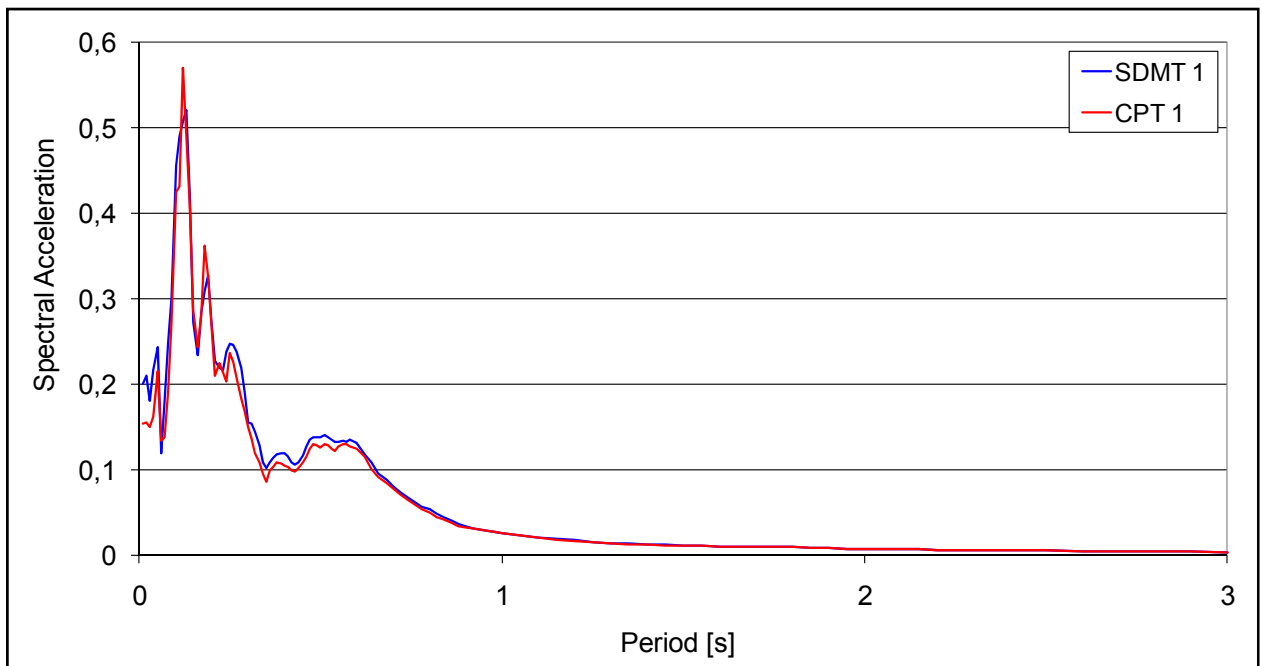


Figura 4.54 – Confronto tra spettri di risposta calcolati con EERA per i profili di velocità SDMT1 e CPT1 con riferimento al sondaggio S1.

4.9.2 Sondaggio S5.

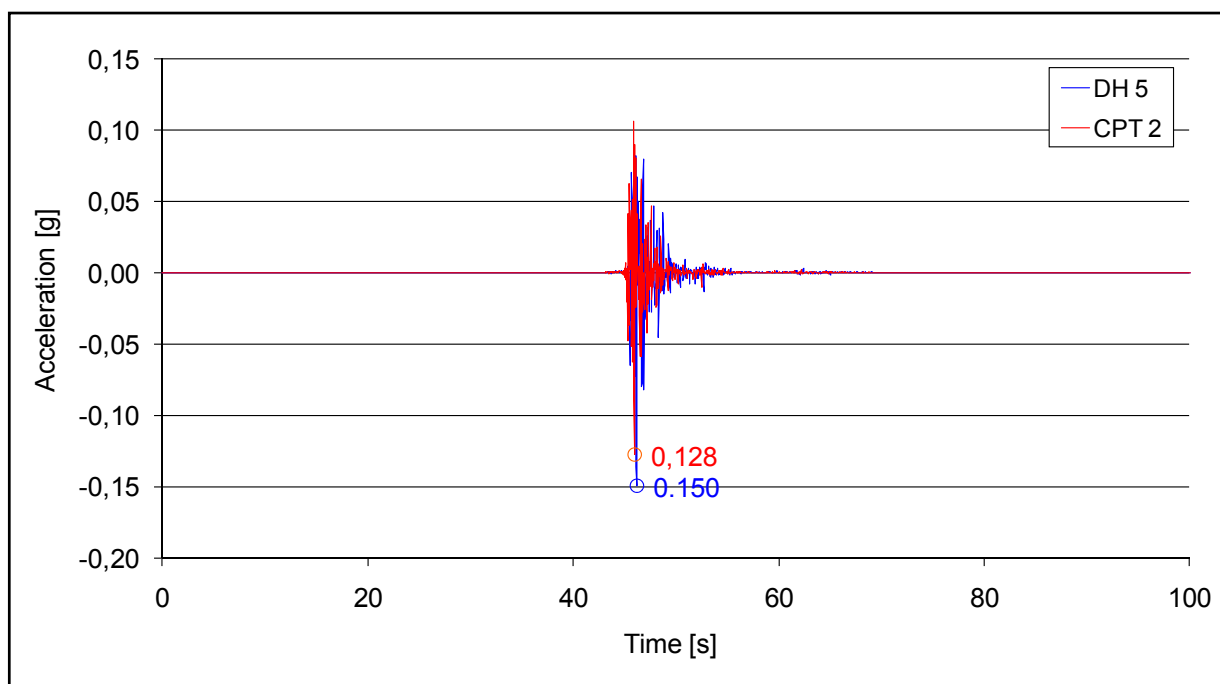


Figura 4.55 – Confronto tra le risposte calcolate con EERA per i profili di velocità DH5 e CPT2 con riferimento al sondaggio S5.

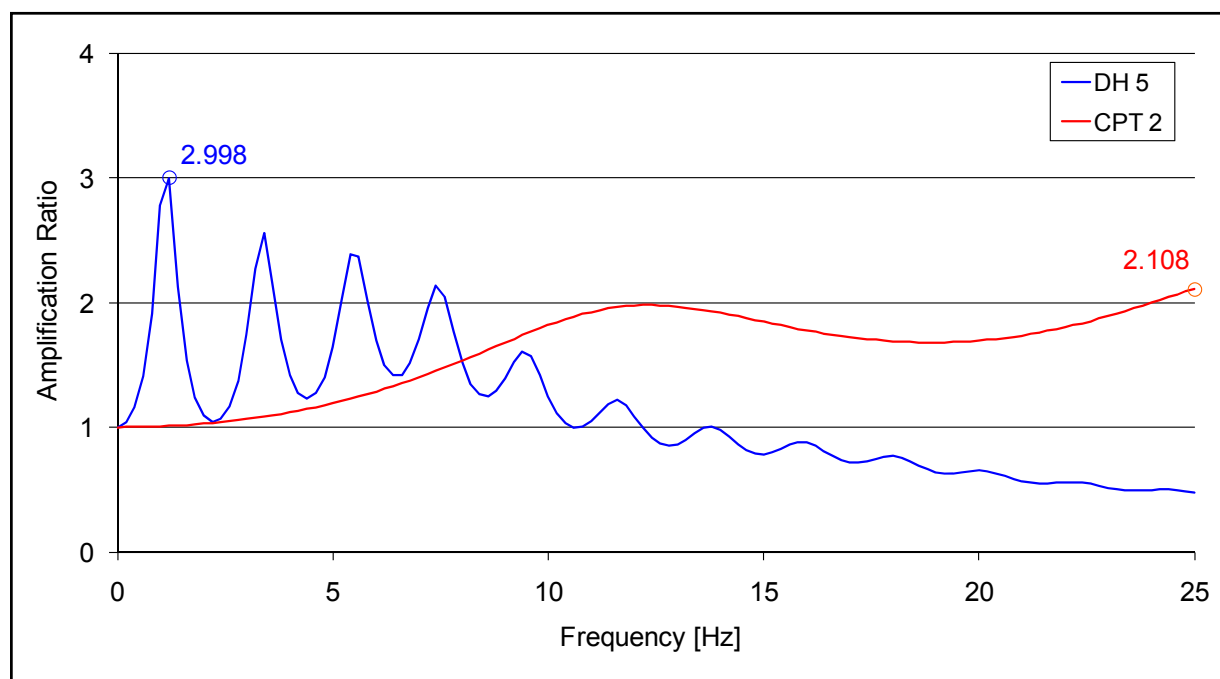


Figura 4.56 – Confronto tra rapporti di amplificazione calcolati con EERA per i profili di velocità DH5 e CPT2 con riferimento al sondaggio S5.

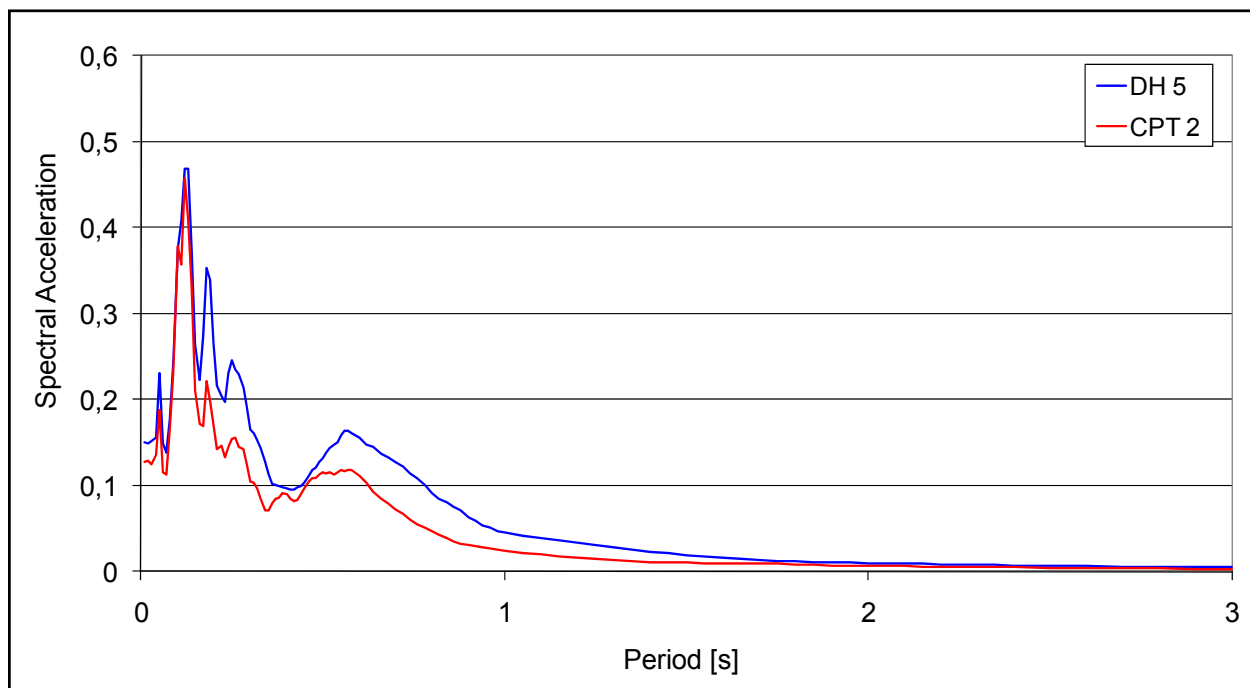


Figura 4.57 – Confronto tra spettri di risposta calcolati con EERA per i profili di velocità DH5 e CPT2 con riferimento al sondaggio S5.

4.9.3 Sondaggio S9.

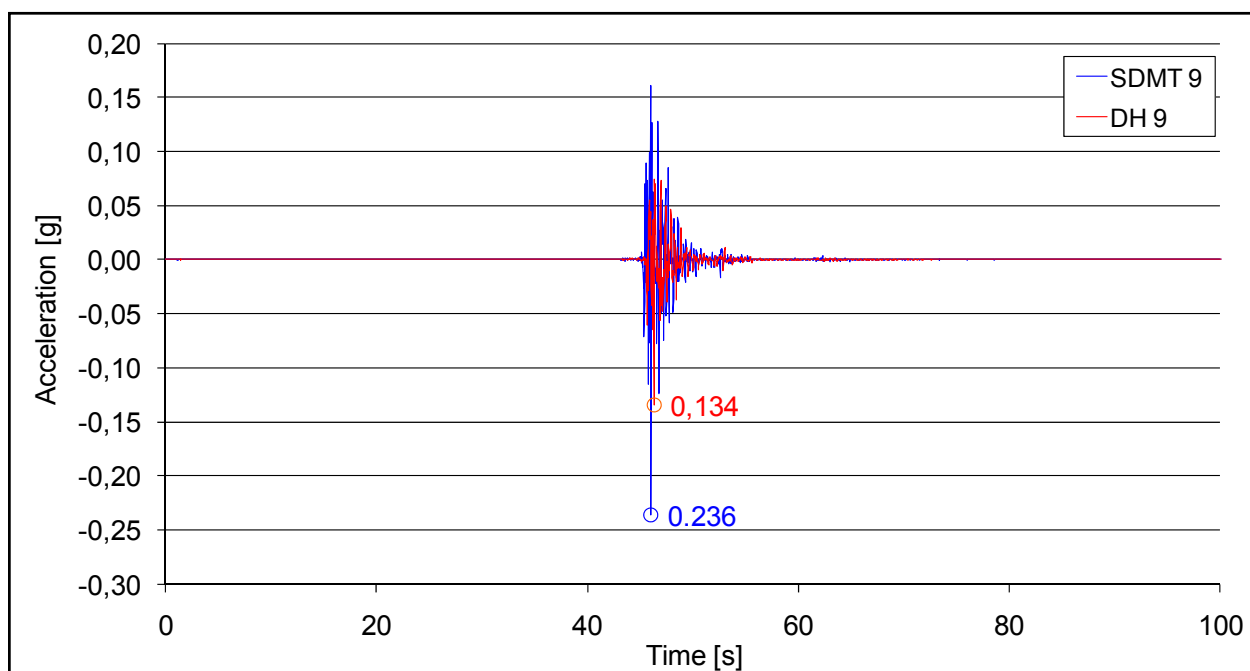


Figura 4.58 – Confronto tra le risposte calcolate con EERA per i profili di velocità SDMT9 e DH9 con riferimento al sondaggio S9.

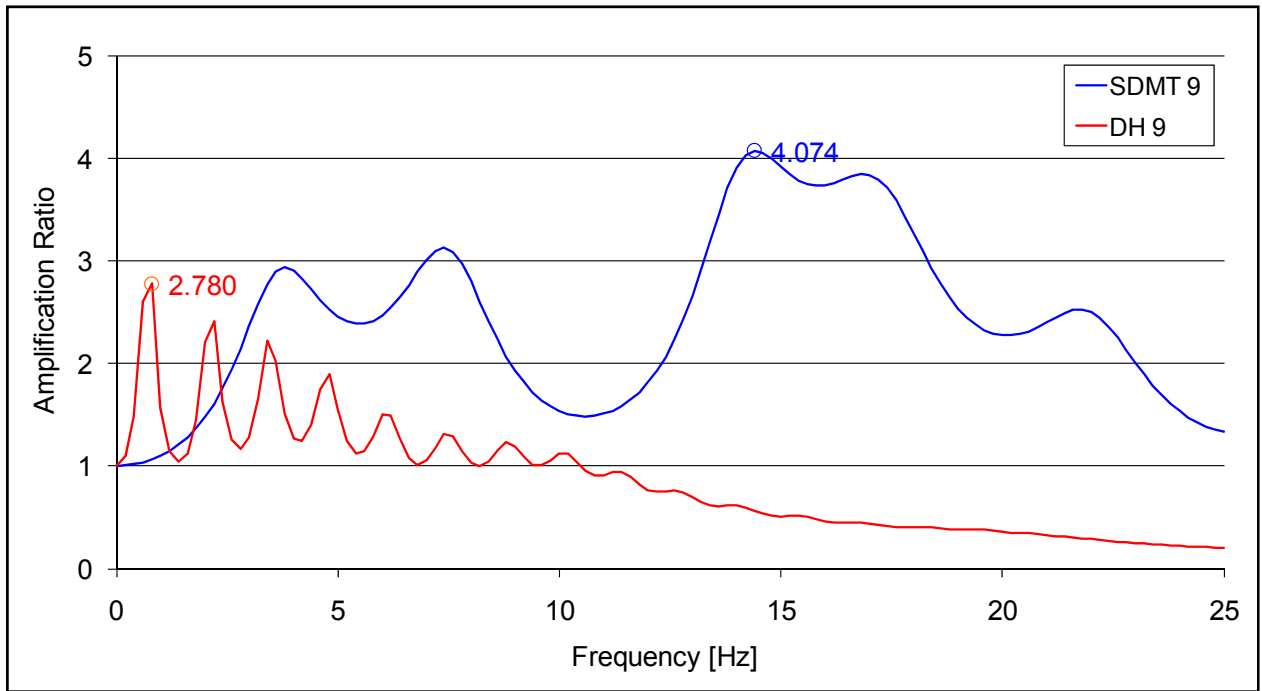


Figura 4.59 – Confronto tra rapporti di amplificazione calcolati con EERA per i profili di velocità SDMT9 e DH9 con riferimento al sondaggio S9.

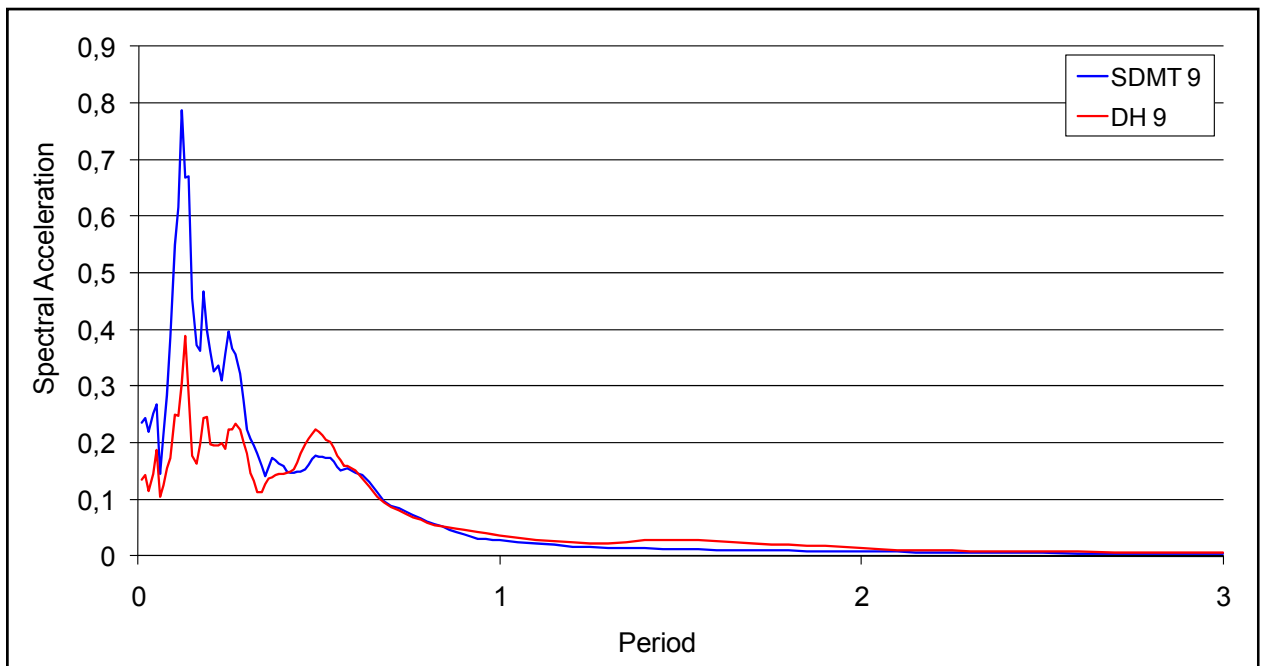


Figura 4.60 – Confronto tra spettri di risposta calcolati con EERA per i profili di velocità SDMT9 e DH9 con riferimento al sondaggio S9.

4.10 Analisi della risposta sismica locale 1-D con i codici di calcolo GEODIN, EERA, QUAKE/W e QUAD4M, con gli accelerogramma sintetici “INOGS”.

4.10.1 Analisi con GEODIN, EERA e QUAKE/W.

Oltre alla modellazione 1-D “tradizionale” eseguita con i codici di calcolo GEODIN ed EERA, è stata effettuata una ulteriore analisi di risposta sismica monodimensionale con il codice QUAKE/W. Generalmente tale software viene impiegato per condurre modellazioni bidimensionali, tuttavia è stato possibile riprodurre una geometria “monodimensionale” considerando una colonna di larghezza pari a 10 metri. E’ stato infatti constatato che un modello maggiormente esteso in direzione trasversale non apporta alcun miglioramento alla soluzione. La *mesh* adottata è costituita da elementi triangolari e quadrati di base pari ad un metro. Ai confini laterali del modello sono stati posti dei carrelli orizzontali, in modo da consentirne la traslazione, mentre alla base sono stati collocati carrelli sia orizzontali che verticali.

Le colonne di terreno analizzate sono quelle corrispondenti ai sondaggi S1, S2, S3, S5, S7, S9, S10 ed S11, per i quali sono disponibili profili di velocità V_S calcolati da prove DH ed SDMT. I risultati ottenuti, sono stati confrontati in termini di accelerazioni massime in superficie e spettri di risposta.

Gli input sismici utilizzati, così come descritto nel paragrafo 4.8.2, sono quelli calcolati dai ricercatori dell’INOGS di Trieste, ciascuno in corrispondenza del proprio sondaggio.

Il profilo stratigrafico e le curve di caratterizzazione dinamica utilizzate, invece, sono le stesse utilizzate nelle analisi illustrate nel paragrafo 4.7.1.

Si riportano di seguito i grafici relativi ai suddetti confronti.

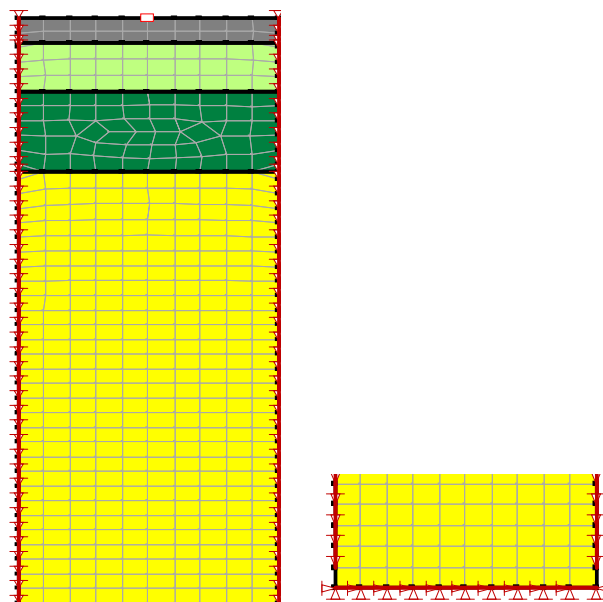


Figura 4.61 – Esempio di modellazione di una colonna di terreno con il codice Quake/W.

4.10.1.1 Sondaggio S1.

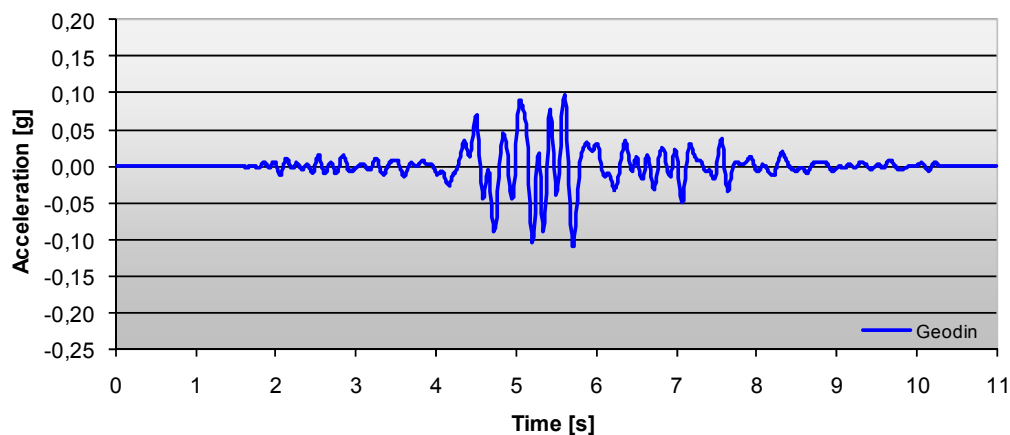


Figura 4.62 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S1_d30_NS*.

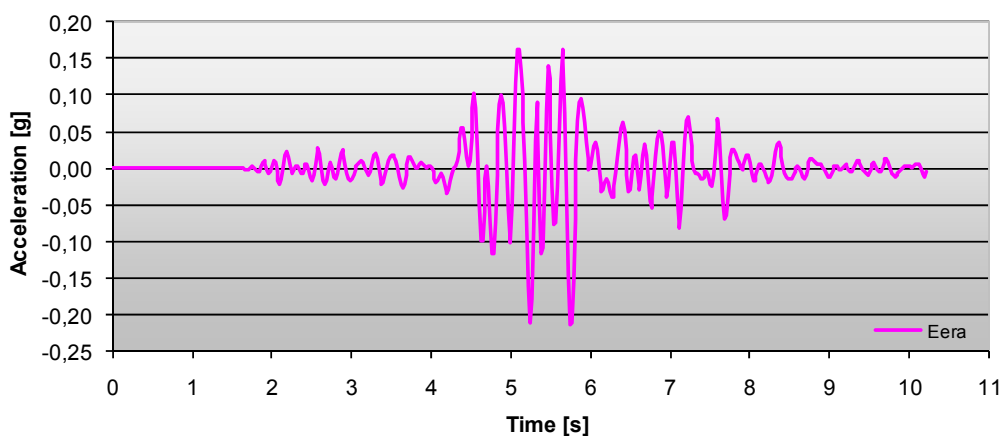


Figura 4.63 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S1_d30_NS*.

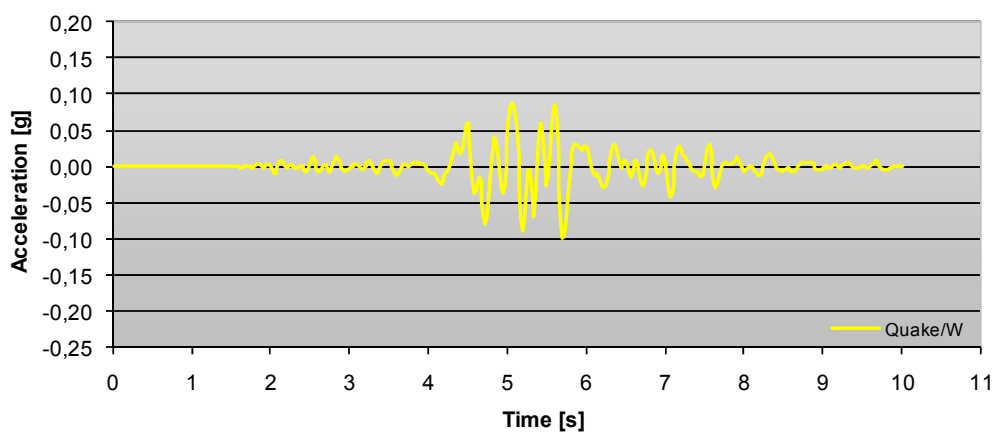


Figura 4.64 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S1_d30_NS*.

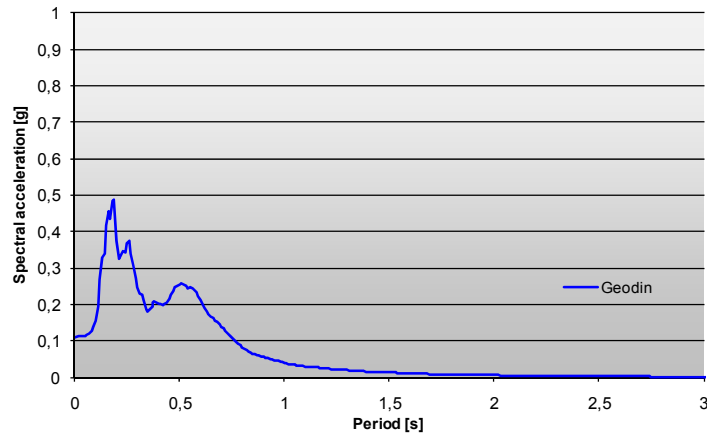


Figura 4.65 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *SI_d30_NS*.

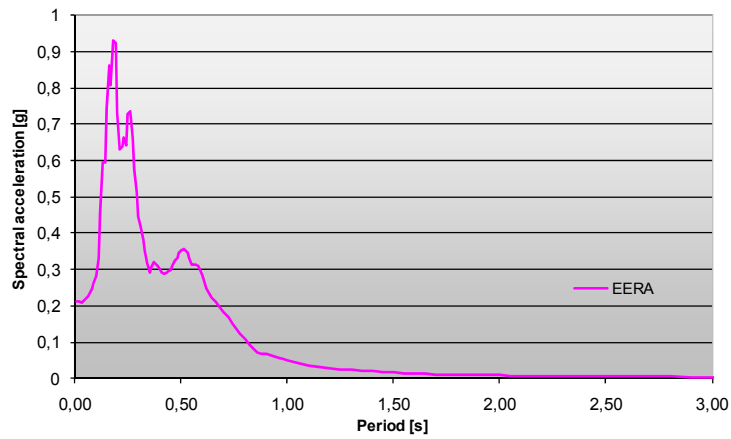


Figura 4.66 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *SI_d30_NS*.

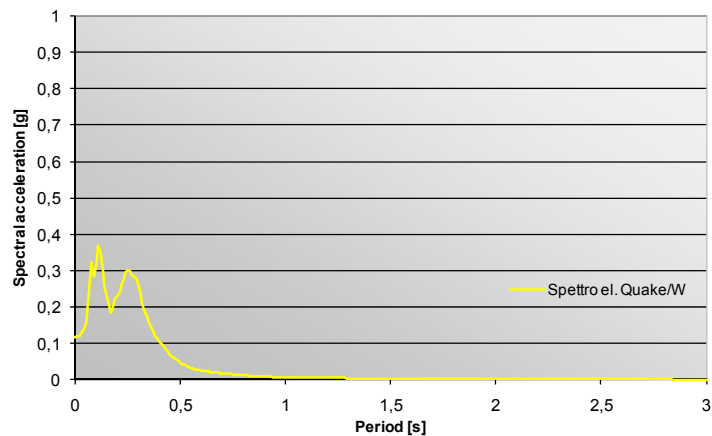


Figura 4.67 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *SI_d30_NS*.

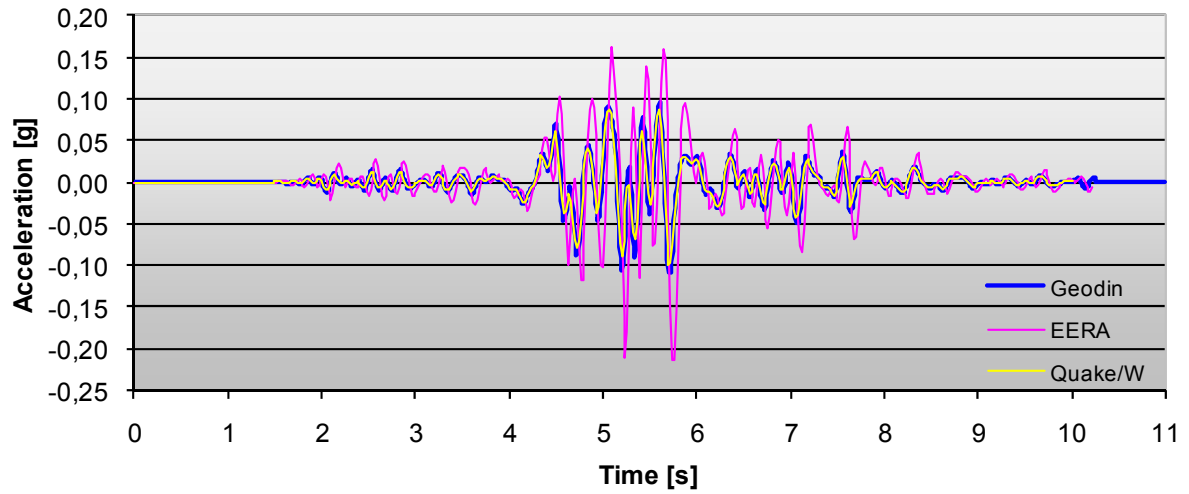


Figura 4.68 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S1_d30_NS*.

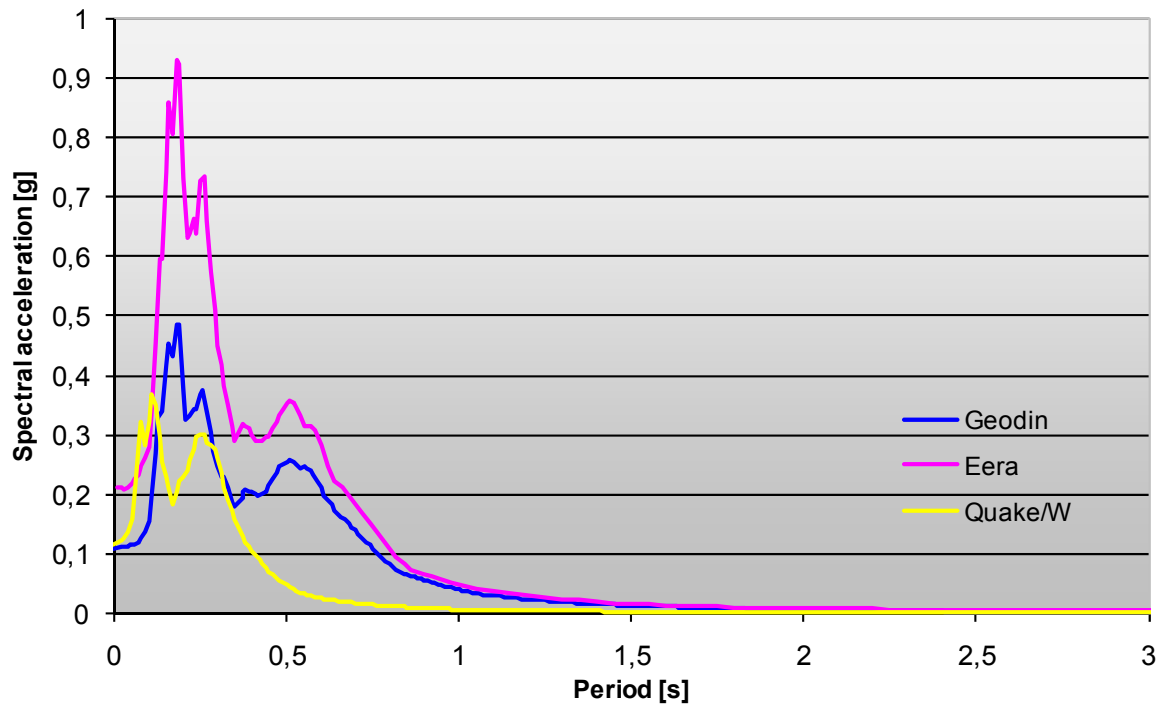


Figura 4.69 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S1_d30_NS*.

4.10.1.2 Sondaggio S2.

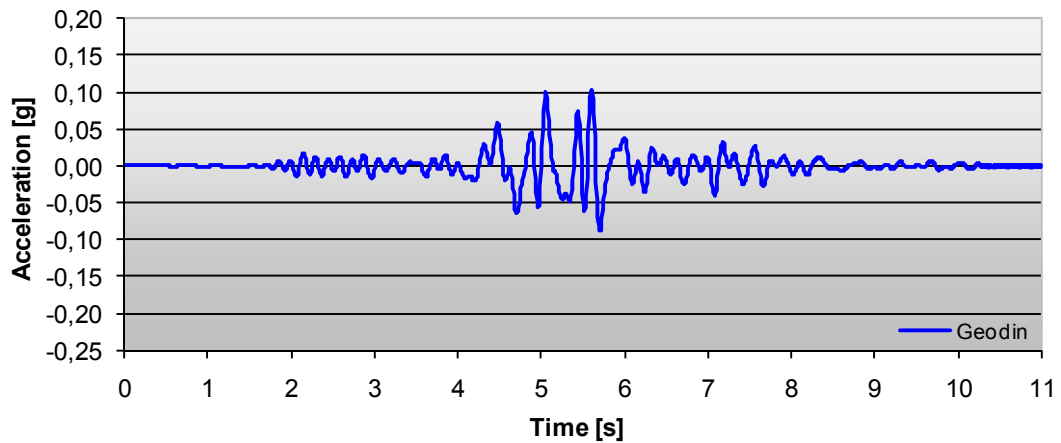


Figura 4.70 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S2 ed all'input S2_d30_NS.

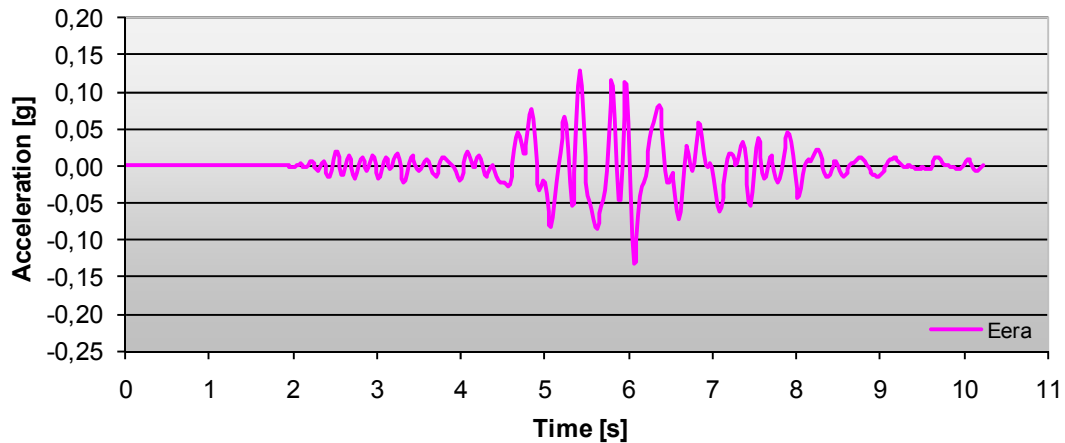


Figura 4.71 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S2 ed all'input S2_d30_NS.

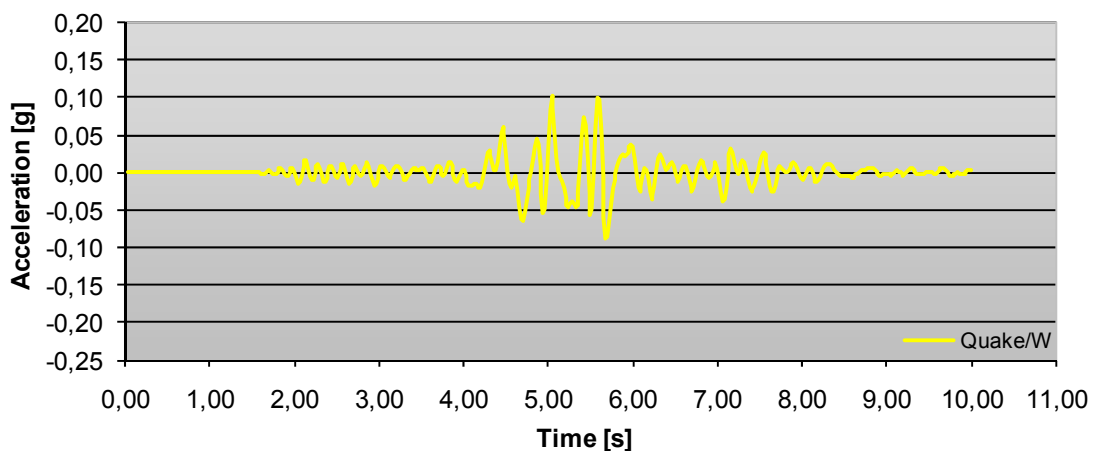


Figura 4.72 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S2 ed all'input S2_d30_NS.

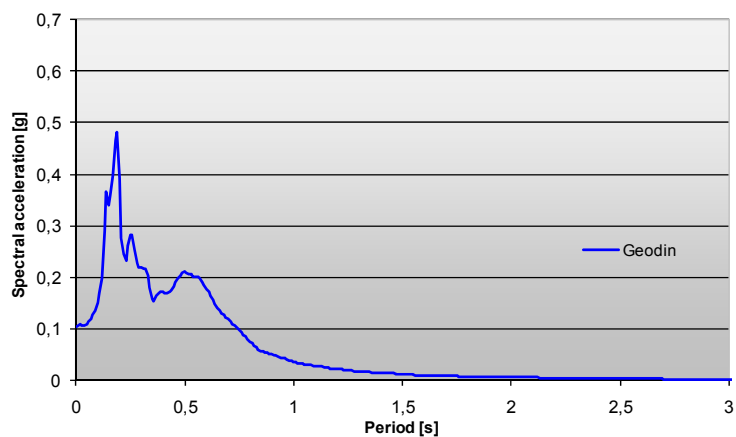


Figura 4.73 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S1 ed all'input *S2_d30_NS*.

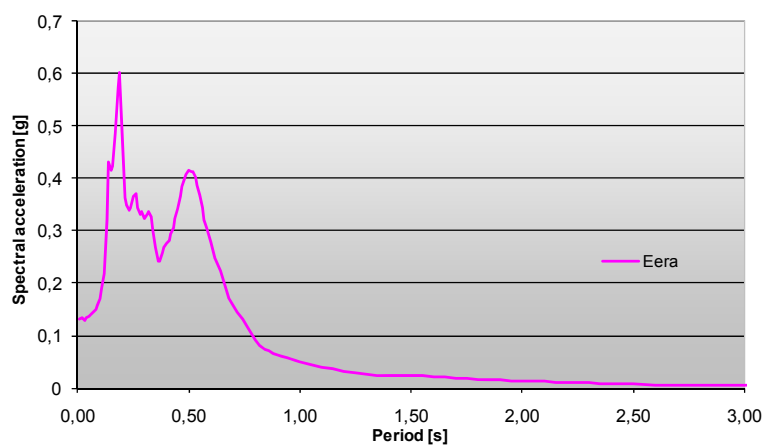


Figura 4.74 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S2 ed all'input *S2_d30_NS*.

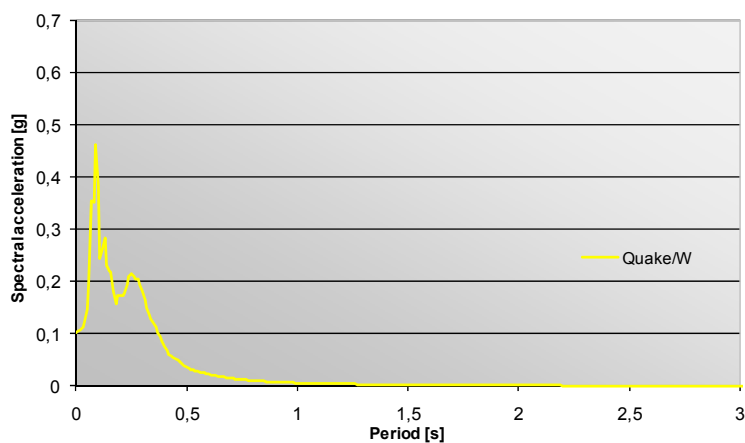


Figura 4.75 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S2 ed all'input *S2_d30_NS*.

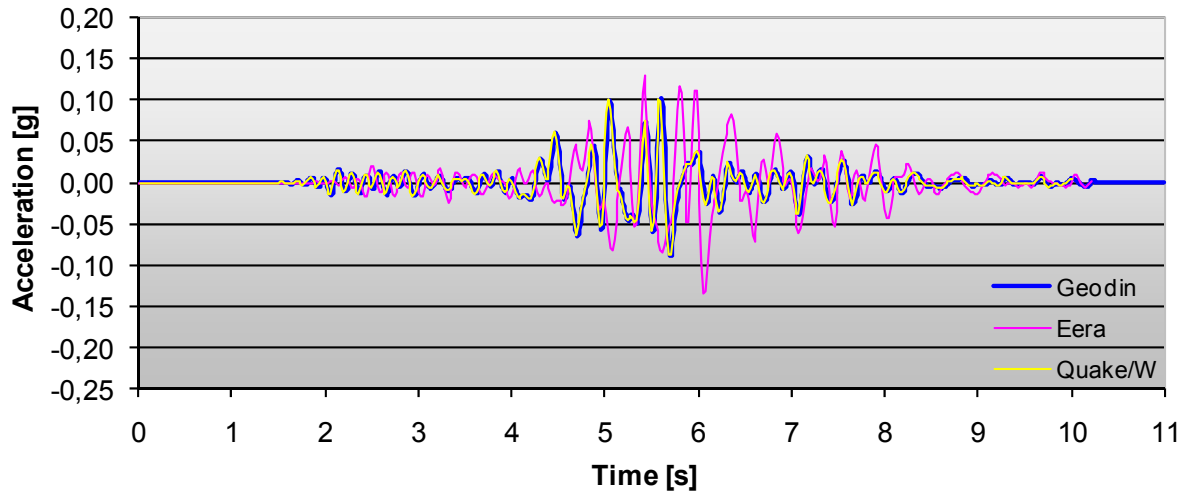


Figura 4.76 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S2 ed all'input *S2_d30_NS*.

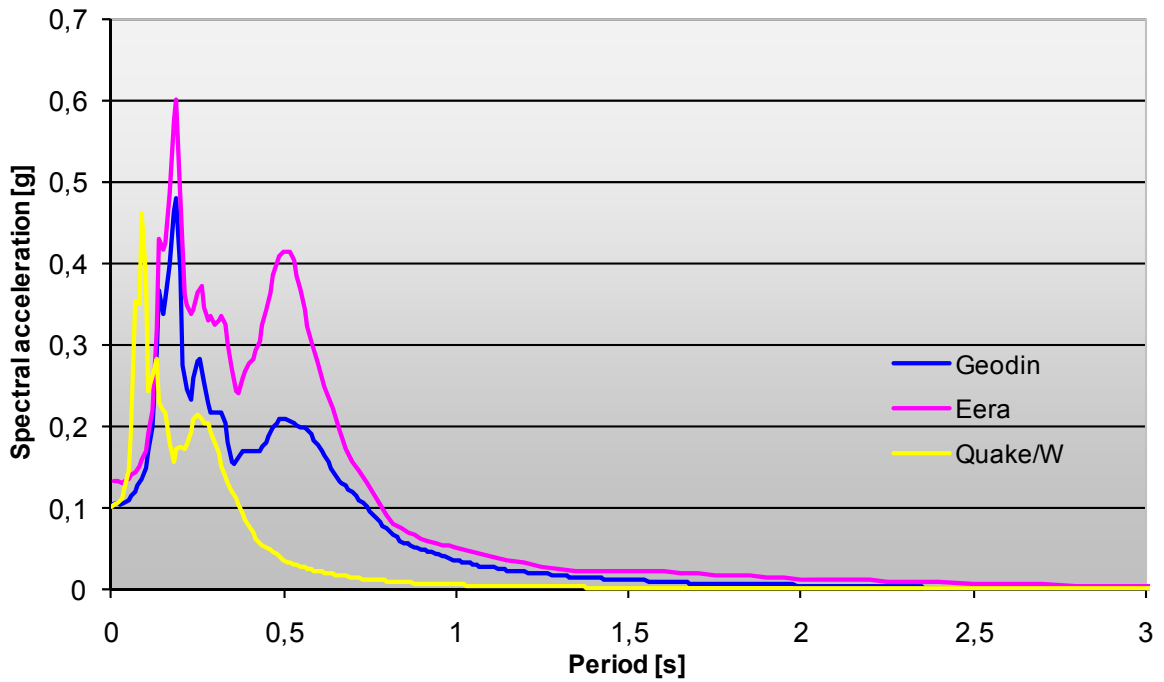


Figura 4.77 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S2 ed all'input *S2_d30_NS*.

4.10.1.3 Sondaggio S3.

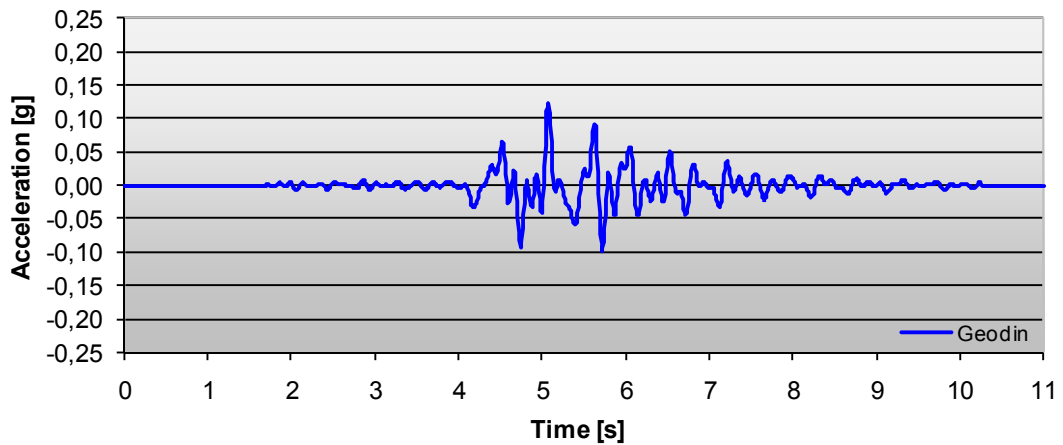


Figura 4.78 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

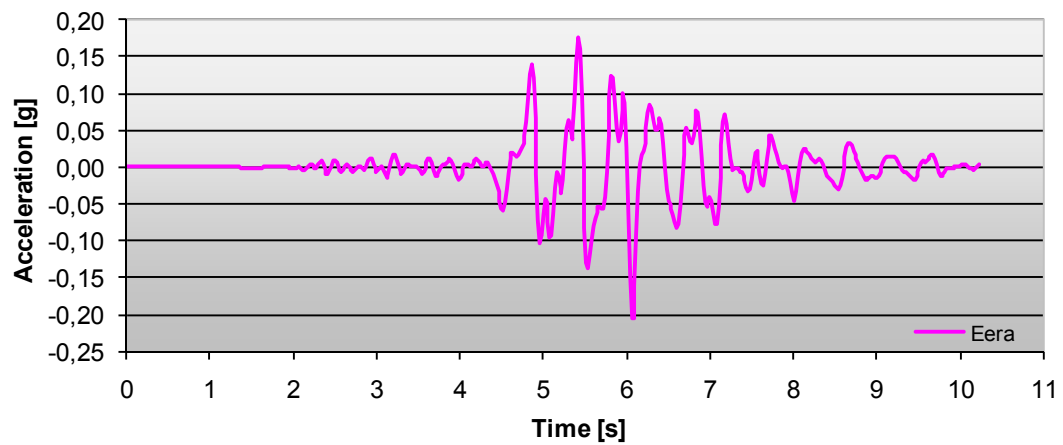


Figura 4.79 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

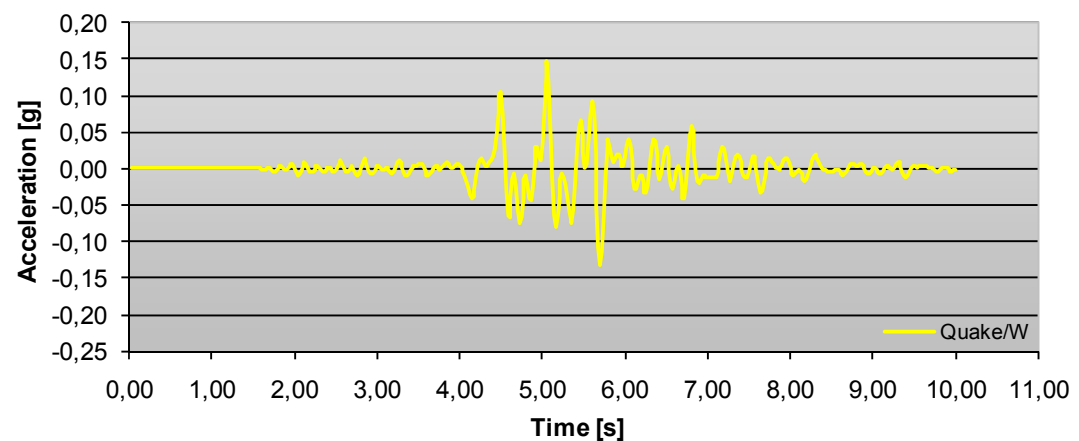


Figura 4.80 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

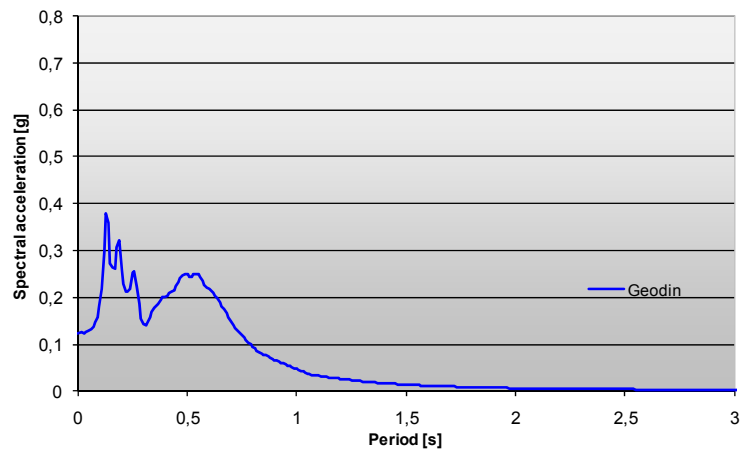


Figura 4.81 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

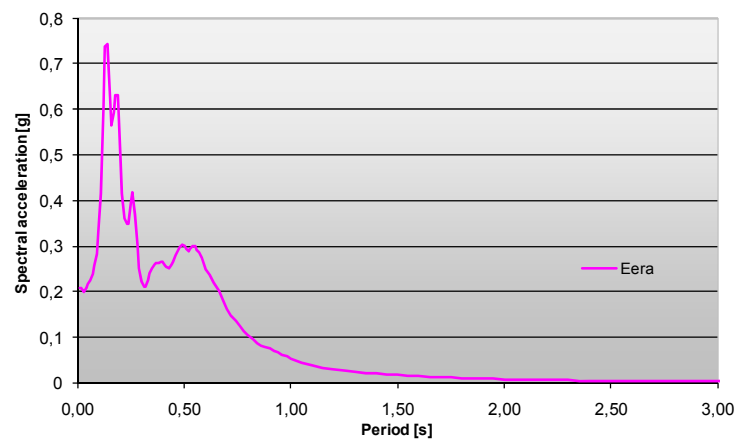


Figura 4.82 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

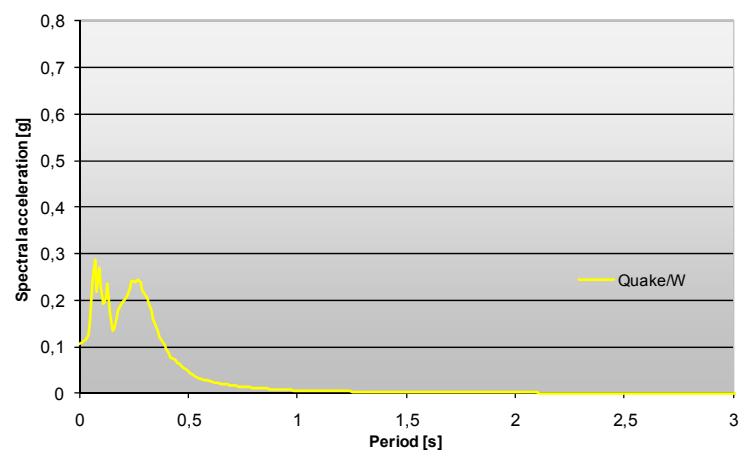


Figura 4.83 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

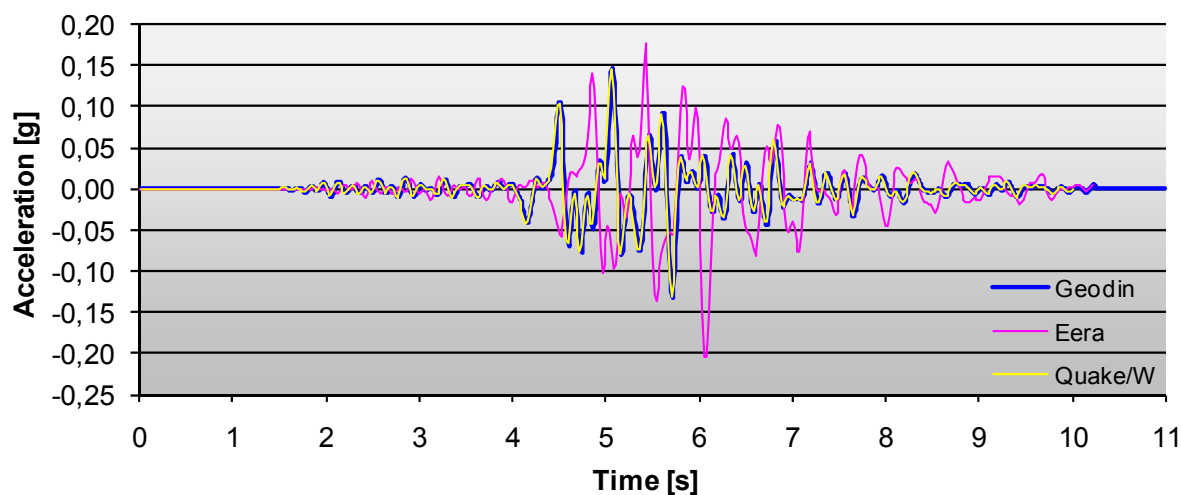


Figura 4.84 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

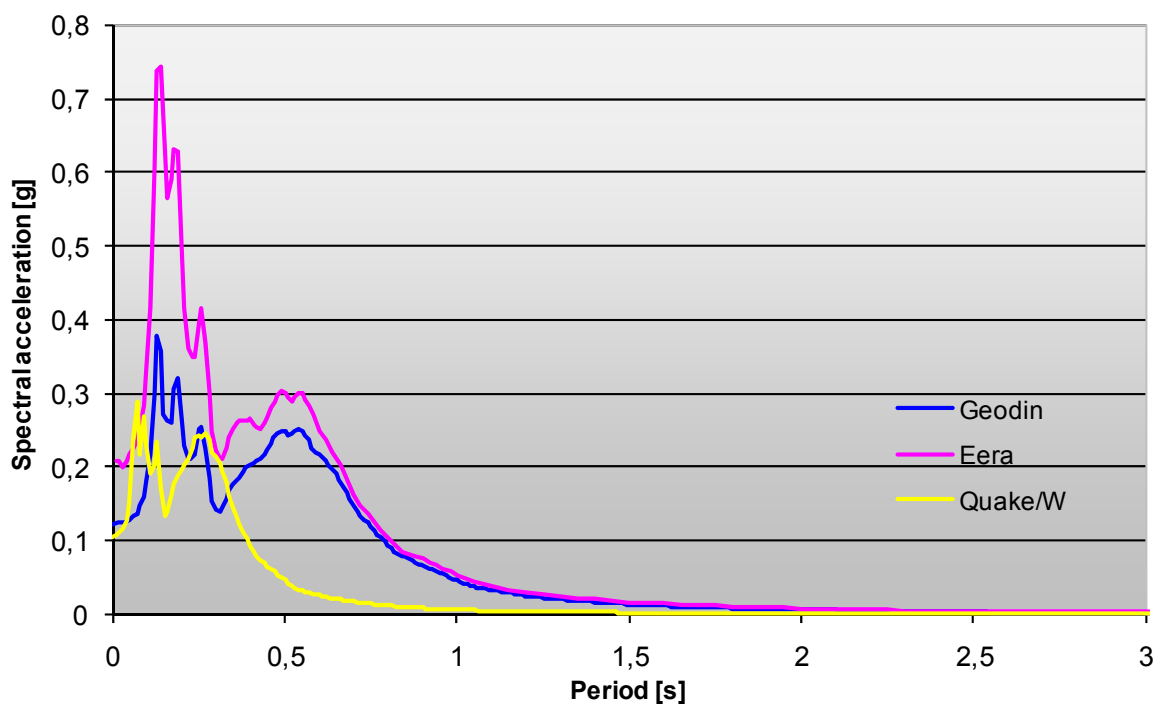


Figura 4.85 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S3 ed all'input *S3_d30_NS*.

4.10.1.4 Sondaggio S5.

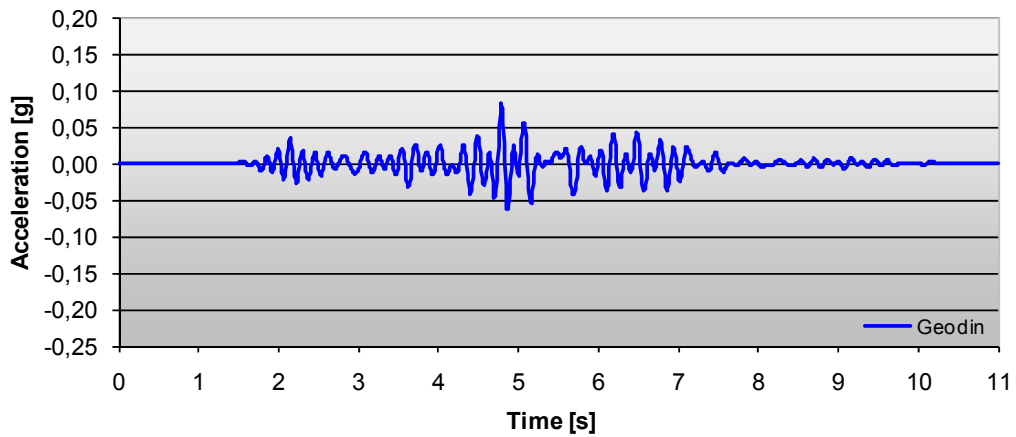


Figura 4.86 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S5 ed all'input S5_d30_EW.

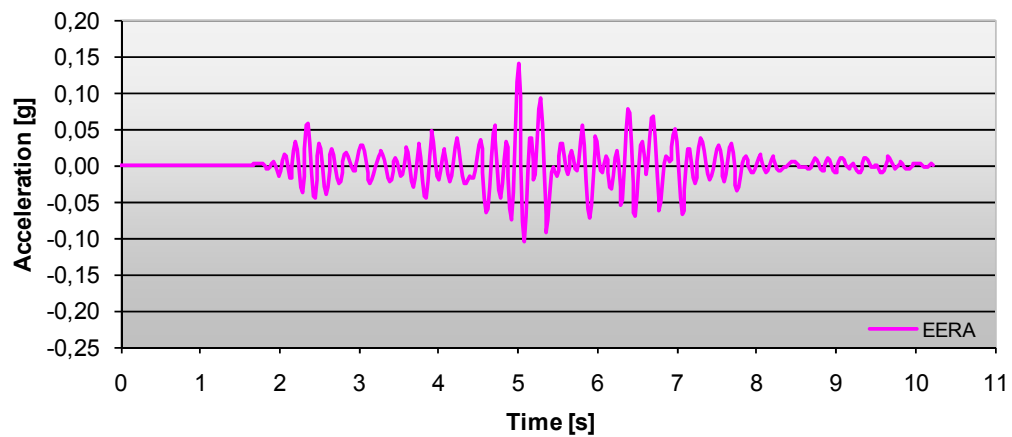


Figura 4.87 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S5 ed all'input S5_d30_EW.

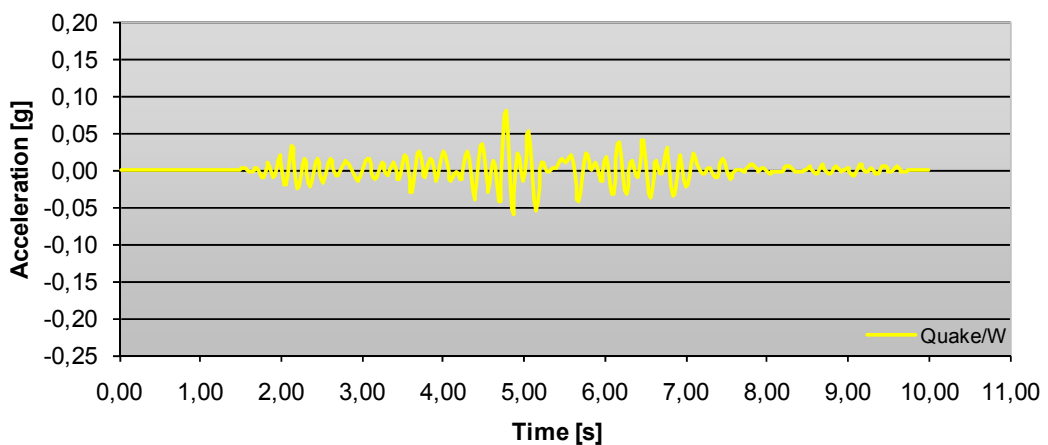


Figura 4.88 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S5 ed all'input S5_d30_EW.

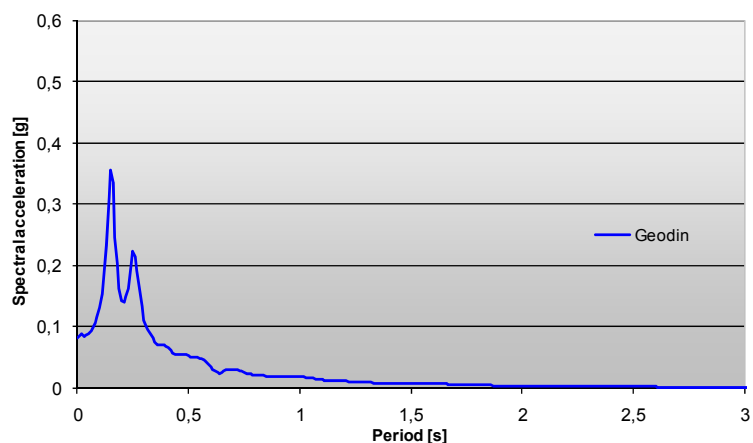


Figura 4.89 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S5 ed all'input *S5_d30_EW*.

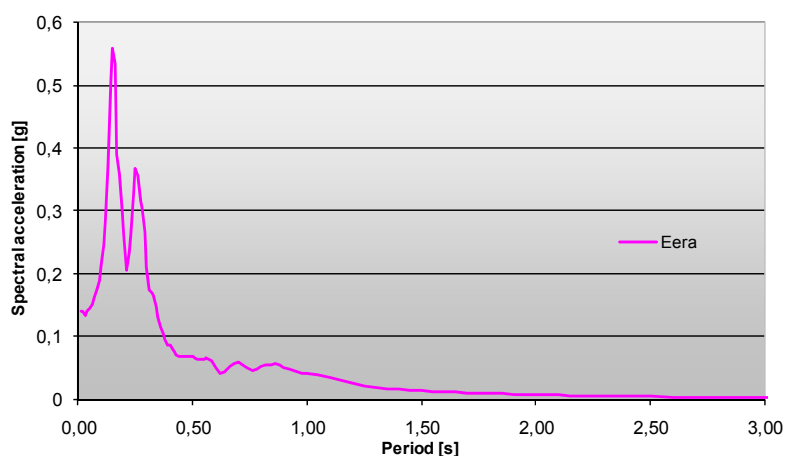


Figura 4.90 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S5 ed all'input *S5_d30_EW*.

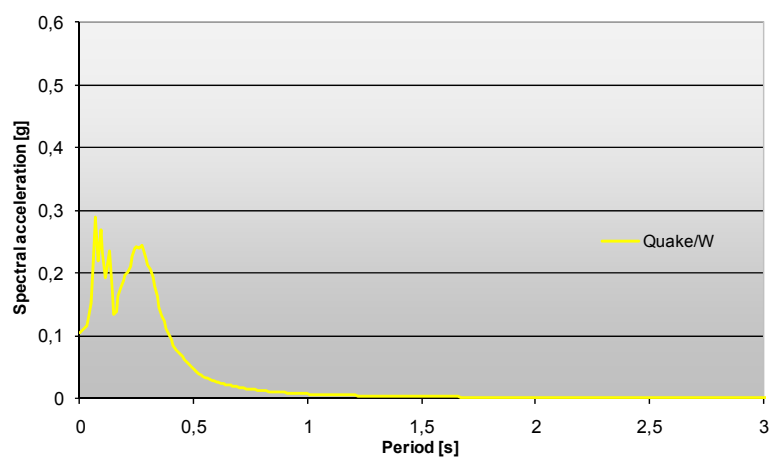


Figura 4.91 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S5 ed all'input *S5_d30_EW*.

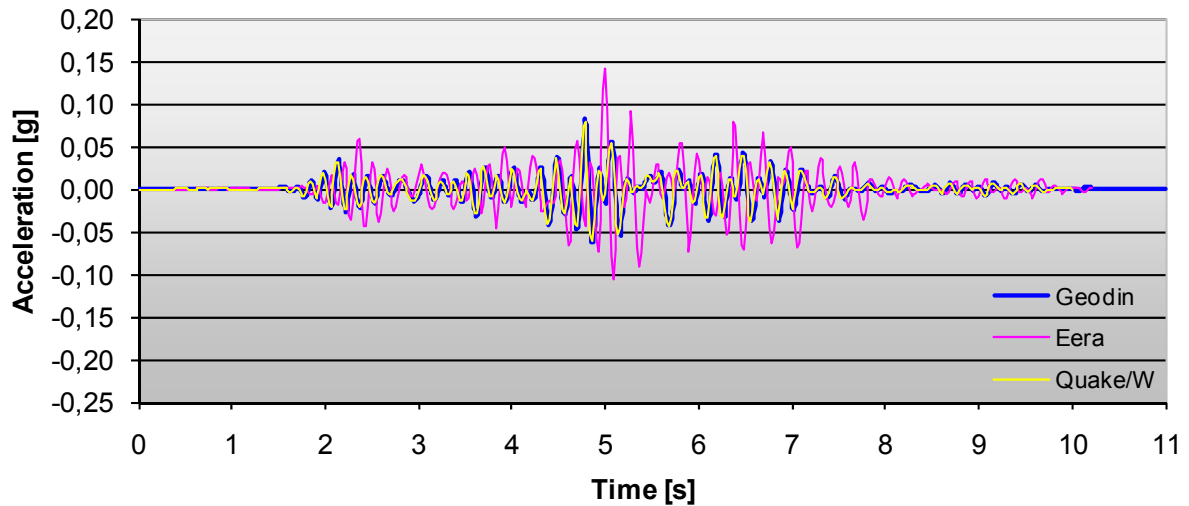


Figura 4.92 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S5 ed all'input S5_d30_EW.

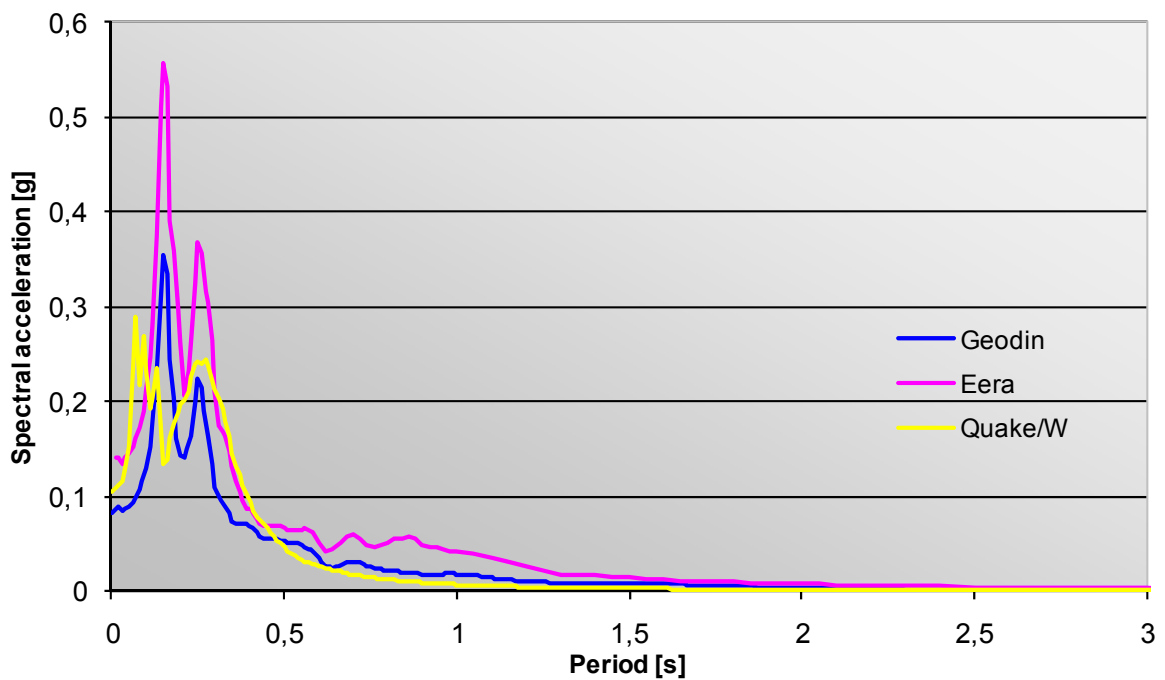


Figura 4.93 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S5 ed all'input S5_d30_EW.

4.10.1.5 Sondaggio S7.

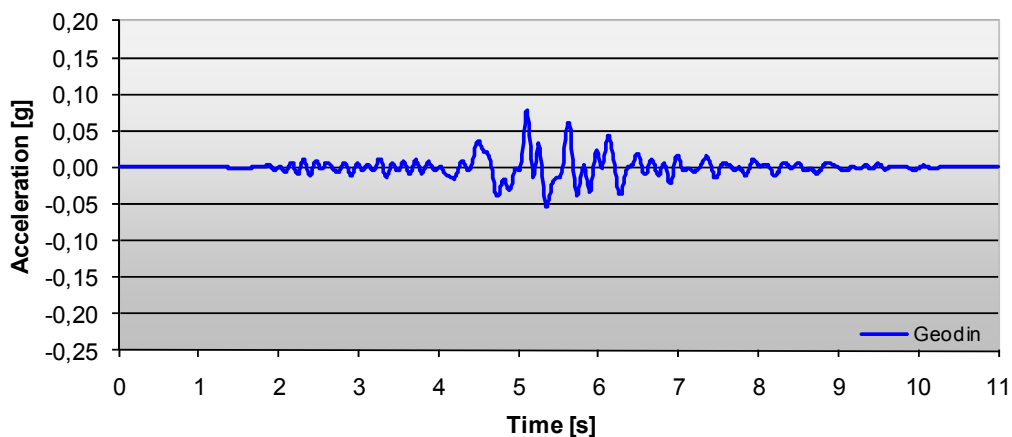


Figura 4.94 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S7 ed all'input S7_d30_NS.

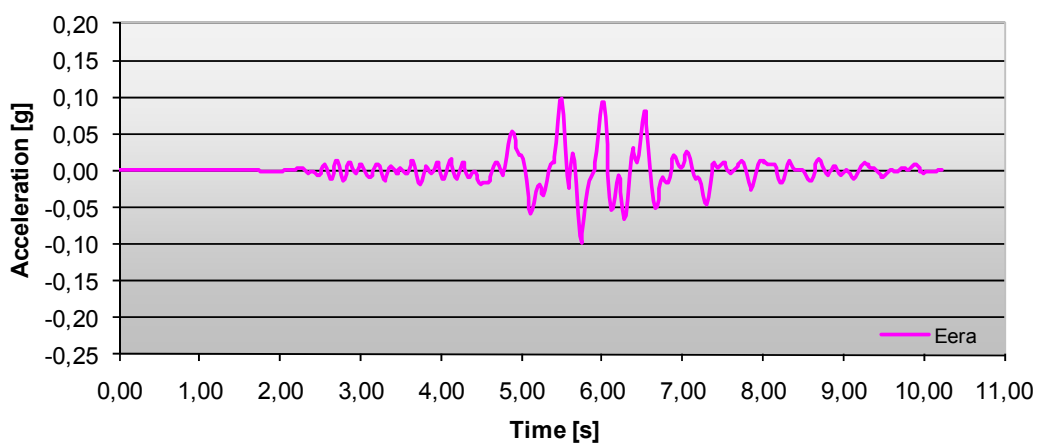


Figura 4.95 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S7 ed all'input S7_d30_NS.

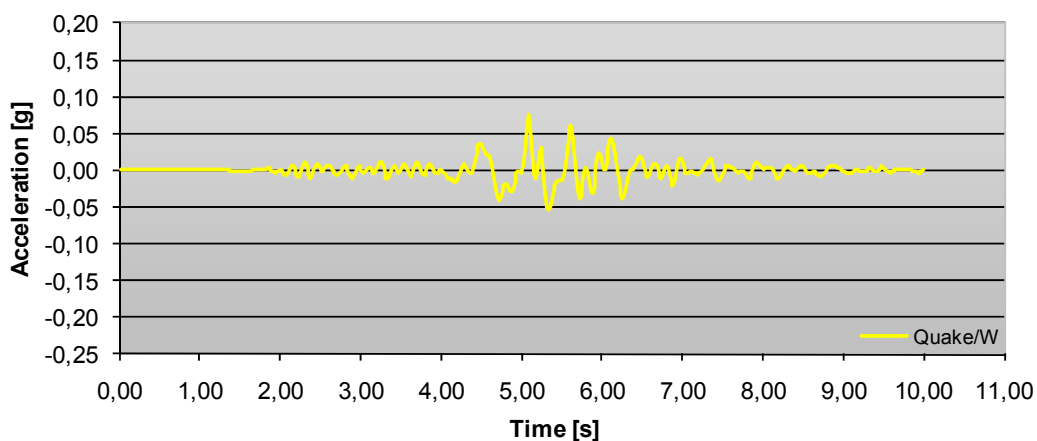


Figura 4.96 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S7 ed all'input S7_d30_NS.

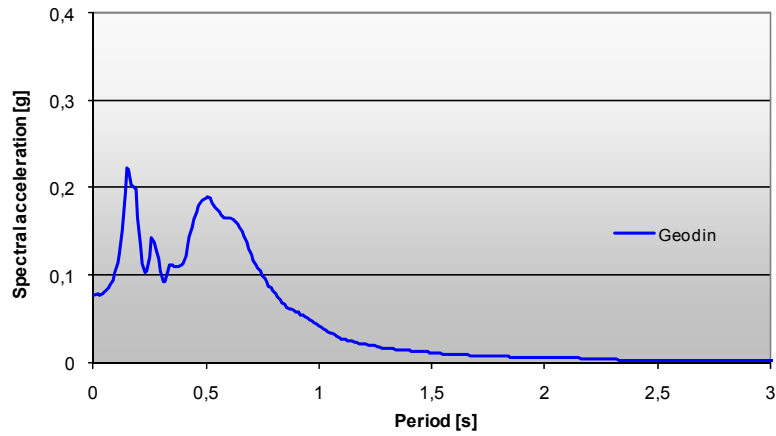


Figura 4.97 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S7 ed all'input *S7_d30_NS*.

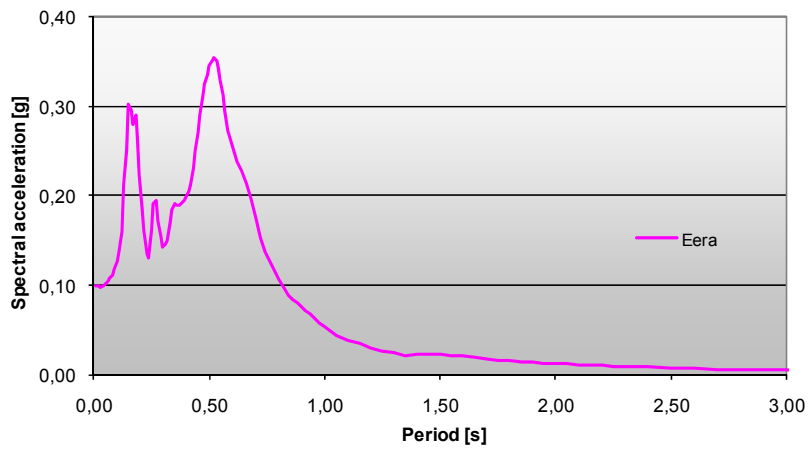


Figura 4.98 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S7 ed all'input *S7_d30_NS*.

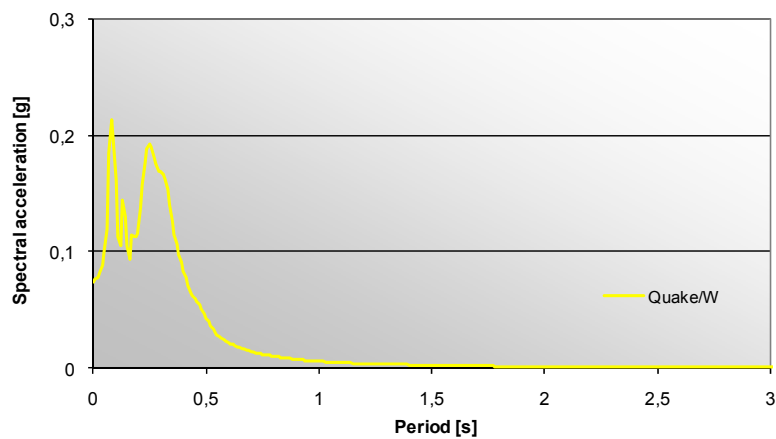


Figura 4.99 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S7 ed all'input *S7_d30_NS*.

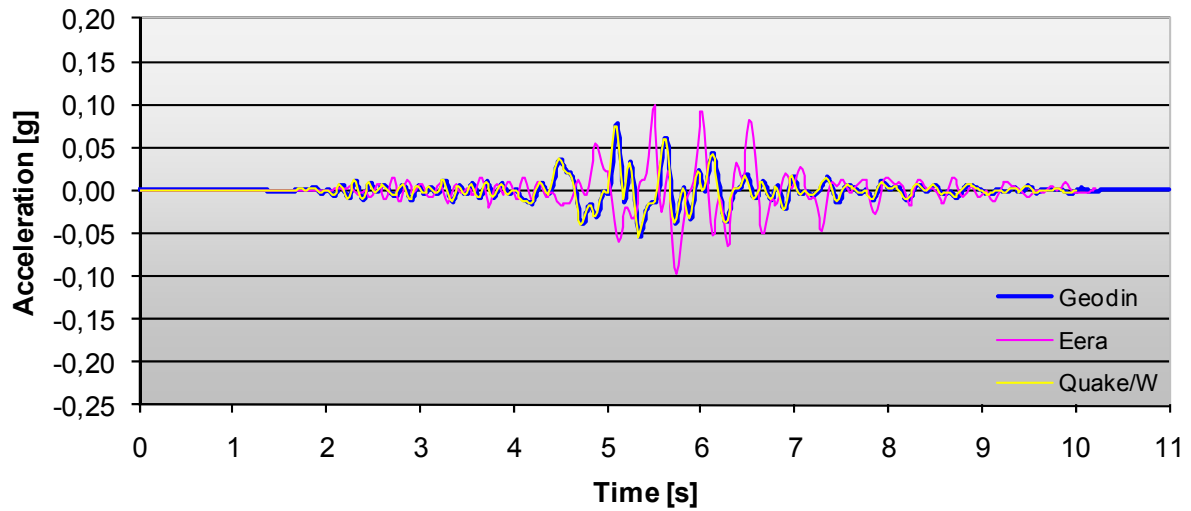


Figura 4.100 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S7 ed all'input S7_d30_NS.

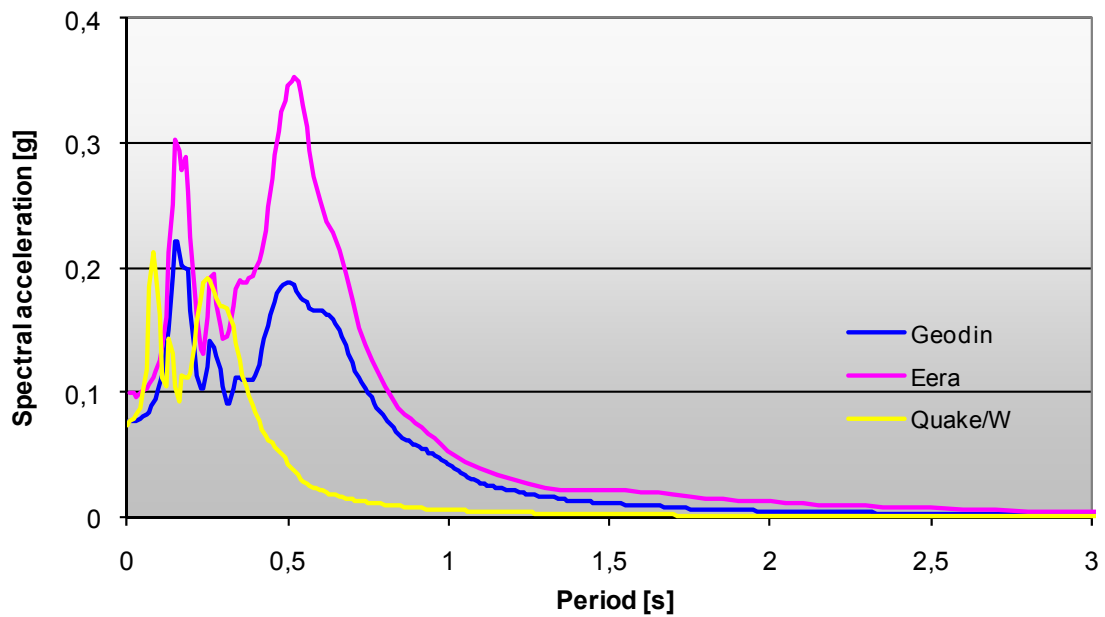


Figura 4.101 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S7 ed all'input S7_d30_NS.

4.10.1.6 Sondaggio S9 - DH.

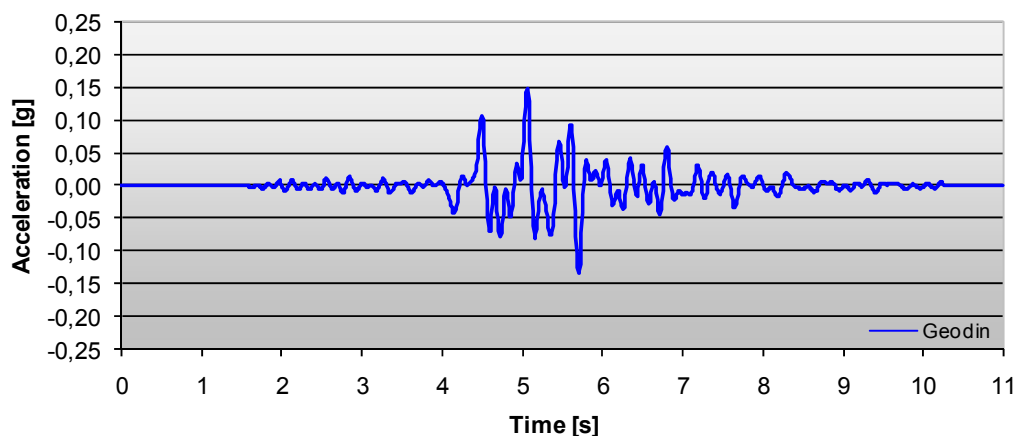


Figura 4.102 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

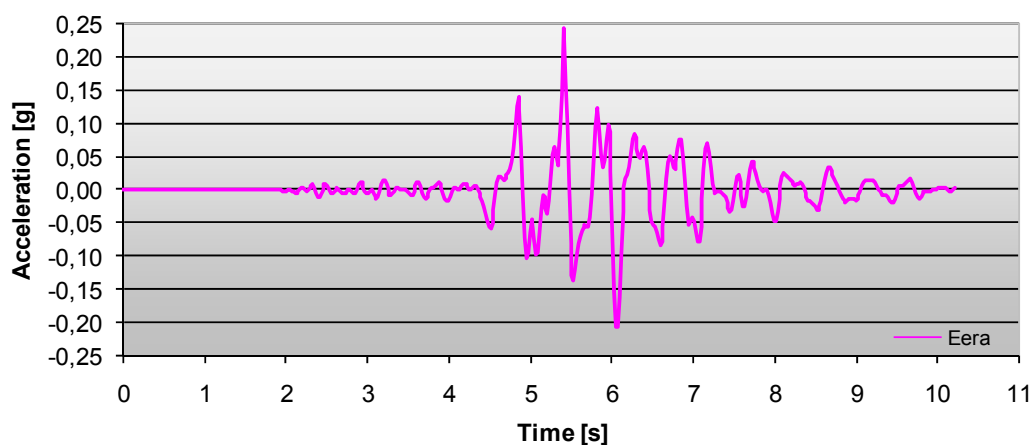


Figura 4.103 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

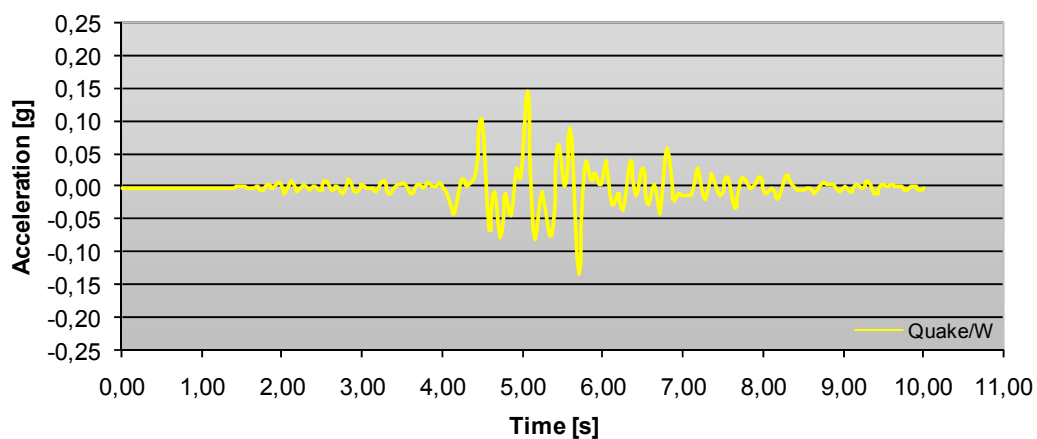


Figura 4.104 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

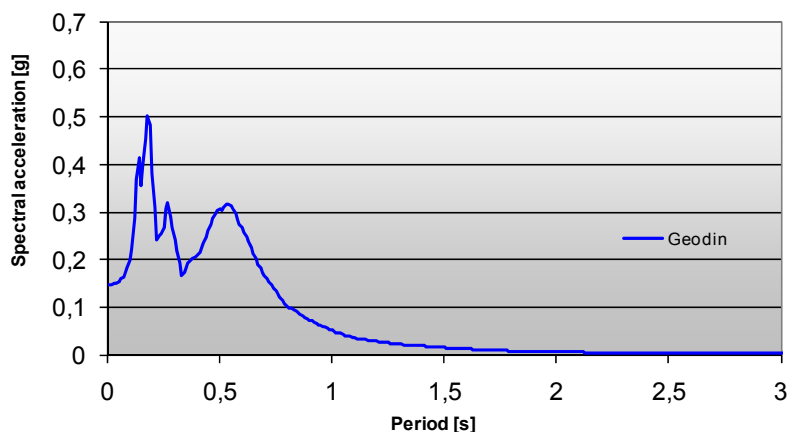


Figura 4.105 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

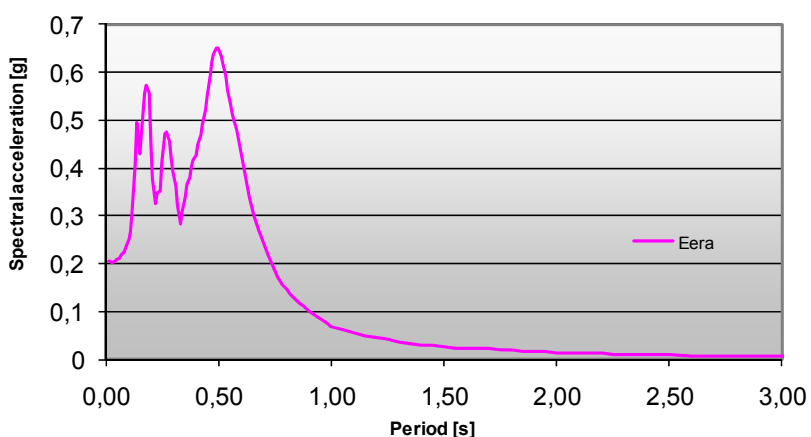


Figura 4.106 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

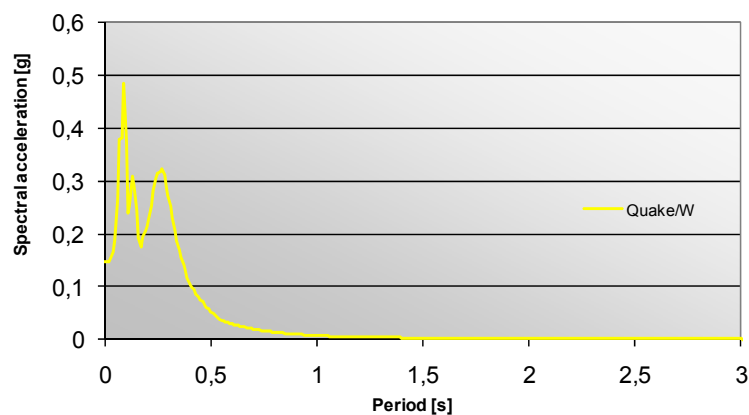


Figura 4.107 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

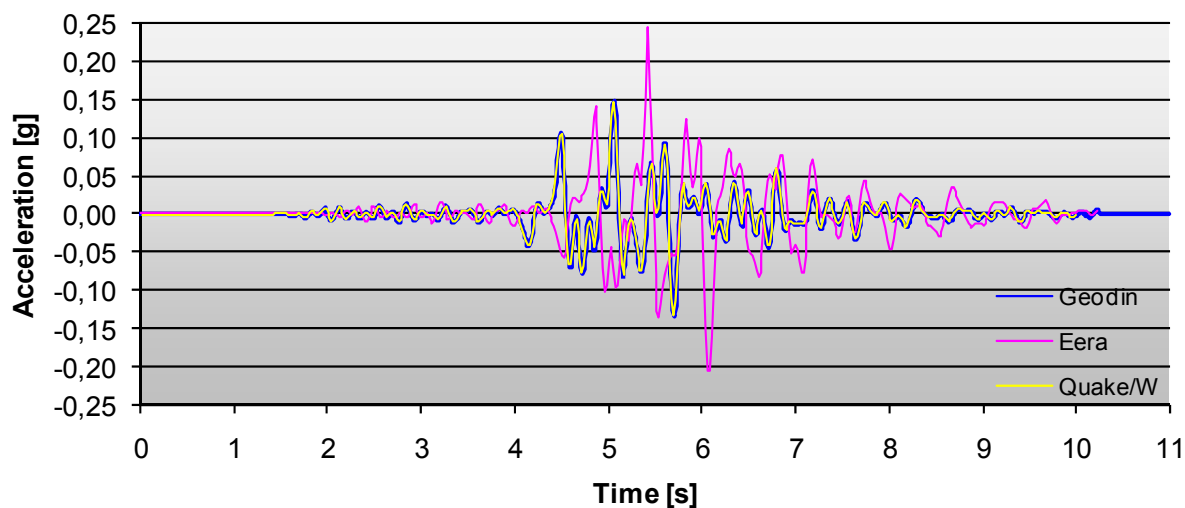


Figura 4.108 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

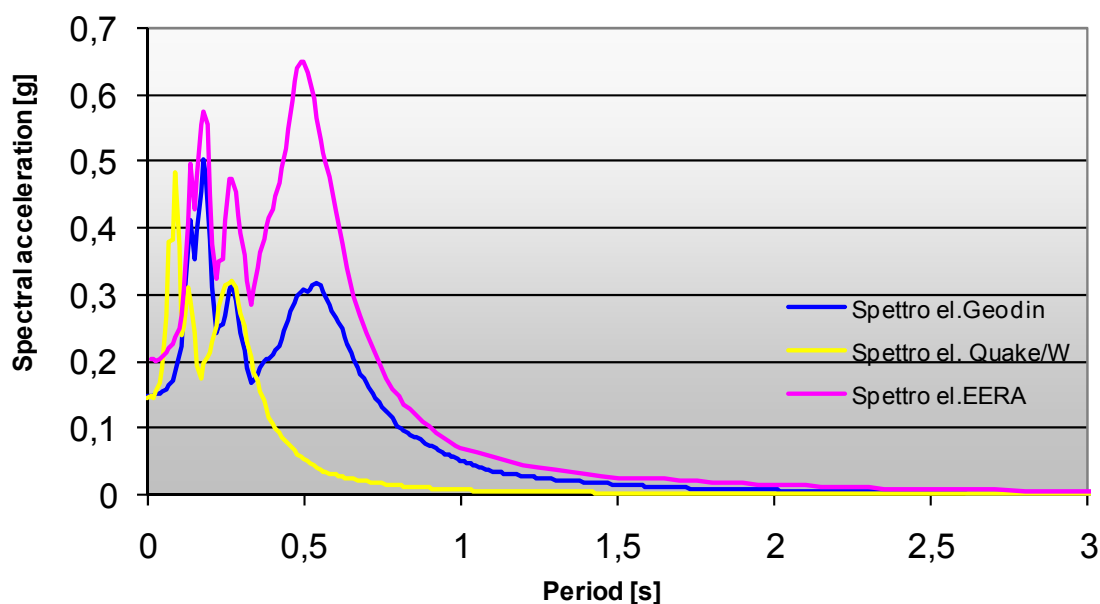


Figura 4.109 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

4.10.1.7 Sondaggio S9 - SDMT.

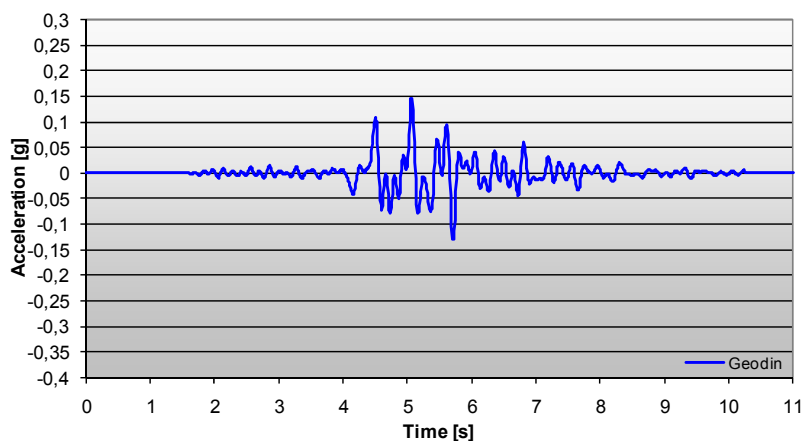


Figura 4.110 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

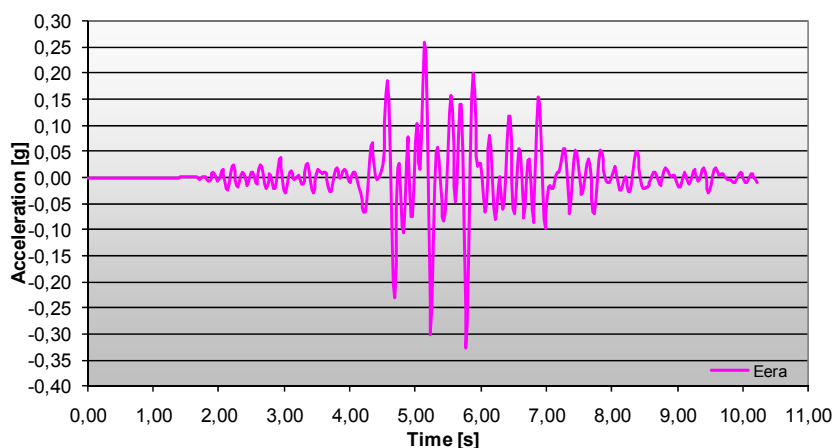


Figura 4.111 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

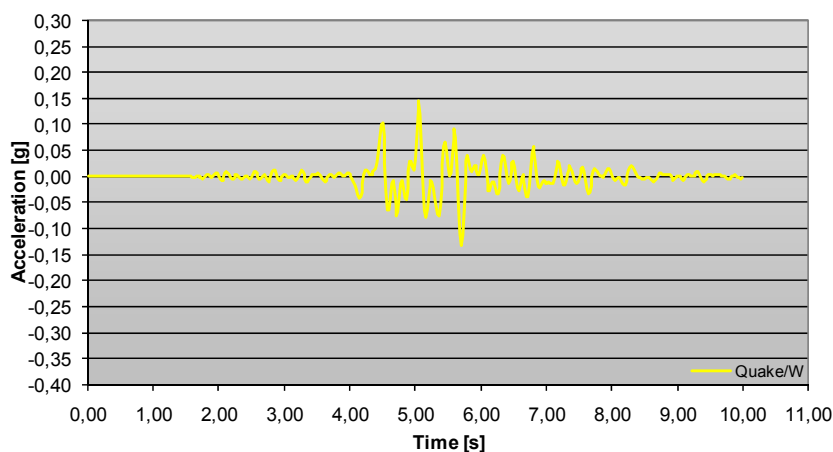


Figura 4.112 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S9 ed all'input S9_d30_NS.

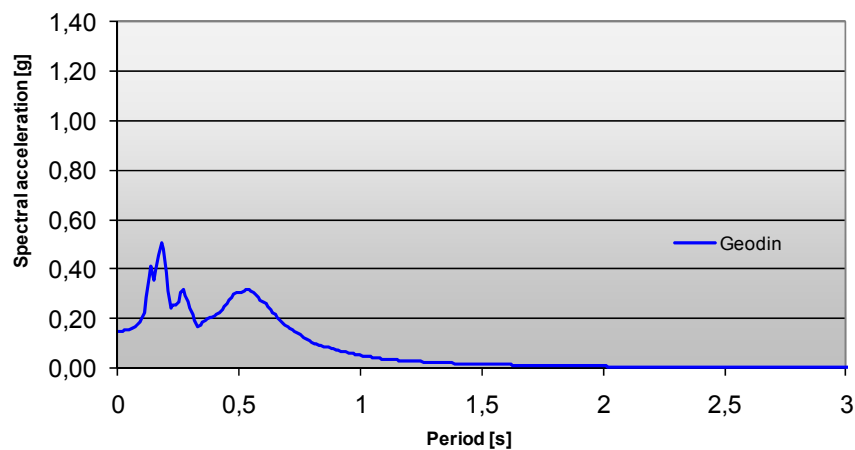


Figura 4.113 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

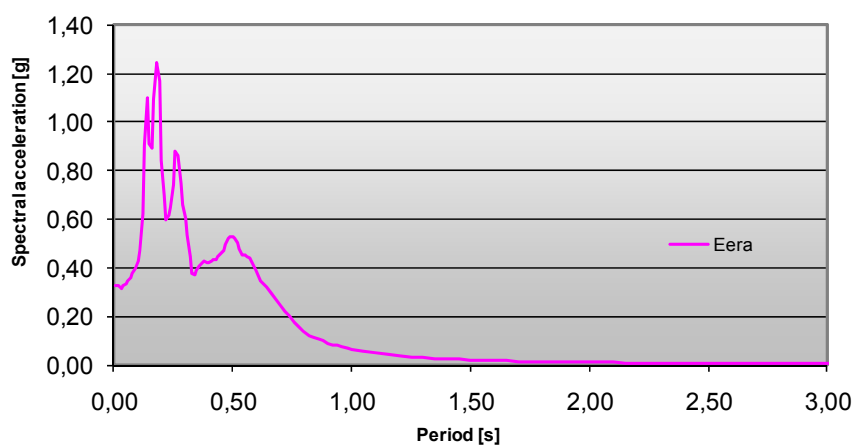


Figura 4.114 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

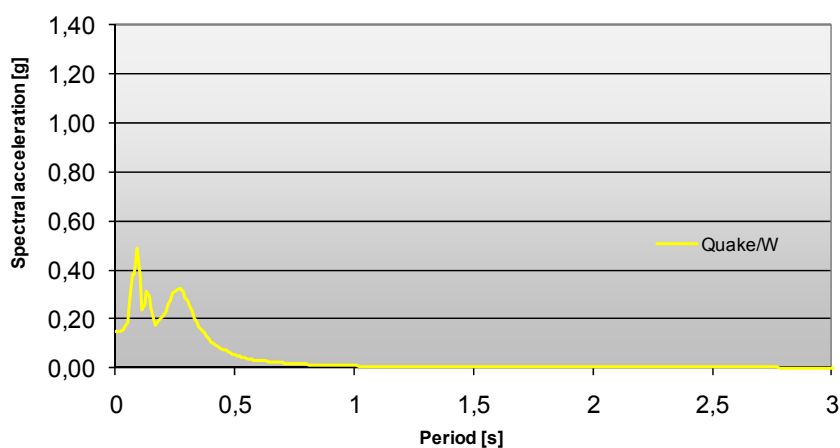


Figura 4.115 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

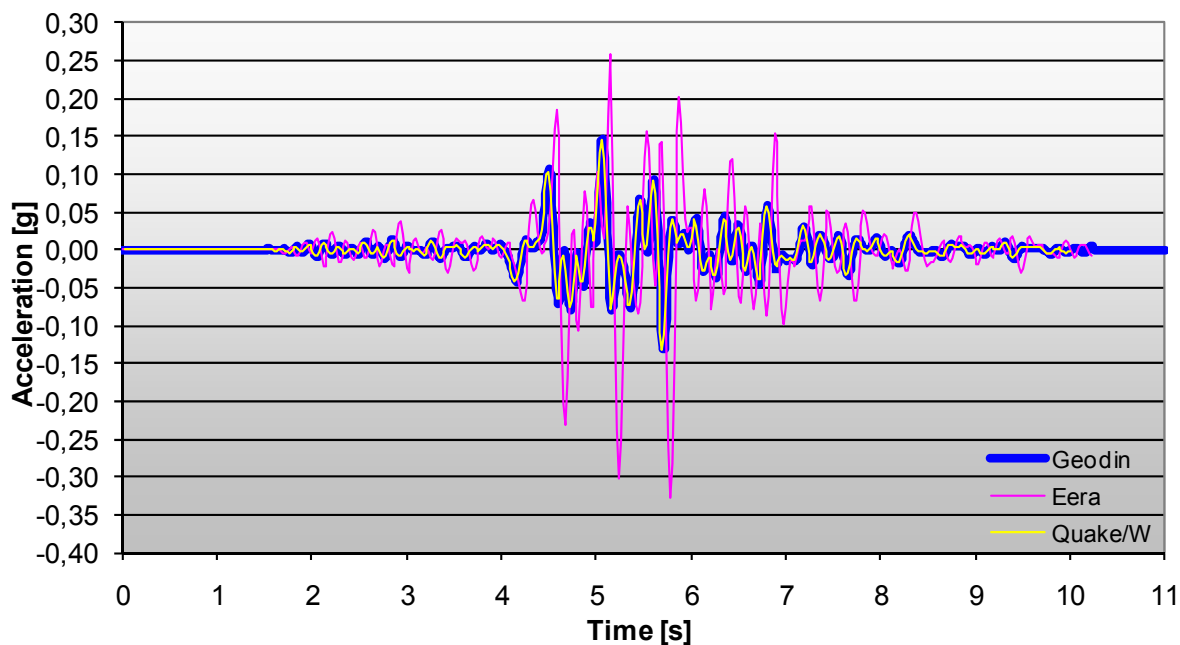


Figura 4.116 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

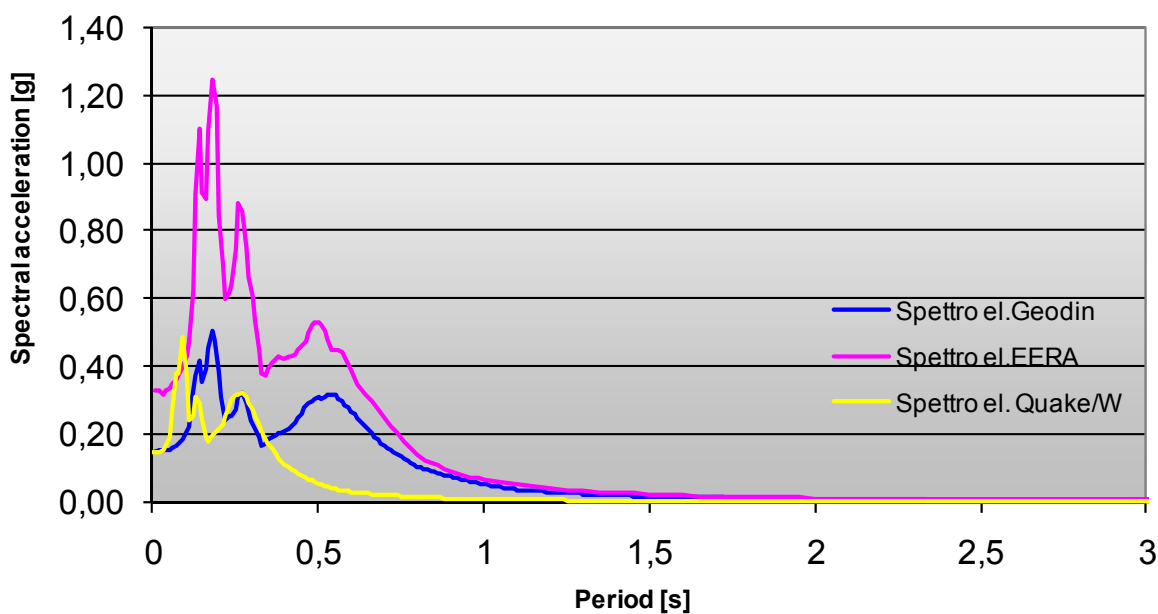


Figura 4.117 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S9 ed all'input *S9_d30_NS*.

4.10.1.8 Sondaggio S10.

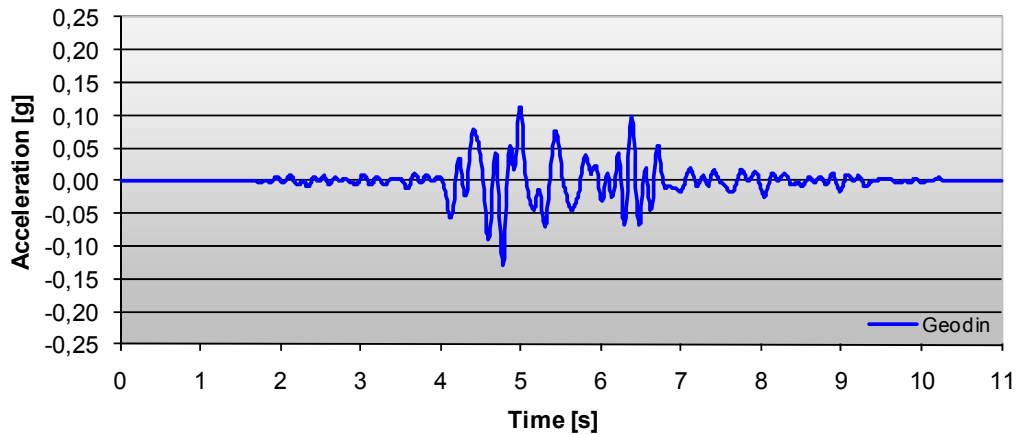


Figura 4.118 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

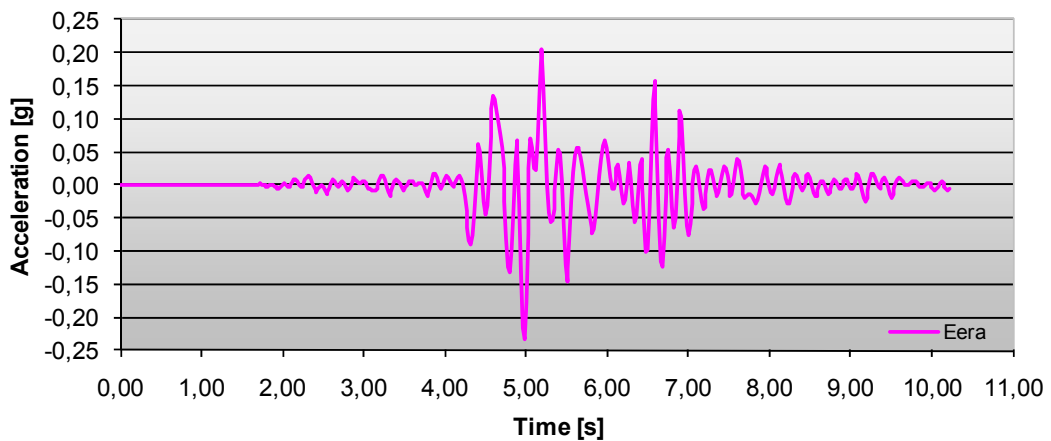


Figura 4.119 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

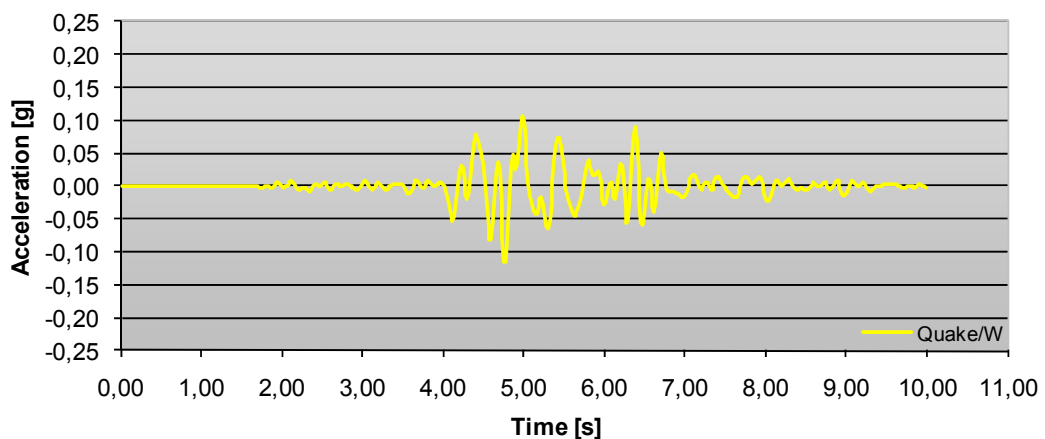


Figura 4.120 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

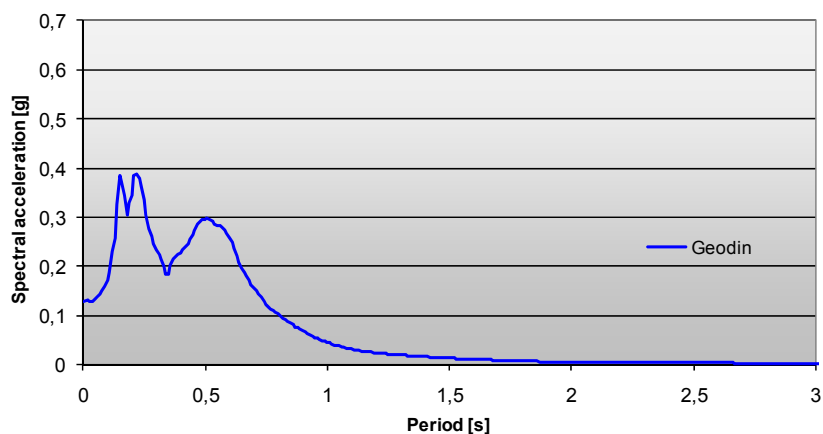


Figura 4.121 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

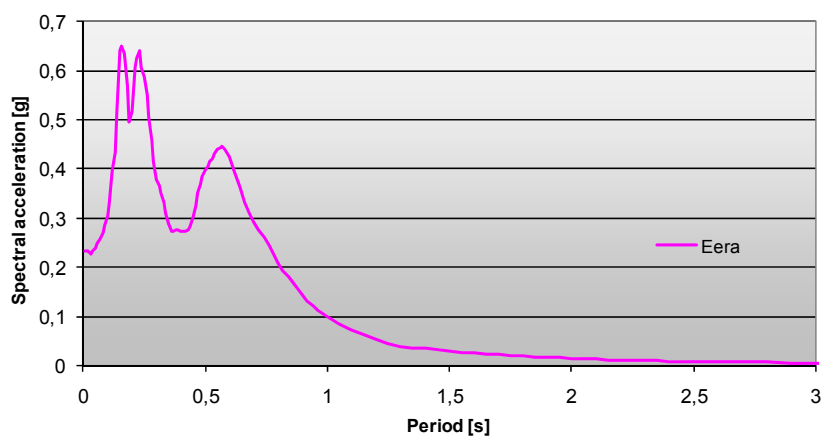


Figura 4.122 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

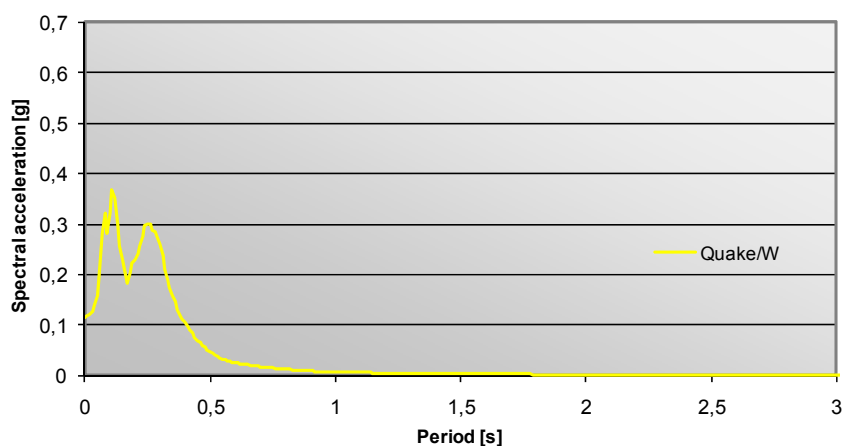


Figura 4.123 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

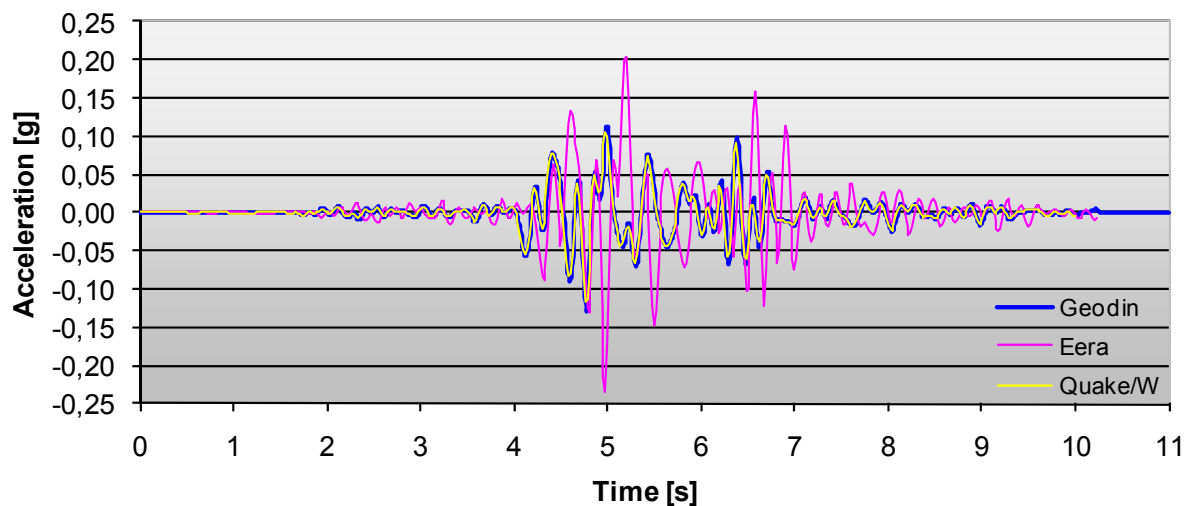


Figura 4.124 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

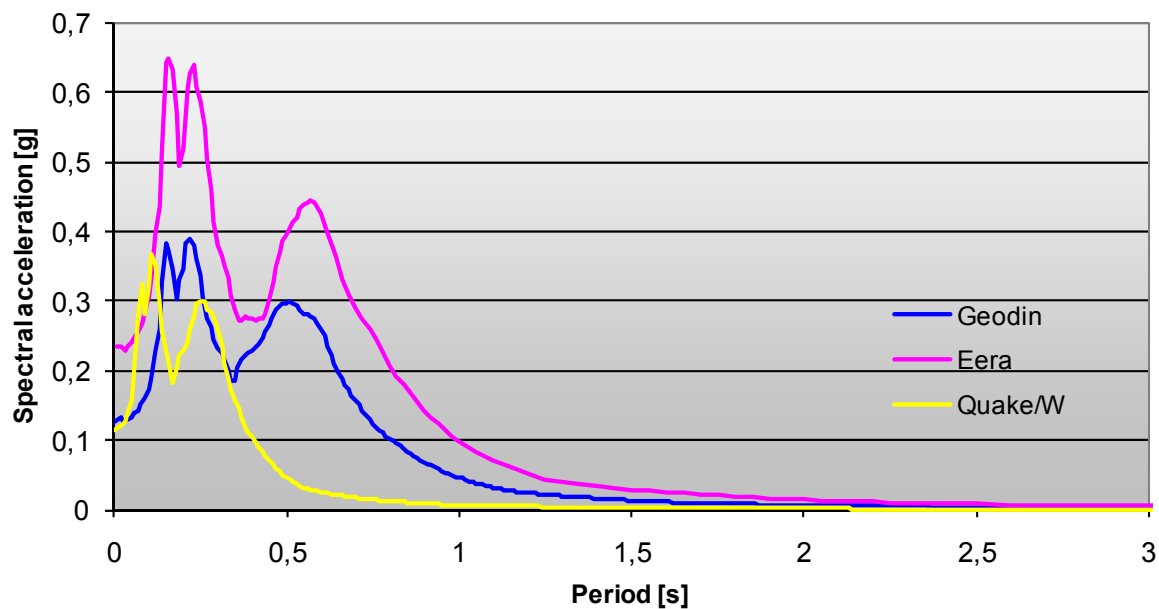


Figura 4.125 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S10 ed all'input *S10_d30_NS*.

4.10.1.9 Sondaggio S11.

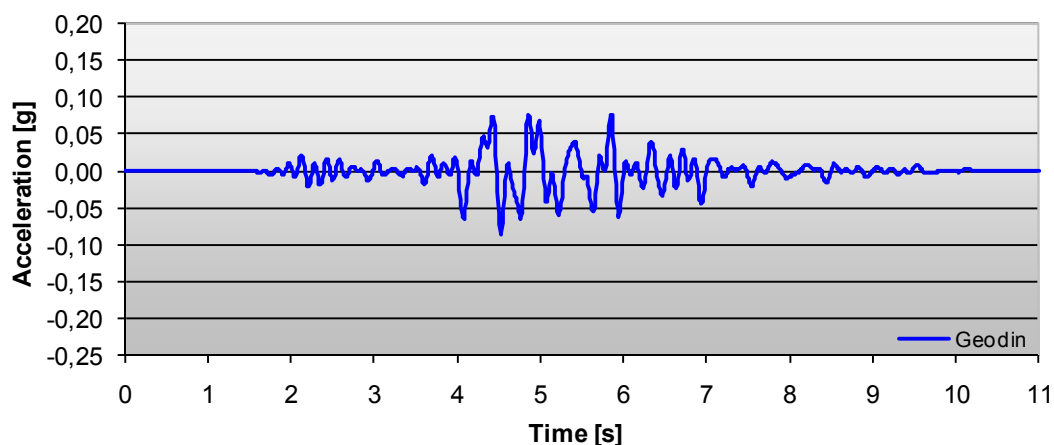


Figura 4.126 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

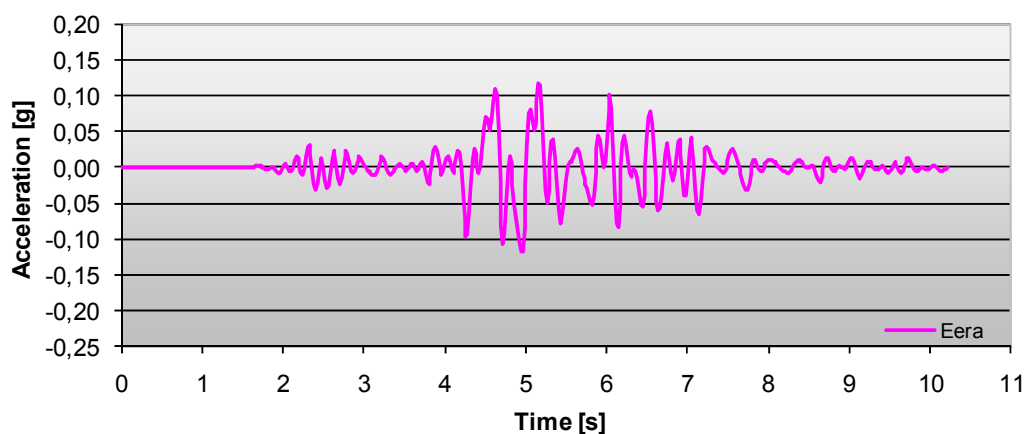


Figura 4.127 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

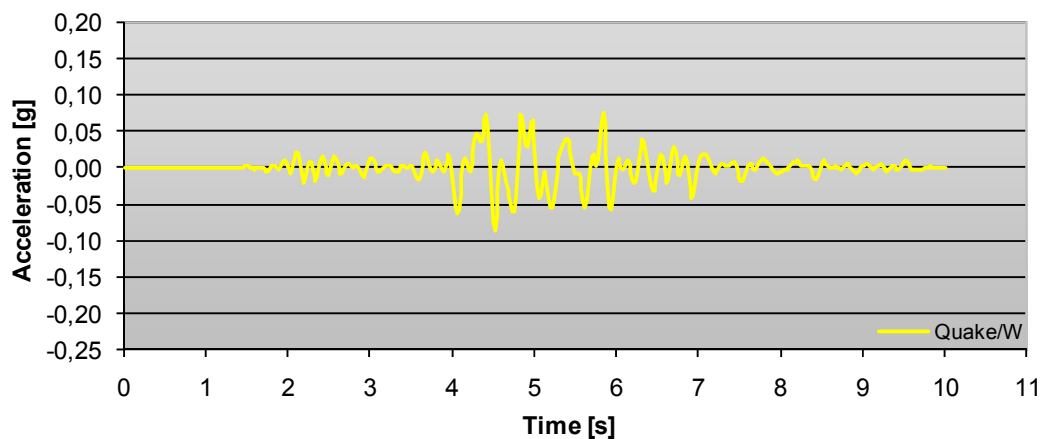


Figura 4.128 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

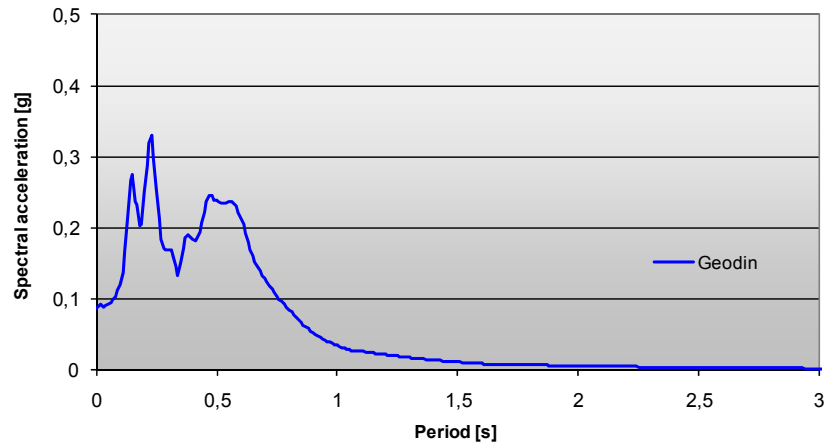


Figura 4.129 – Spettro di risposta calcolato tramite GEODIN con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

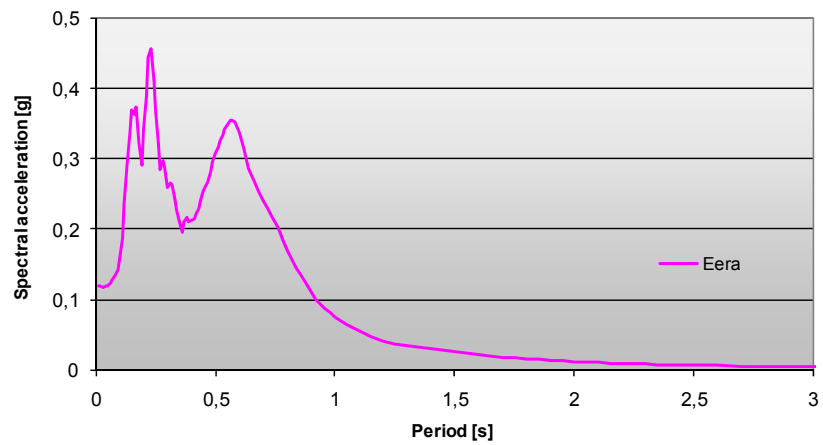


Figura 4.130 – Spettro di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

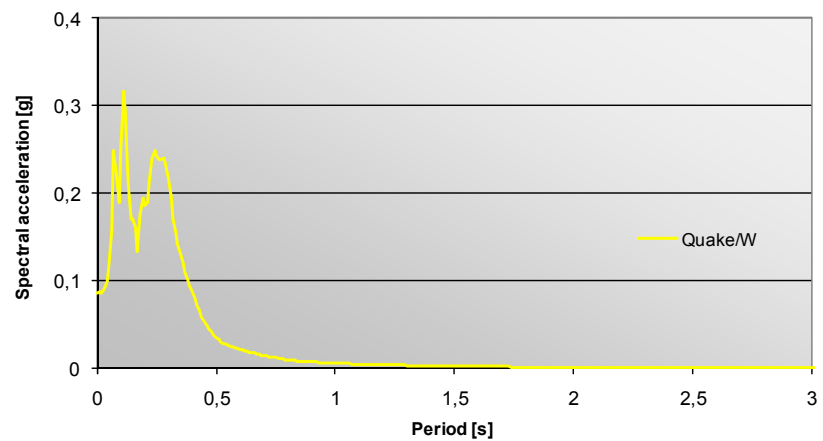


Figura 4.131 – Spettro di risposta calcolato tramite QUAKE/W con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

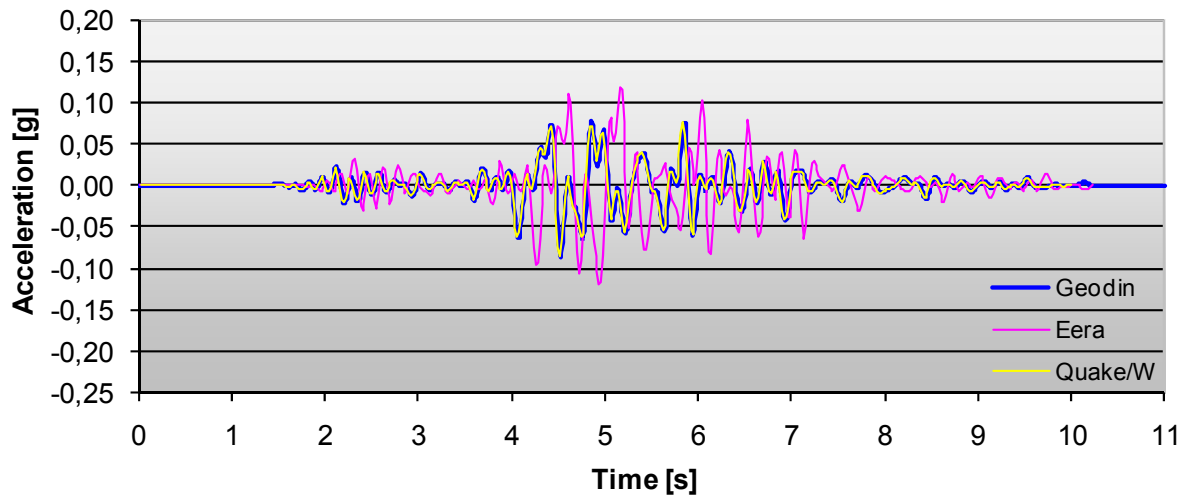


Figura 4.132 – Confronto tra le risposte in superficie calcolate con i tre codici, con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

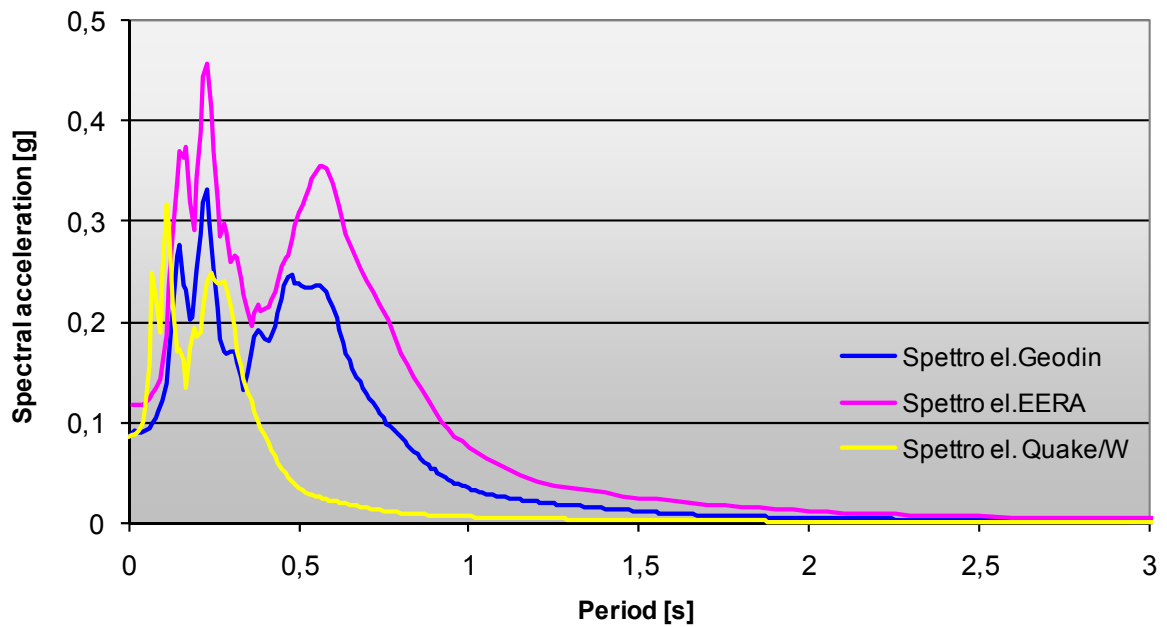


Figura 4.133 – Confronto tra gli spettri di risposta calcolati con i tre codici, con riferimento al sondaggio S11 ed all'input *S11_d30_NS*.

4.10.2 Analisi con EERA e QUAD4M.

E' stata infine condotta un'analisi dinamica 1-D, lineare equivalente, con i codici di calcolo EERA e QUAD4M. Anche in questo caso, così come descritto nel paragrafo 4.10.1, è stata riprodotta una geometria monodimensionale, attraverso un codice di calcolo solitamente utilizzato per analisi 2-D. Ancora una volta, quindi, è stata riprodotta una colonna di terreno avente larghezza pari a 10 metri, vincolata da carrelli orizzontali ai lati e carrelli sia orizzontali che verticali alla base.

La colonna di terreno considerata è quella corrispondente al sondaggio S9, le cui caratteristiche geotecniche sono già state illustrate in precedenza, l'input utilizzato per le simulazioni è costituito, ancora una volta, dall'accelerogramma sintetico *S9_d30_NS*.

I risultati dell'elaborazione, effettuata con i codici di calcolo EERA e QUAD4M, riportati in Figura 4.134, mostrano ancora una volta una buona corrispondenza tra le risposte ottenute sia in termini di PGA che di *time history* di accelerazioni. Si è ottenuto infatti uno scostamento circa pari al 15% tra i valori del PGA ottenuti dai codici di calcolo, dovuto essenzialmente al sovrasmorzamento alle alte frequenze caratteristico del QUAD4M, come già osservato da altri Autori.

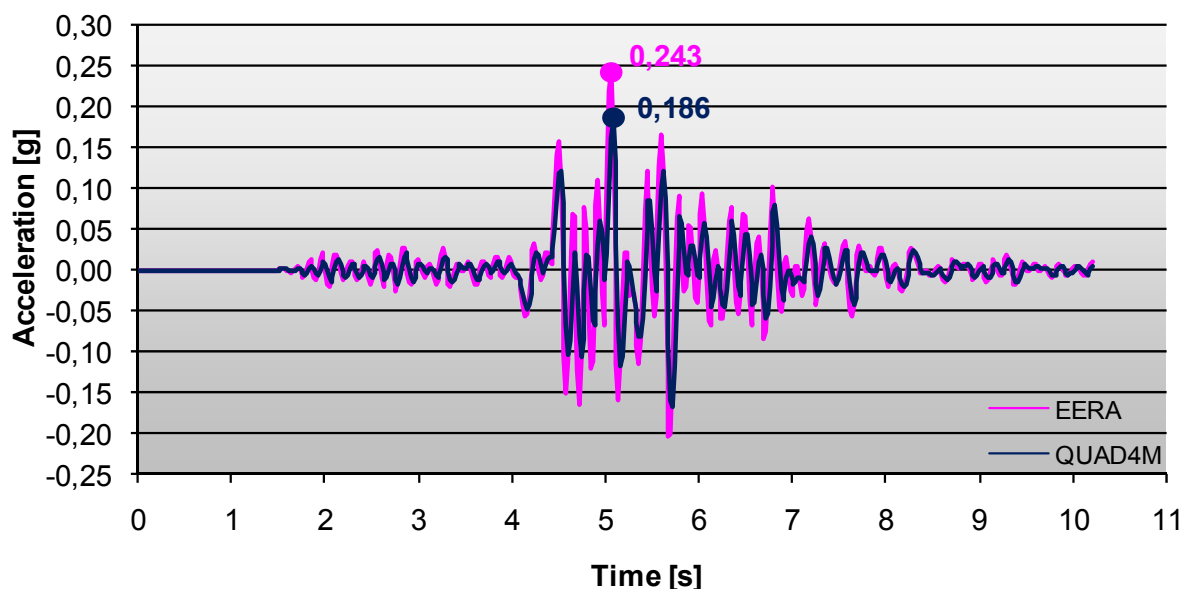


Figura 4.134 – Confronto tra le risposte ottenute dai due codici di calcolo utilizzati, in termini di accelerazione orizzontale, applicando come input l'accelerogramma sintetico *S09d30NS*

4.11 Analisi della risposta sismica locale 2-D con il codice di calcolo QUAD4M.

4.11.1 Introduzione.

L'analisi bidimensionale viene essenzialmente condotta per tenere conto degli effetti di sito, valutando in particolare l'influenza della topografia sulla risposta sismica locale in un dato sito; le caratteristiche topografiche del sito, infatti, possono influenzare notevolmente il segnale sismico che attraversa un dato deposito di terreno, in termini di ampiezza, frequenza e durata.

Chiaramente, vi sono particolari situazioni per le quali gli effetti della stratigrafia sono preponderanti rispetto a quelli della topografia, in questi casi potrebbe essere sufficiente condurre analisi dinamiche monodimensionali; vi sono invece delle situazioni nelle quali, a causa di marcate irregolarità topografiche del sito, è necessario effettuare delle analisi in campo bidimensionale che consentano di tenerne conto.

Il sito di San Giuliano di Puglia, secondo quanto proposto da accurati studi, è caratterizzato da una geologia cosiddetta "a bacino", per la quale diventa imprescindibile tenere in opportuna considerazione i possibili effetti topografici. Per questa ragione si è ritenuto opportuno estendere le analisi al campo bidimensionale.

4.11.2 Modellazione numerica 2-D.

Si è scelto di eseguire l'analisi bidimensionale avvalendosi del codice di calcolo QUAD4M, descritto nel precedente Capitolo 3, che consente di condurre l'analisi in termini di tensioni totali. Tale modalità operativa del codice, del resto, trova riscontro per via delle formazioni di terreno in esame che, per la bassa permeabilità da cui sono caratterizzate, consentono di evitare il disaccoppiamento di tensioni efficaci e neutre e quindi il maggior onere computazionale che ne conseguirebbe.

Il primo passo è consistito dunque nel creare una mesh, stata realizzata con l'ausilio del QUAKE/W, per poi essere importata in QUAD4M sotto forma di listati contenenti la disposizione degli elementi e la composizione dei nodi, con le relative coordinate. Sono state realizzate delle maglie quadrangolari e triangolari di 10 metri, che compongono una *mesh* costituita da 1263 elementi e 1302 nodi.

Si è scelto di modellare la sezione già mostrata in Figura 4.11, e qui riportata nella Figura 4.135, che illustra il modello FEM adottato.

Per minimizzare gli effetti delle riflessioni artificiali delle onde sismiche sui bordi, si è proceduto ad estendere lateralmente la mesh di circa 100 metri oltre la zona d'. Per ciò che concerne

i vincoli, sono stati inseriti dei carrelli orizzontali ai lati del modello ed una base “trasmissiva” alla base dello stesso (paragrafo 3.9.1). Gli strati caratteristici del modello sono stati così suddivisi:

- coltre detritica nell’intervallo 0 - 3.5 m;
- argilla avana nell’intervallo 3.5 - 10 m;
- argilla grigia di spessore variabile;
- flysch di Faeto di spessore variabile;

Lo strato rigido di base (bedrock) è stato posto ad una profondità di circa 400 metri dal centro valle, tuttavia, come osservato, allo stato attuale sussistono delle incertezze riguardo tale posizione, per cui non è ancora stato possibile stabilire con sufficiente precisione tale profondità. Si riportano in Tabella 4.1 le caratteristiche geotecniche dei materiali assegnati al modello, e nella Figura 4.136 le relative curve di caratterizzazione dinamica.

Anche in questo caso, come input sismico, si è ritenuto di utilizzare, l’accelerogramma sintetico *S09d30NS* (Figura 4.137).

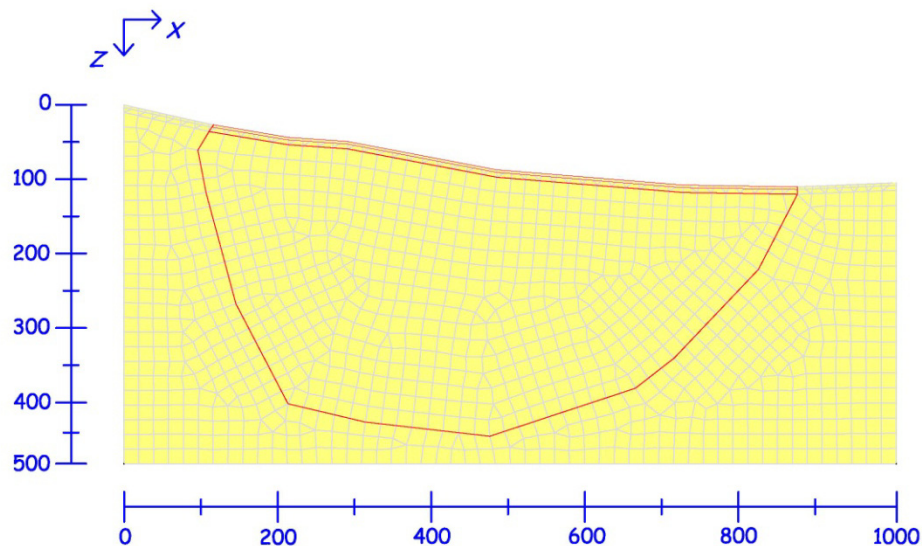


Figura 4.135 – Modellazione bidimensionale del sito.

Tabella 4.16 – Caratteristiche adottate per il modello geotecnico di sottosuolo.

Z [m]	γ [kN/m³]	ν	Gmax [MPa]	Vs [m/s]
0 – 3.5	19.50	0.47	79.51	200
3.5 – 10.0	21.00	0.48	262.23	350
10.0 – 300	21.00	0.46	1048.93	700
> 300	23.00	0.42	3376.15	1200
Bedrock	23.00	0.39	5275.23	1500

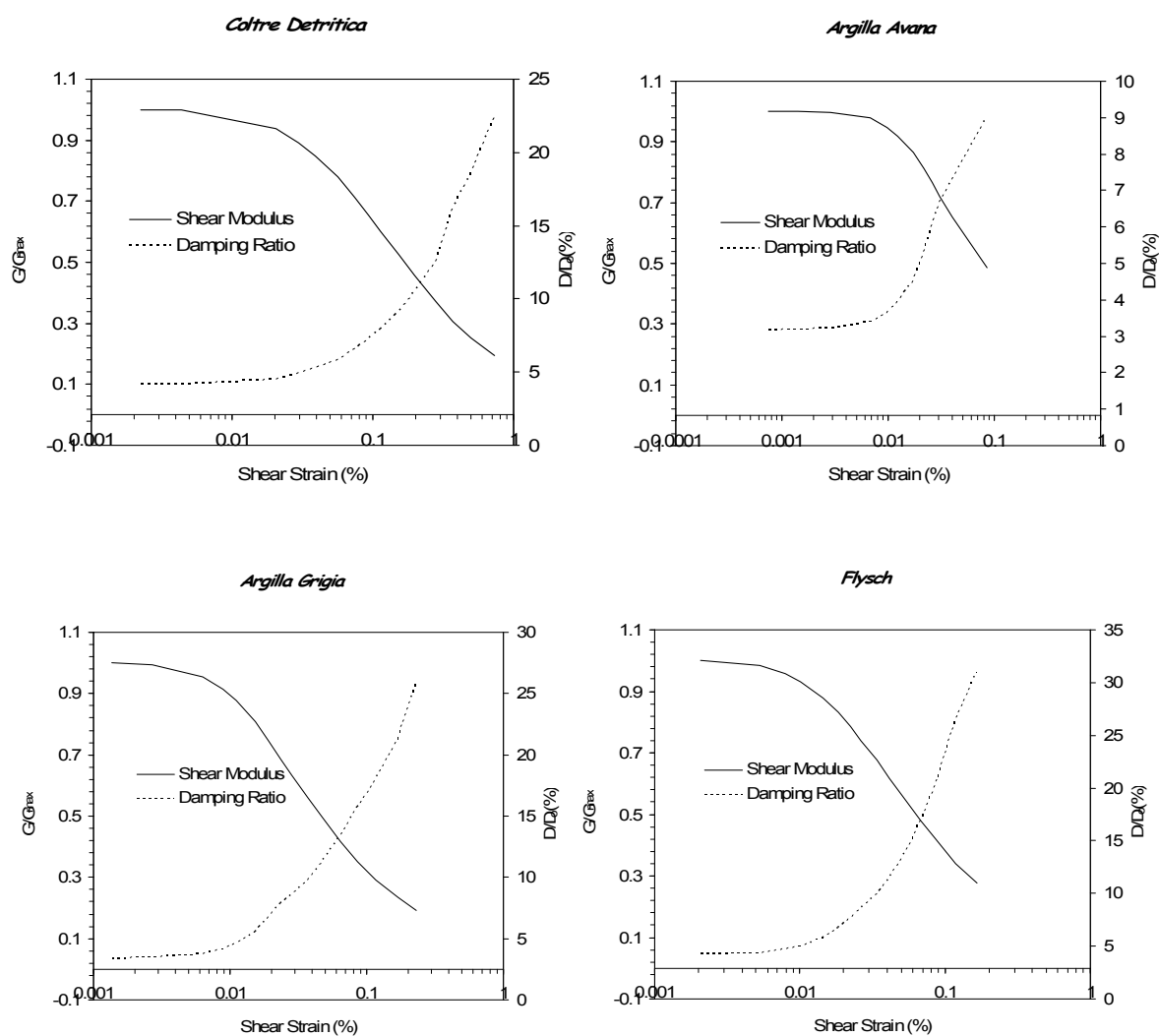


Figura 4.136 – Curve di caratterizzazione dinamica utilizzate per i differenti materiali.

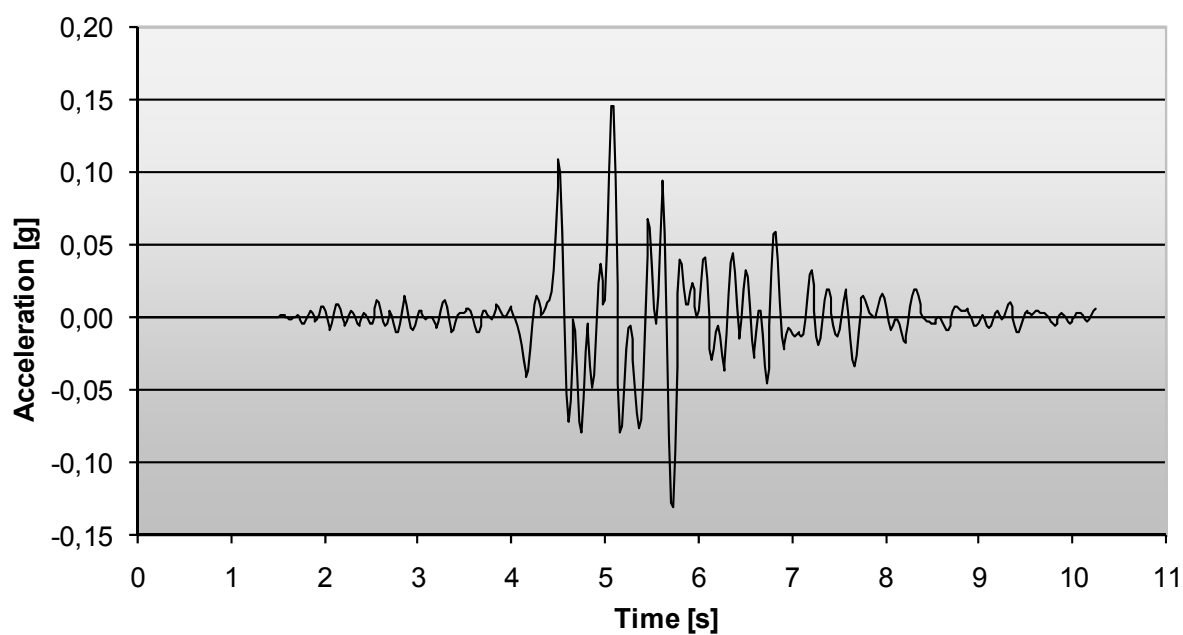


Figura 4.137 – Accelerogramma sintetico S09d30NS utilizzato per le simulazioni numeriche.

4.11.3 Risultati delle simulazioni numeriche 2-D.

Una volta realizzata la mesh, assegnati i materiali ai vari strati, ed imposti i vincoli ritenuti più opportuni, si è proceduto con le elaborazioni, imponendo al modello così realizzato l'accelerogramma di Figura 4.137.

Da tali elaborazioni sono state principalmente estrapolate informazioni riguardanti i valori massimi dell'accelerazione orizzontale (PGA), nonché il relativo andamento temporale, elementi molto utili per la valutazione della risposta sismica locale. Si è scelto di monitorare tali elementi in due punti particolari: in prossimità della scuola F. Jovine, crollata in seguito al terremoto e un punto vicino la Chiesa che, al contrario, non subì i medesimi effetti (nodi 731 e 1258 rispettivamente). L'elaborazione bidimensionale è stata effettuata al fine di valutare se la differenza tra il comportamento dei due manufatti possa essere dovuta in parte anche alle modificazioni del moto indotte dagli effetti di sito. Si riporta in Figura 4.9 il modello realizzato con l'indicazione dei due siti monitorati (Scuola e Chiesa).

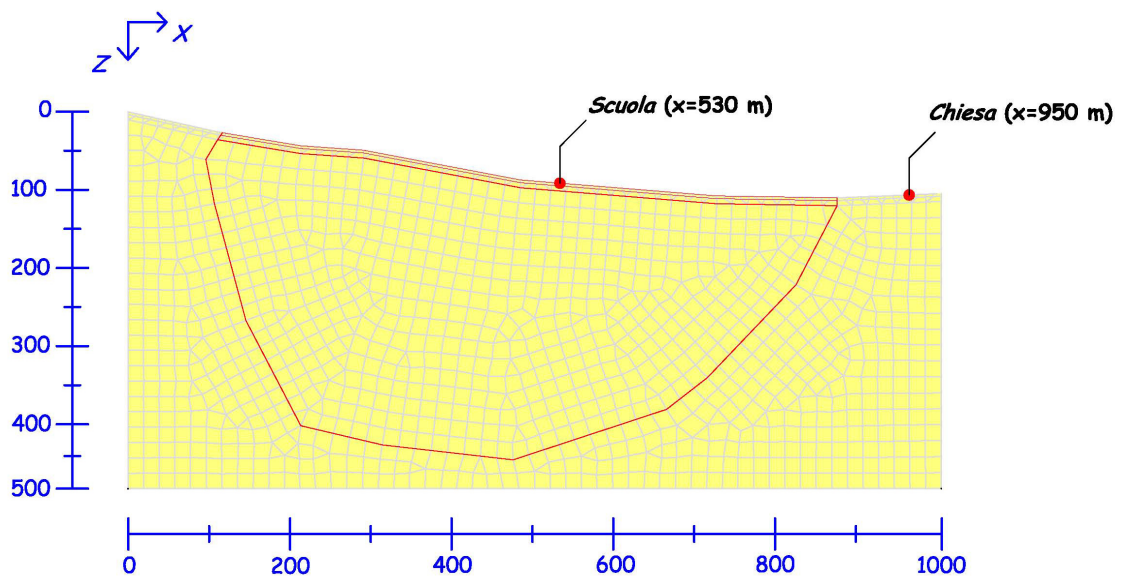


Figura 4.138 – Localizzazione dei siti monitorati.

In Figura 4.139 è riportato l'accelerogramma di risposta in superficie ottenuto in prossimità della scuola, in Figura 4.140 quello relativo alla Chiesa, mentre in Figura 4.12 si riporta un confronto tra i due.

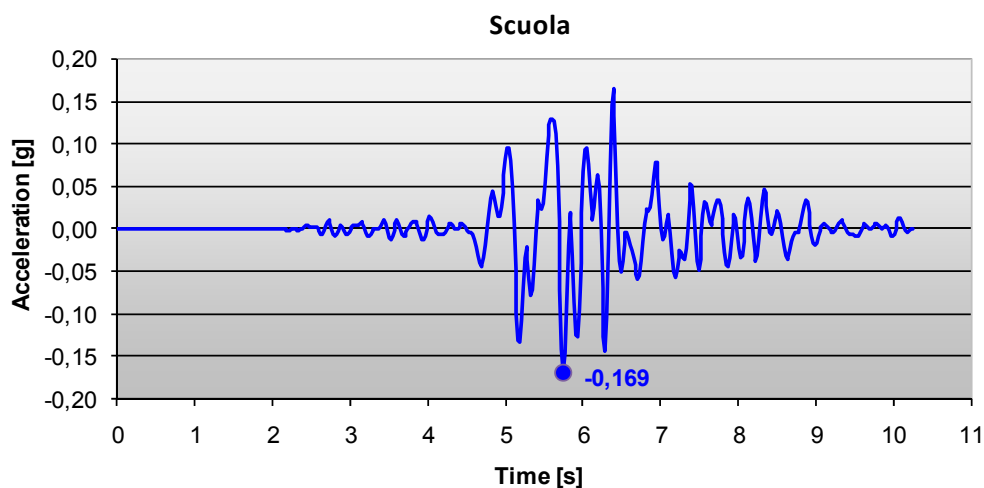


Figura 4.139 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato in prossimità della *Scuola*.

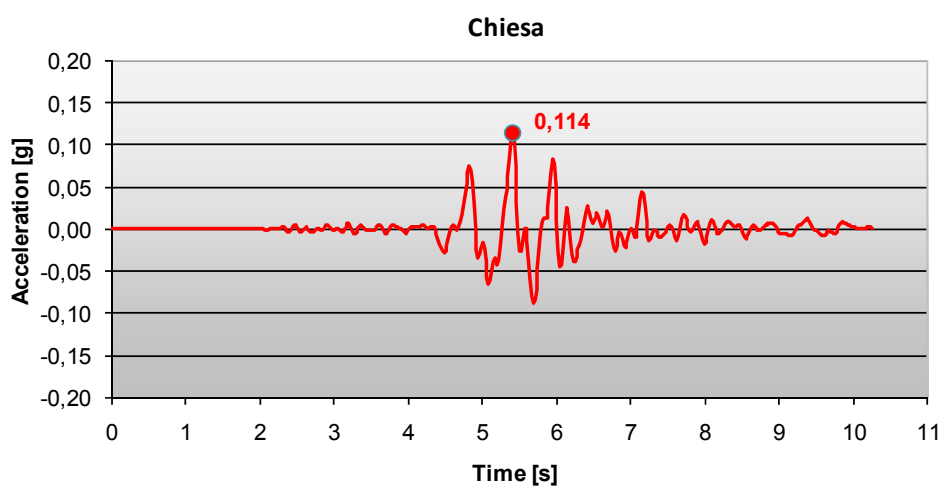


Figura 4.140 – Accelerogramma di risposta in superficie calcolato in prossimità della *Chiesa*.

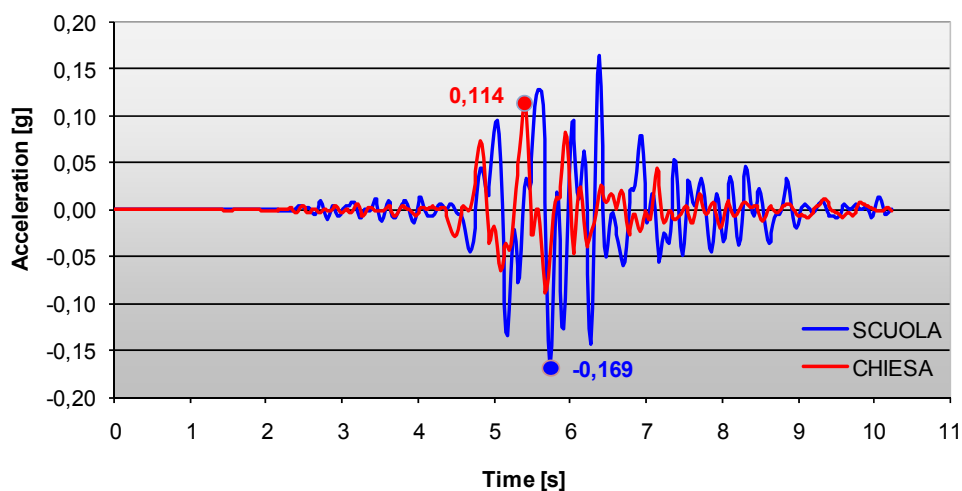


Figura 4.141 – Confronto tra gli accelerogrammi di risposta in superficie calcolati in prossimità dei siti *Scuola* e *Chiesa*.

Analizzando i risultati ottenuti, è immediato notare come la risposta in superficie in termini di accelerazione orizzontale, ottenuta in prossimità della scuola, sia notevolmente maggiore rispetto a quella ottenuta in prossimità della Chiesa. Tale differenza è senz'altro imputabile agli effetti di sito, di natura stratigrafica e topografica, che interessano l'area analizzata.

Si è provveduto altresì a valutare l'eventuale amplificazione che subisce il moto sismico imposto al bedrock nell'attraversare il deposito di terreno. Prima di effettuare tale confronto, si è ritenuto opportuno verificare che effettivamente l'input sismico sia stato correttamente imposto alla base del modello. Per fare ciò, è stato monitorato un nodo posto alla base del modello (nodo 740) per il quale è stato ricavato l'accelerogramma di risposta che, come ci si aspetterebbe, dovrebbe coincidere proprio con quello imposto come input. Si riporta tale confronto in Figura 4.142, dalla quale emerge una netta discrepanza tra i due accelerogrammi; ciò è sostanzialmente dovuto al fatto di avere applicato alla base del modello un vincolo di "base trasmissiva", ossia uno smorzatore viscoso, per tenere conto del fatto che nella realtà vi è un'aliquota di energia che si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante, senza i vincoli fisici imposti invece dalla modellazione.

Pertanto, il vincolo posto alla base del modello consente di tenere in conto lo smorzamento di radiazione, ciò giustifica appunto lo smorzamento che subisce il segnale sismico imposto come input. In questo caso il vincolo imposto, causa uno smorzamento dell'input sismico pari a circa il 30%, tale considerazione è supportata dai valori massimi di accelerazione orizzontale, infatti il dato di input relativo all'accelerogramma sintetico considerato, risulta pari circa a 0.14 g, mentre quello registrato al bedrock (nodo 740) risulta pari a 0.08 g.

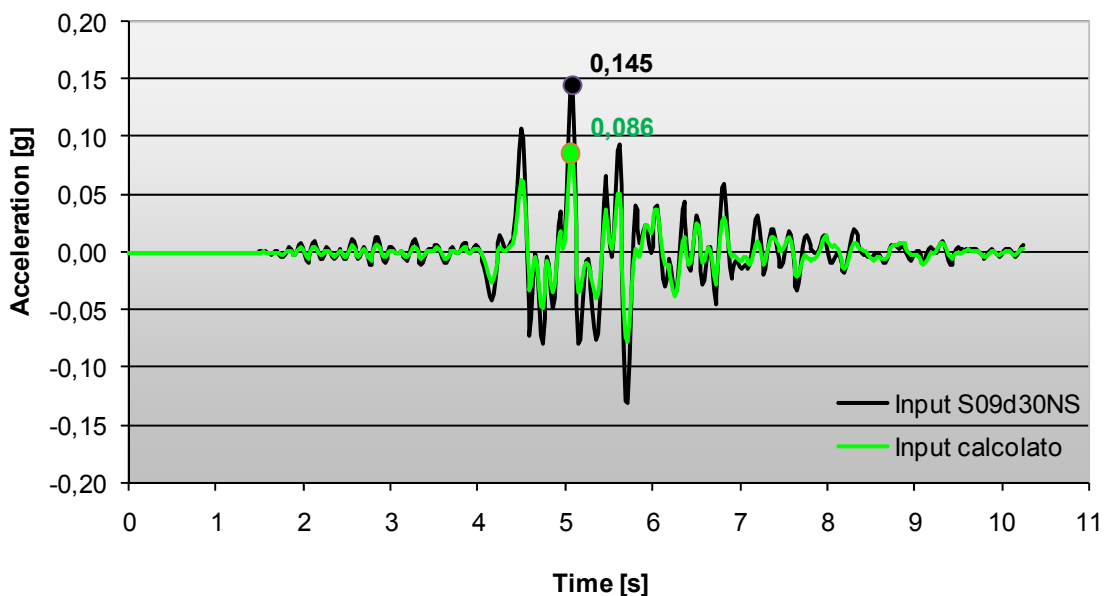


Figura 4.142 – Confronto tra l'accelerazione orizzontale calcolata al bedrock e quella imposta (accelerogramma sintetico S09d30NS).

Sono stati dunque confrontati gli accelerogrammi di risposta in superficie, ottenuti nei due punti monitorati (Scuola e Chiesa), con l'accelerogramma di input; tale confronto è riportato nelle Figura 4.143 e Figura 4.144.

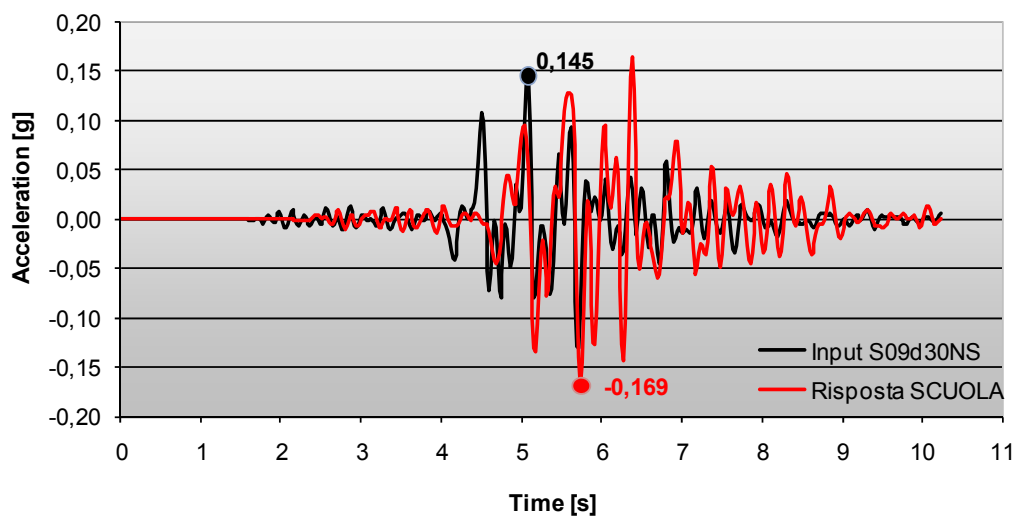


Figura 4.143 – Confronto tra l'accelerazione orizzontale calcolata in prossimità della scuola, e quella imposta.

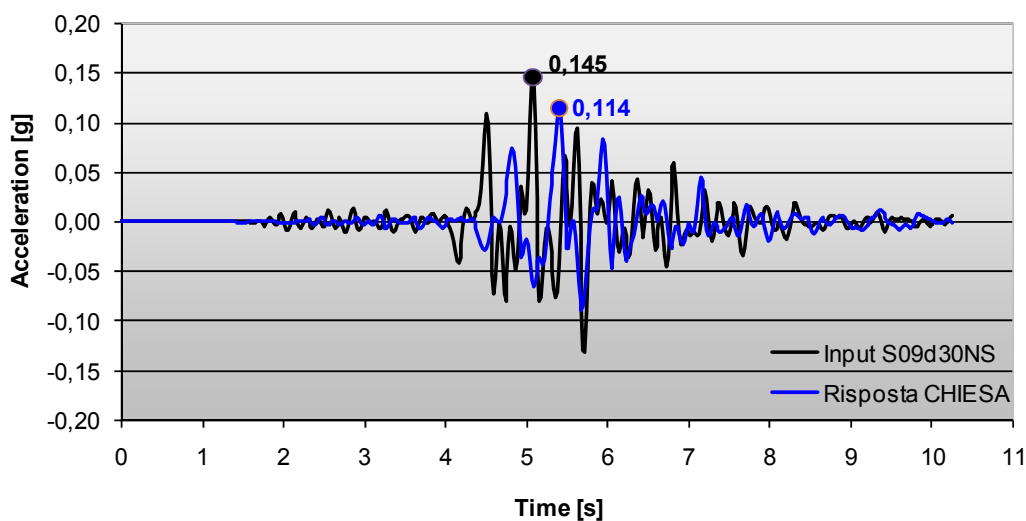


Figura 4.144 – Confronto tra l'accelerazione orizzontale calcolata in prossimità della Chiesa, e quella imposta.

Da tali grafici si può notare come si sia ottenuta un'amplificazione del segnale sismico in prossimità della scuola e, al contrario, una demagnificazione in prossimità della Chiesa. In termini di PGA, si ricava un valore pari a circa 0.17g per la Scuola, ed un valore di 0.11g per la Chiesa, contro un valore di 0.14g relativo all'input.

In realtà, per quanto osservato in precedenza riguardo allo smorzamento di radiazione che subisce l'input a causa del vincolo imposto alla base, è più opportuno riferirsi ai risultati del confronto tra le accelerazioni ottenute in superficie nei due siti, e l'accelerazione effettivamente

imposta al bedrock che, come detto, risulta smorzata circa del 30% rispetto a quella relativa all'accelerogramma di input (Figure 4.16 e 4.17) e pari, in termini di valore massimo, a circa 0.08g. In questo caso quindi, come si evince dalle Figure 4.16 e 4.17, l'amplificazione è più marcata in prossimità della scuola, più lieve invece in prossimità della Chiesa.

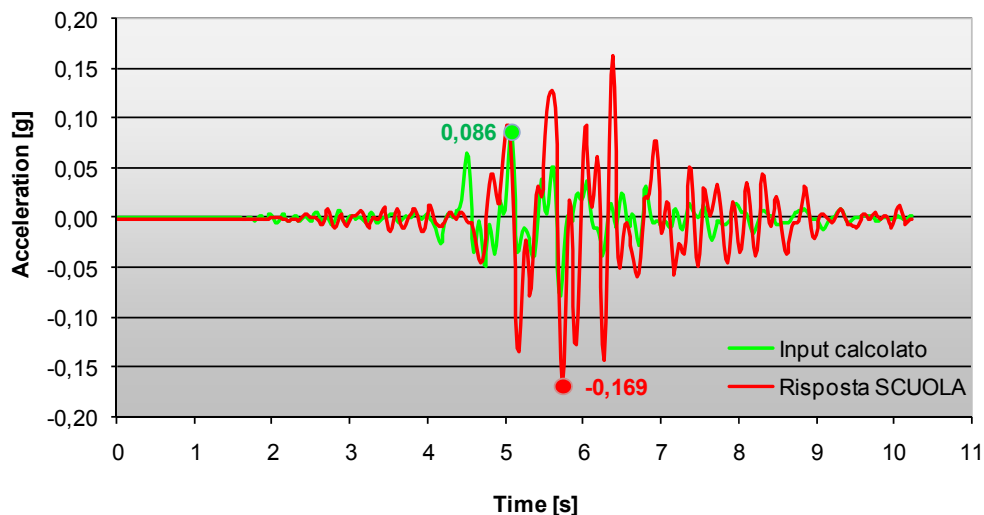


Figura 4.145 – Confronto tra l'accelerazione orizzontale registrata in prossimità della Scuola, e quella effettivamente imposta.

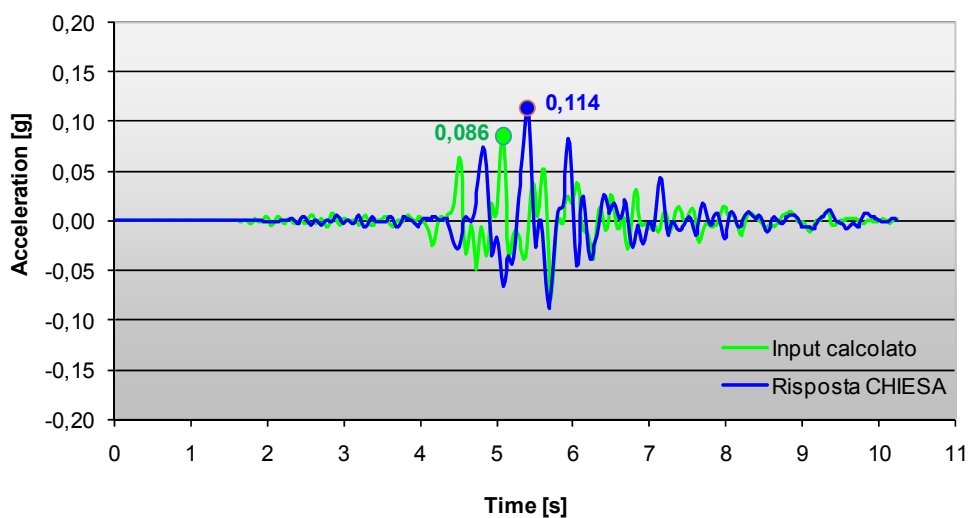


Figura 4.146 – Confronto tra l'accelerazione orizzontale registrata in prossimità della Chiesa, e quella effettivamente imposta.

Definendo il “rapporto di amplificazione R ” come:

$$R = \frac{A_{freefield}}{A_{bedrock}} \quad (4.6)$$

dove:

- $A_{freefield}$: accelerazione orizzontale massima, registrata in superficie [g];
- $A_{bedrock}$: accelerazione orizzontale massima, imposta al bedrock [g];

si ottiene un valore $R = 2.12$ in prossimità della scuola, ed un valore $R = 1.30$ in prossimità della Chiesa.

Infine, per verificare che l’amplificazione che interessa il segnale sismico, nell’attraversare il deposito di terreno non dipende dal vincolo imposto alla base del modello, ma dipende solo dalle caratteristiche meccaniche e dinamiche del deposito di terreno stesso, si è proceduto ad effettuare le medesime elaborazioni sostituendo al vincolo di base trasmissiva un vincolo di incastro alla base (fissando a tutti i nodi della base, in QUAD4M, il parametro BC pari a 3 anziché 4). Tale vincolo, a differenza della base trasmissiva, garantisce la corretta applicazione alla base dell’accelerogramma di input, senza prevedere smorzamenti di radiazione. I risultati sono mostrati nella Figura 4.147 e nella Figura 4.148, relativamente ai siti monitorati. Da tali Figure si evince che, avendo applicato alla base del modello l’input senza modifiche dovute allo smorzamento di radiazione, avente PGA circa pari a 0.15g, la risposta in superficie, sia nel caso della scuola che della Chiesa, risulta amplificata rispetto al caso precedente. Tuttavia, dato che rispetto a tale caso, per quanto detto, l’input stesso non è depurato dallo smorzamento di radiazione, il rapporto di amplificazione ottenuto in entrambi i siti risulta circa uguale a quello ottenuto nel caso precedente, ossia $R = 2.30$ per la scuola e $R = 1.50$ per la Chiesa.

Resta così verificato che, a causa degli effetti locali, stratigrafici e topografici, la risposta ad un dato input sismico varia sensibilmente tra due siti posti anche a distanze modeste.

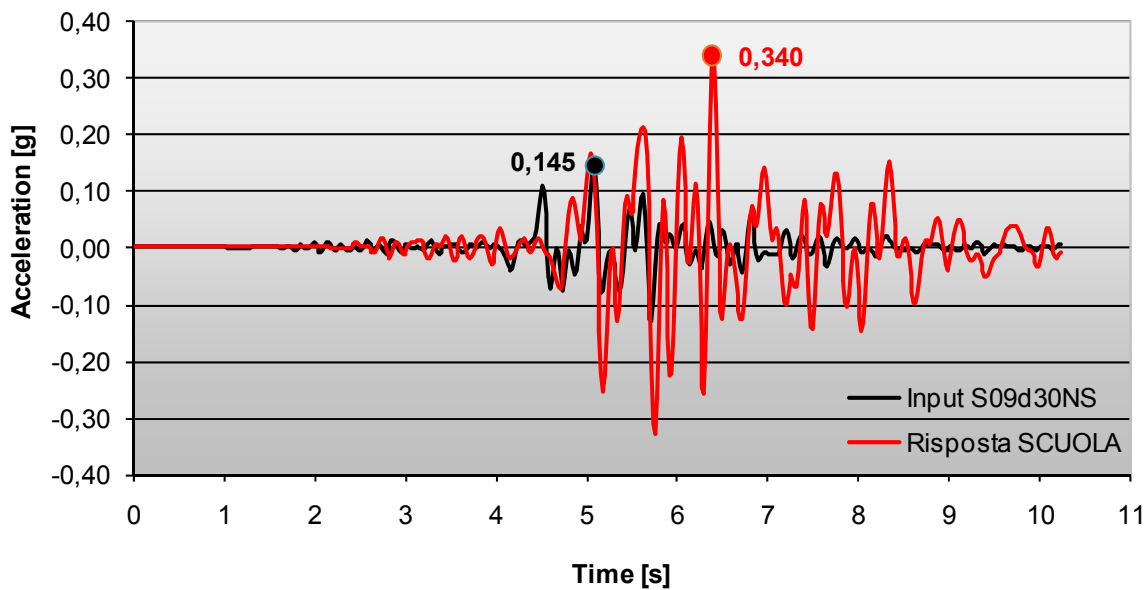


Figura 4.147 – Confronto tra l’accelerazione orizzontale registrata in prossimità della scuola e quella imposta, applicando alla base del modello un vincolo di incastro.

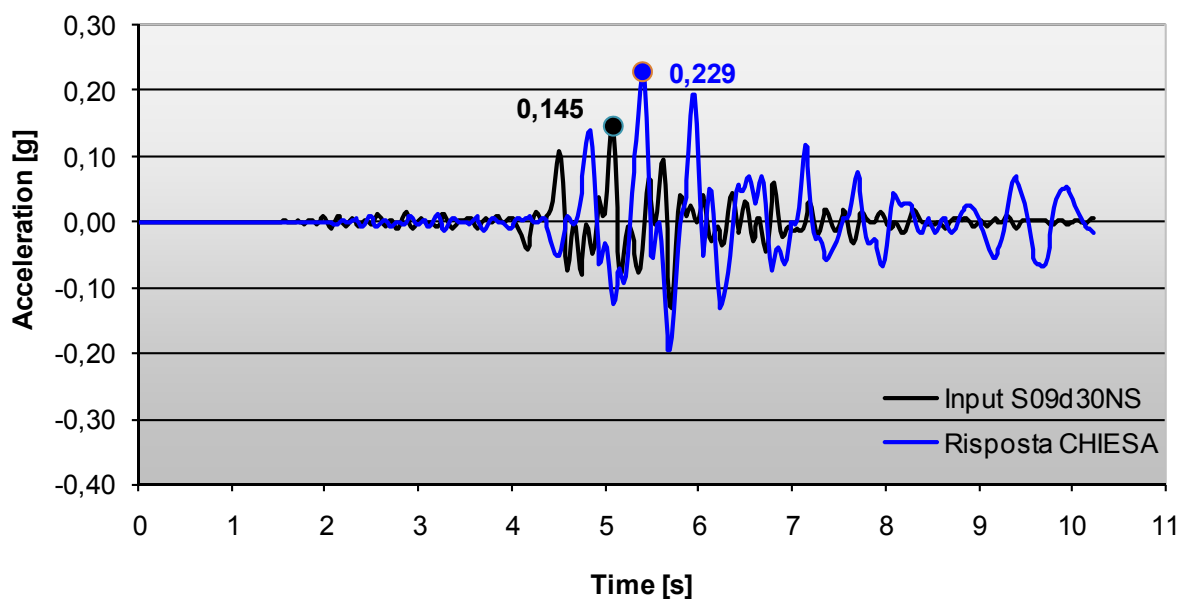


Figura 4.148 – Confronto tra l’accelerazione orizzontale registrata in prossimità della Chiesa e quella imposta, applicando alla base del modello un vincolo di incastro.

4.12 Confronto con le elaborazioni 1D – 2D dei risultati

Allo scopo di verificare la bontà delle modellazioni e delle analisi eseguite, e di mettere in evidenza l'importanza di condurre un'analisi bidimensionale per la valutazione della risposta sismica locale nel sito in esame, si è provveduto a confrontare i risultati ottenuti in campo bidimensionale con quelli ricavati dalle analisi 1D.

Il confronto è stato effettuato in termini di PGA globali, vale a dire riferendosi al massimo valore PGA registrato in *free field*, senza monitorare punti particolari, come è stato fatto per la Scuola e per la Chiesa in precedenza, dato che per la natura delle analisi 1D, tale distinzione non può chiaramente essere fatta.

Si riportano in **Tabella 4.17** i valori del PGA ottenuti dalle analisi 1D e 2D, e i relativi rapporti di amplificazione, questi ultimi ricavati facendo riferimento al valore massimo dell'accelerazione orizzontale effettivamente imposta al bedrock.

Tabella 4.17 – Comparazione tra risultati 1-D e 2-D.

<i>Confronto</i>	1D	2D
PGA [g]	0.186	0.222
R	1.64	2.75

Analizzando i valori riportati in tabella, è immediato notare che il rapporto di amplificazione aumenta circa del 35% nel caso 2D. Ciò è dovuto al fatto che, mentre nelle analisi 1D è possibile soltanto tener conto degli effetti locali di tipo stratigrafico, nelle analisi 2D si riescono a prevedere anche gli effetti locali di tipo topografico che, alla luce di quanto ottenuto, si ritiene possano avere influenzato significativamente la risposta sismica locale nel sito di San Giuliano di Puglia.

Capitolo 5 **STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DI UN SITO UBICATO NELLA VALLE DELL'ATERO, INTERESSATO DAL TERREMOTO DI L'AQUILA DEL 6 APRILE 2009**

5.1 Introduzione

Il 6 Aprile 2009, alle ore 3:32 ora locale (ore 01.32 UTC), un violento terremoto ($M_L=5.8$, $M_W=6.3$) si è abbattuto sulla città di L'Aquila, situata in Italia centrale, lungo la Catena Appenninica. A causa del moto sismico che, data la vicinanza con la faglia di Pettino (dalla quale si ritiene possa aver avuto origine il fenomeno) e la bassa profondità ipocentrale (circa 10km), ha presentato caratteristiche “anomale” rispetto ai terremoti che nel passato hanno interessato l'area, la città di L'Aquila ed alcuni paesi vicini, ubicati lungo la Valle del fiume Aterno, sono stati interessati da gravi fenomeni di danneggiamento e, in alcuni casi, da distruzione quasi totale. Il tragico bilancio è stato di 308 morti, 1600 feriti e 40.000 senzatetto; la maggior parte dei decessi è avvenuta in edifici in muratura. Nei paragrafi che seguono verranno discusse, tra l'altro, le principali caratteristiche delle registrazioni accelerometriche disponibili. In questo studio vengono prese in considerazione le registrazioni di quattro stazioni accelerometriche, facenti parte di un array strumentato e disposto trasversalmente al fiume Aterno, i cui valori di picco registrati vanno da 0,4 a 0,6 g

Le registrazioni sono caratterizzate da brevi durate ed elevate accelerazioni di picco, sia in direzione orizzontale che verticale. Sono state quindi effettuate delle analisi di risposta sismica locale, relativamente ai siti dove sono ubicate le stazioni di registrazione. Il modello geotecnico del sottosuolo è stato ottenuto grazie ai risultati delle perforazioni, delle prove in situ (DH ed SDMT) e da prove di laboratorio (RCT). Sono state condotte analisi numeriche monodimensionali utilizzando il codice di calcolo EERA. Il modello numerico è stato calibrato, nel range lineare equivalente, confrontando i risultati numerici con la componente dell'accelerazione orizzontale registrata.

Nei giorni seguenti il terremoto, un gran numero di ricercatori ha visitato la zona producendo alcuni rapporti sulle principali caratteristiche degli effetti al suolo registrati, tra cui il gruppo di ricercatori italiani (Simonelli et al., 2009) sotto la supervisione della Associazione Geotecnica Italiana (AGI) e del progetto ReLUIIS (Rete Laboratori di Ingegneria Sismica) del progetto.

Rapporti dettagliati sono stati prodotti anche nell'ambito del progetto GEER (Geotechnical Extreme Events Reconnaissance) (Stewart et al., 2009) sugli aspetti sismologici e geotecnici del terremoto e da Aydan et al. (2009) relativamente alla verifica dei danni.

Di seguito vengono riportate alcune immagini che mostrano gli effetti del sisma sull'ambiente fisico, con riferimento alle fratture nella Figura 5.1, per grandi deformazioni in Figura 5.2, per caduta massi nella Figura 5.3 e Figura 5.4, per lo sprofondamento della sede stradale nella Figura 5.5 e di liquefazione in figura 8. Un fenomeno di liquefazione del terreno si è verificato nel villaggio di Vittorito, come riportato in dettaglio da Monaco et al. (2010).

Una visione globale dei fenomeni geotecnici e dei danni verificatisi, è riportata da Monaco et al. (2009). In tale lavoro, gli autori studiano le registrazioni accelerometriche e valutano la risposta sismica locale in una visione orientata alle attuali norme per le costruzioni (UNI-EN 1998; DM 2008).



Figura 5.1 – Deformazioni verificatesi lungo una sede stradale.



Figura 5.2 – Deformazioni verificatesi lungo una sede stradale.



Figura 5.3 – Vista di un costone interessato da fenomeni di caduta massi.



Figura 5.4 – Blocco lapideo distaccatosi dal costone roccioso, arrestatosi dopo l'impatto con un'abitazione.



Figura 5.5 – Una voragine venutasi a creare in una strada.

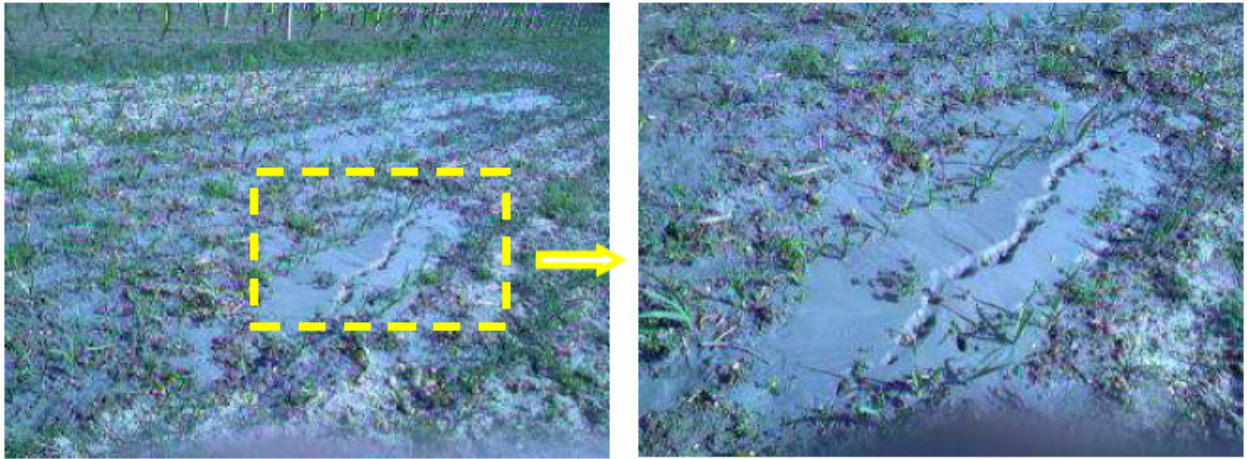


Figura 5.6 – Segni di un processo di liquefazione avvenuto durante il terremoto.

5.2 Registrazioni accelerometriche del terremoto del 6 Aprile 2009.

Secondo Istituto Italiano di Geofisica e Vulcanologia (INGV), la scossa principale ha avuto luogo lungo una faglia orientati NW-SE, con magnitudo locale $M_L = 5.8$ e magnitudo momento $M_W=6.3$. La profondità ipocentrale è stata stimata in circa 10 km dalla superficie del suolo. Delle quattro stazioni accelerometriche (AQG, AQA, AQV, AQK) situate in tutta la valle dell'Aterno (Figura 5.7), la stazione AQK si trova in città e ha registrato un valore di picco di circa 0,35 g. Le velocità di picco sono state stimate in circa 35 cm /s (Tabella 5.1). In alcuni casi, i picchi delle accelerazioni verticali sono più elevati rispetto a quelli orizzontali, come nel caso della stazione di AQK (Figura 13).



Figura 5.7 – Ubicazione delle stazioni accelerometriche nella Valle dell'Aterno.

Tabella 5.1 –Parametri sismici delle registrazioni accelerometriche considerate, espressi in termini di accelerazione di picco (PGA) e velocità di picco (PGV).

Station	PGA (g)	PGV (cm/s)
AQG_NS	0.51	35.9
AQG_EW	0.47	31.2
AQG_UP	0.24	10.4
AQA_NS	0.45	24.5
AQA_EW	0.40	32.0
AQA_UP	0.47	9.39
AQV_NS	0.54	40.4
AQV_EW	0.65	36.7
AQV_UP	0.52	12.5
AQK_NS	0.35	36.3
AQK_EW	0.33	30.3
AQK_UP	0.37	19.8

Nella Figura 5.12 sono riportate nel dettaglio le time histories registrate dalla stazione posta in AQV. Il periodo fondamentale per entrambi le componenti orizzontali N-S ed E-W è di circa 0,5 s.

La (c)

(d)

Figura 5.13 mostra gli spettri di Fourier relativamente a tutte le quattro stazioni considerate. La frequenza predominante per le componenti orizzontali è compresa tra 1 e 2,5 Hz. In particolare, come è possibile osservare dalla (c) (d)

Figura 5.13, per le componenti orizzontali di AQV essa vale 2 Hz. In Figura 5.15 viene riportato un confronto tra gli spettri di risposta di AQV e AQG, relativo alle componenti orizzontali E-W e N-S; è possibile osservare che per la stazione AQV, posta su terreno alluvionale a centro valle, vi sono dei picchi compresi in un periodo $T = 0.15 \div 0.5$ s, mentre per la stazione AQG, poggiante su roccia, il periodo predominante è pari a $T = 0,25$ s per la componente E-W e $T = 0.2 \div 0.5$ s per la componente N-S.

Nella Tabella 5.1 sono riportati i parametri del moto registrato, in termini di accelerazione di picco al suolo (PGA) e di velocità di picco al suolo (PGV) per le tre componenti di ciascuna delle

quattro stazioni considerate. Relativamente alla PGA, il valore massimo registrato è 0.65g per la componente E-W della stazione di registrazione AQV, posta su terreno alluvionale, al centro della Valle dell'Aterno. Per quanto riguarda la stazione AQK, ubicata su suolo rigido, essa ha registrato il massimo picco di accelerazione al suolo nella componente N-S, pari a 0.35g.

Va sottolineato inoltre che la stazione AQK è situata nelle vicinanze della faglia normale, per questo motivo la componente Up-Down della registrazione accelerometrica risulta pari a 0.37g, e, pertanto, maggiore rispetto a quella orizzontale. E' interessante inoltre far riferimento all'accelerazione prevista dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti in Italia (NTC, 2008) nella città di L'Aquila. Le NTC 2008, infatti, relativamente ad una probabilità di accadimento inferiore al 10% in 50 anni, considerano un'accelerazione a_g compresa nel range $0.250 \div 0.275g$ (Figura 5.14).

Al fine di poter calcolare l'accelerazione sismica di progetto degli edifici, secondo le NTC 2008, è stato rilevato il tipo di suolo delle stazioni di registrazione. Seguendo le indicazioni della tabella 3.2.II delle NTC 2008, che definisce cinque categorie di sottosuolo a cui corrispondono una diversa gamma di V_{S30} , velocità media delle onde di taglio nella parte degli ultimi 30 m di terreno, il tipo di terreno è risultato di tipo B per le stazioni AQK, AQG e AQV. In particolare è stato calcolato un $V_{S30} = 680$ m/s per la stazione AQG, mentre è stato ottenuto il valore di $V_{S30} = 470$ m/s per la stazione AQV.

Il fattore di amplificazione stratigrafica S_s per il tipo di suolo B, varia nel range $1,00 \div 1,20$. In particolare il valore calcolato per entrambe le stazioni AQG e AQV è $S_s = 1.14$.

Da qui, il valore massimo di accelerazione di progetto prevista dalle Norme per entrambe le stazioni AQG e AQV è pari ad $a_g = 0.31g$.

Confrontando i valori dell'accelerazione di progetto prevista dalle NTC 2008, con quelli registrati (Tabella 5.1), risulta chiaramente che quest'ultimo AQG (N-S = 0.51g, E-W = 0.47g) e AQV (N-S = 0.54g, E-W = 0.65g) sono molto più elevati, mentre in AQK (che si trova nella città di L'Aquila), l'accelerazione di 0.35g registrata, risulta abbastanza in accordo quella prevista ($a_g = 0.31g$).

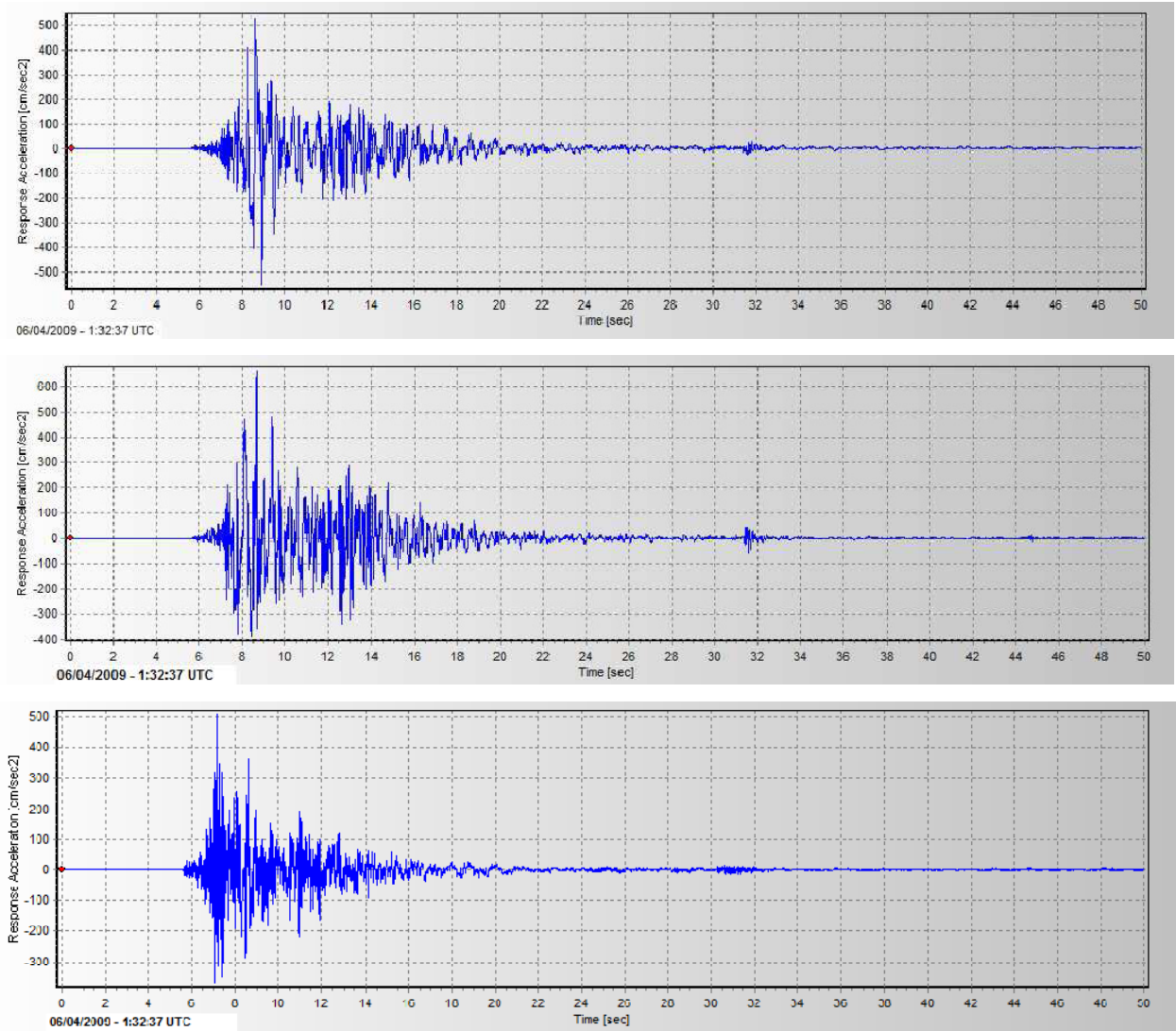


Figura 5.8 – Registrazione accelerometrica della stazione AQG secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

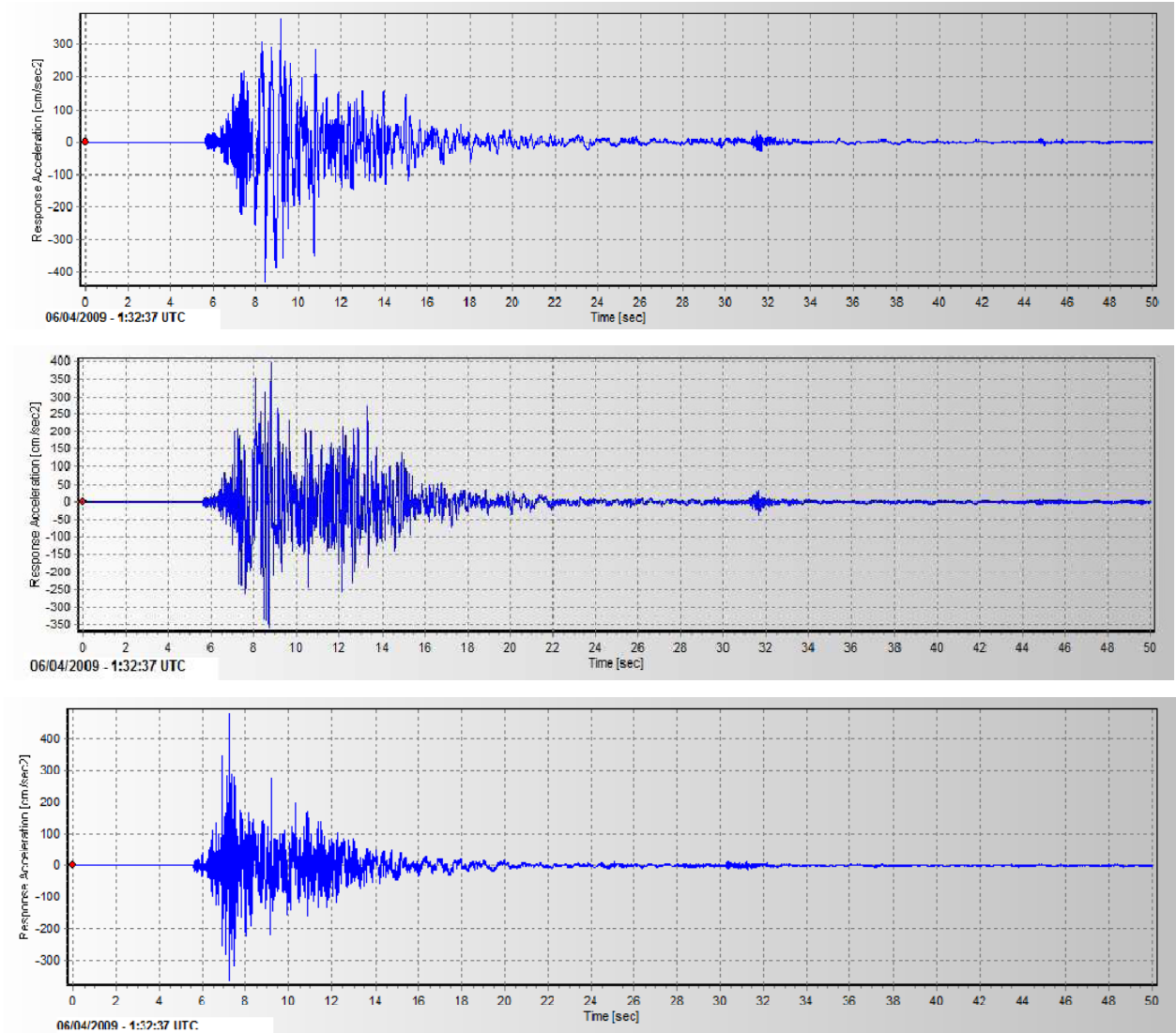


Figura 5.9 – Registrazione accelerometrica della stazione AQA secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

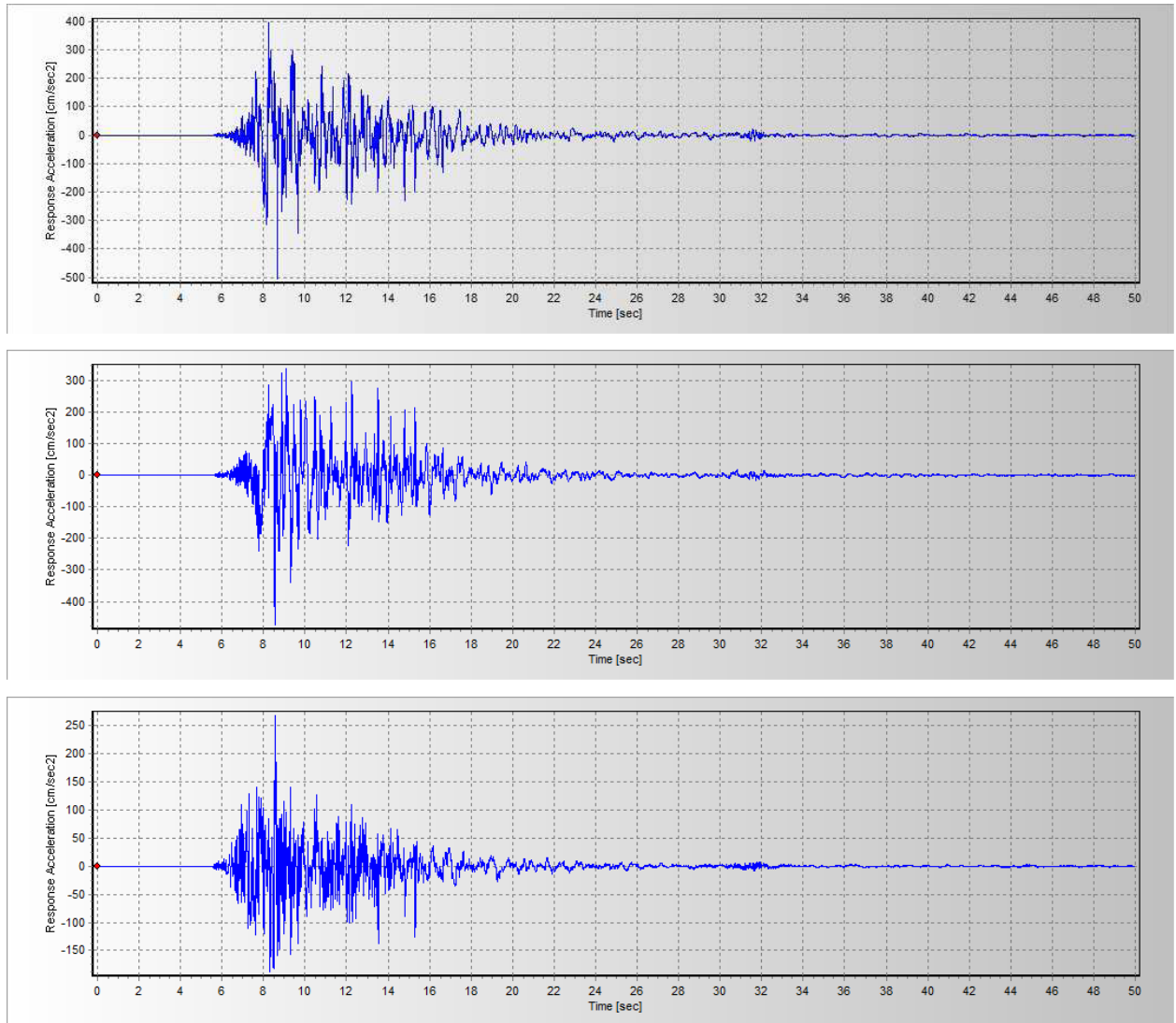


Figura 5.10 – Registrazione accelerometrica della stazione AQV secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

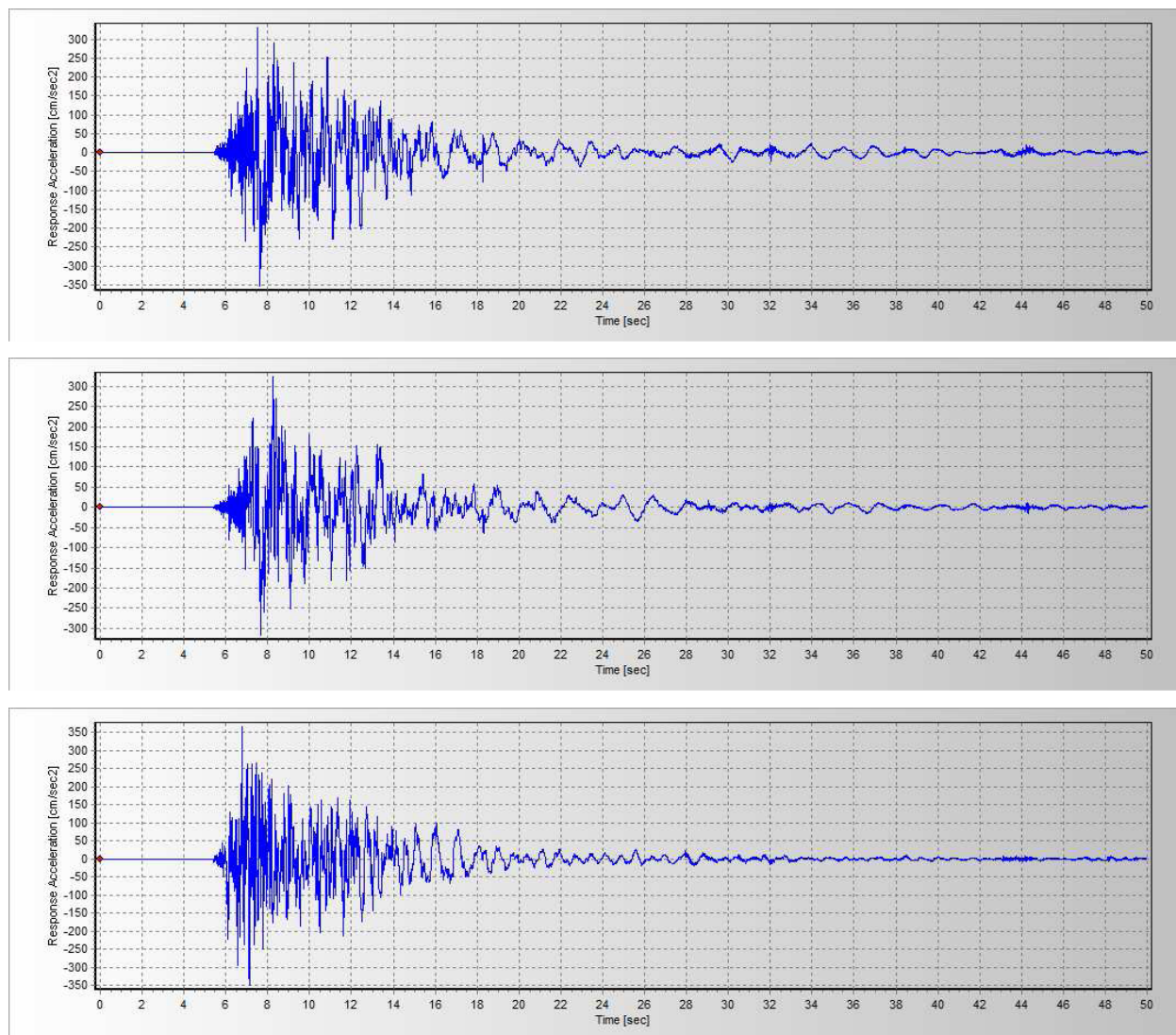


Figura 5.11 – Registrazione accelerometrica della stazione AQK secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

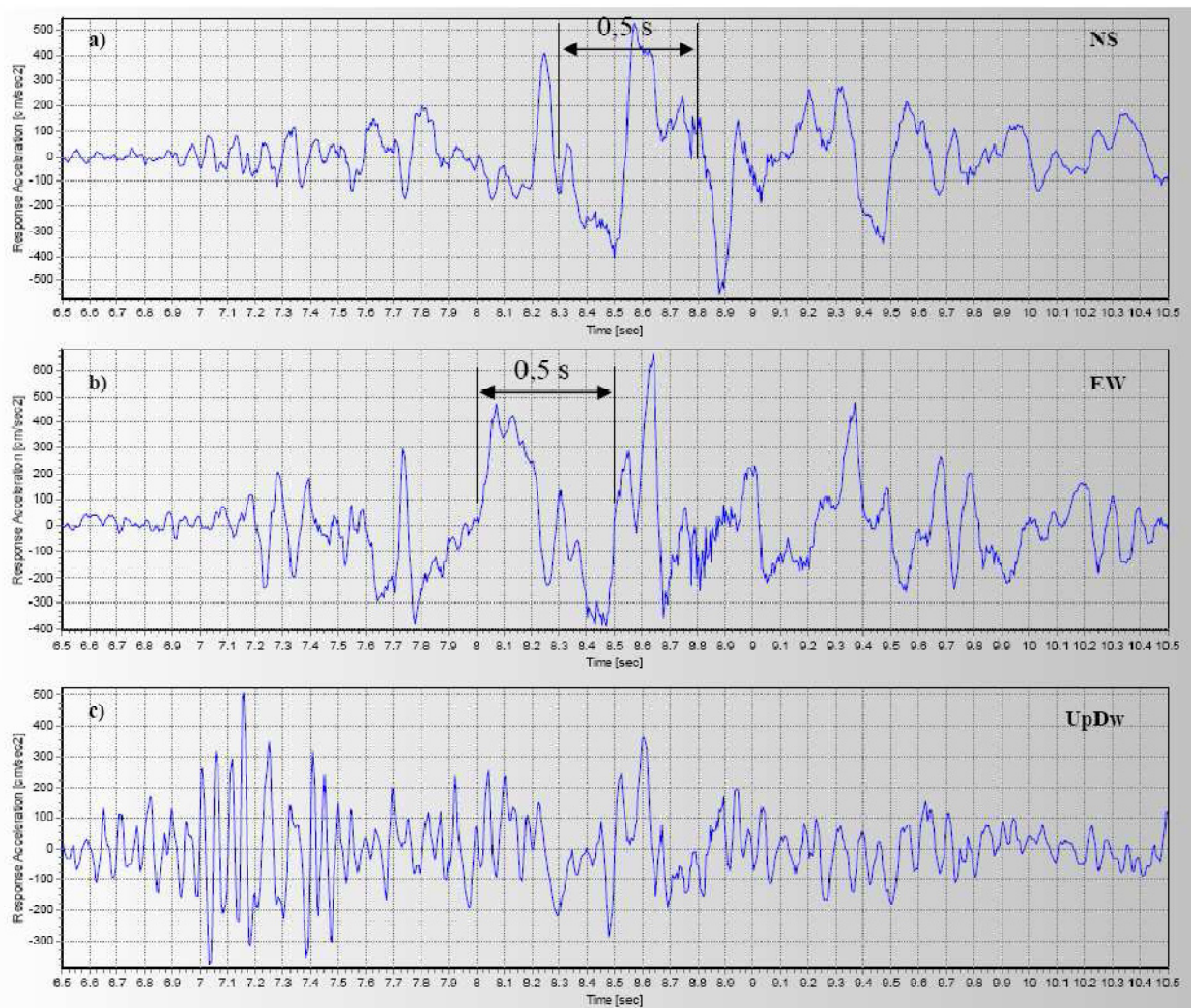


Figura 5.12 – Dettaglio della registrazione accelerometrica della stazione AQV secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

Studio della risposta sismica locale di un sito ubicato nella Valle dell'Aterno, interessato dal Terremoto di l'Aquila del 6 Aprile 2009

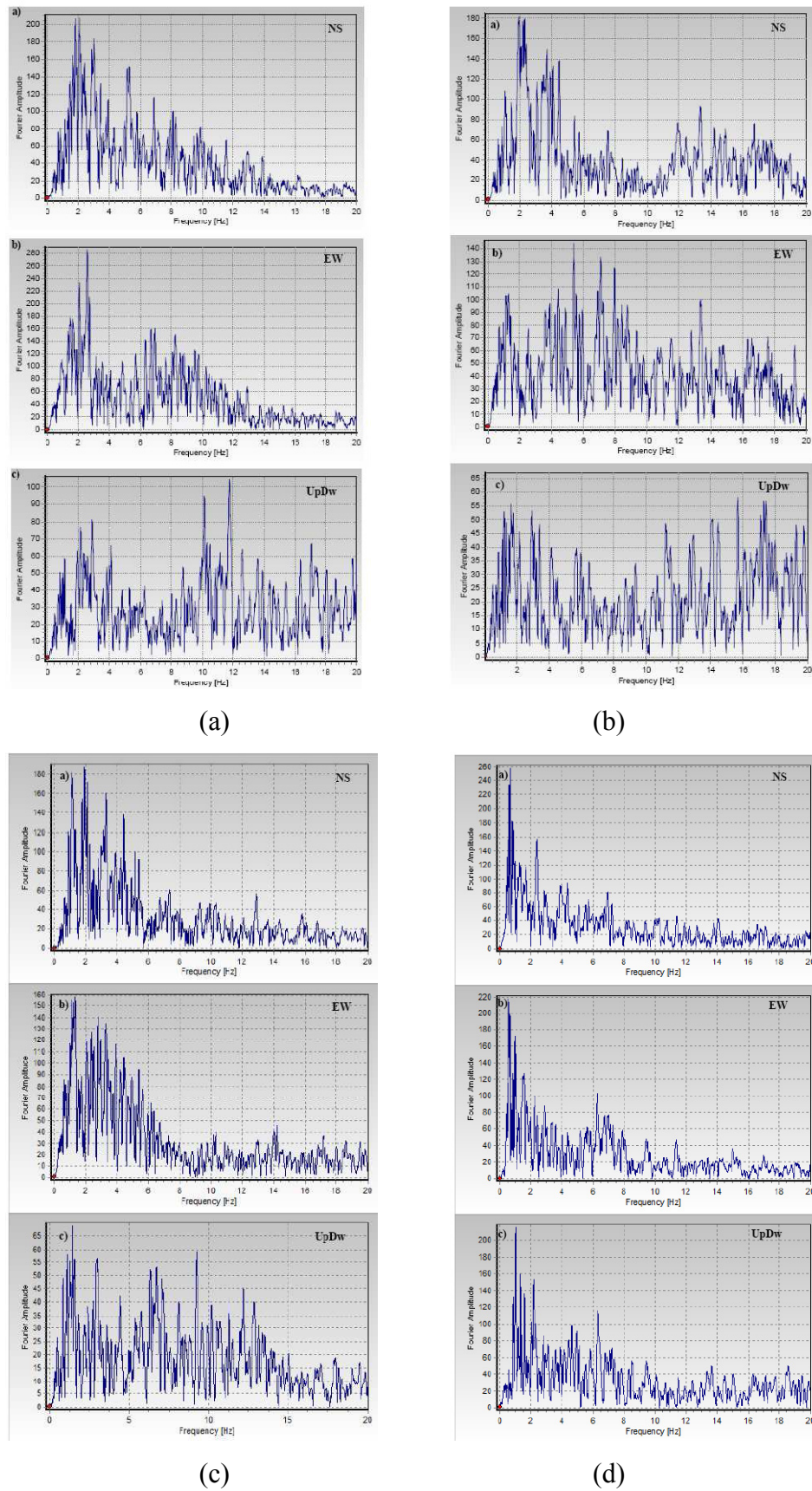


Figura 5.13 – Spettri di Fourier per le quattro stazioni AQQ, AQA, AQV, AQK, secondo le tre componenti N-S, E-W, U-D.

5.3 Proprietà dinamiche del terreno con riferimento ai siti AQG ed AQV.

Le configurazioni del sottosuolo in corrispondenza delle stazioni AQG e AQV, dove sono stati registrati i più alti valori di accelerazione, sono state descritte da Di Capua et al. (2009). La città di L'Aquila risulta fondata su brecce cementate aventi spessore di alcune decine di metri, sovrastate da sedimenti lacustri poggianti su calcare. La valle dell'Aterno è in parte riempita da depositi lacustri del Pleistocene, costituiti da una complessa sequenza di unità pelitiche grana grossa, che ricoprono la roccia calcarea. Questi depositi sono sormontati da depositi alluvionali quaternari. La stazione AQG è situata sulla roccia calcarea, mentre la AQV su depositi alluvionali recenti del fiume Aterno; in corrispondenza di tali stazioni (AQG in Figura 5.18 ed AQV in Figura 5.17), sono stati ricavati i profili di velocità delle onde di taglio, eseguendo rispettivamente una prova Down-Hole (D-H) (Lanzo, 2010) ed una Cross-Hole (C-H).

Come si può vedere dalla Figura 5.16, per il sito AQG il bedrock convenzionale ($V_s = 800$ m/s) si trova a 25 m di profondità, mentre per AQV (Figura 5.17), stazione situata nel centro della Valle, il bedrock convenzionale si trova in una profondità di 46 m.

Per definire le proprietà dinamiche del sottosuolo, finalizzate alle analisi di risposta del sito, sono state condotte di laboratorio dinamiche su campioni di terreno indisturbati; tra i vari risultati, sono stati considerati quelli relativi ai campioni dei siti di Roio Piano e di Tempera. I campioni sono stati consolidati isotropicamente per considerare le condizioni di sforzo in situ. Al termine della fase di consolidazione sono state effettuate prove di colonna risonante (RCT), prove di taglio torsionale ciclico (CLTST) e taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS), tali prove sono state condotte incrementando la tensione imposta, al fine di studiare il comportamento dei terreni nel range compreso tra le piccole e le medie deformazioni.

Il comportamento non-lineare del terreno è stato interpretato secondo il modello lineare equivalente, caratterizzato dalla variazione del modulo di taglio G , e dello smorzamento D , con il livello di deformazione di taglio γ .

La Figura 5.18 mostra l'andamento del modulo di taglio normalizzato e del rapporto di smorzamento rispetto alla deformazione di taglio, ricavati relativamente ai provini prelevati nei siti di Tempera e Roio Piano (S3C1 ed S3C3). La prova di colonna risonante sul campione di terreno di Roio Piano S3C1, in particolare, è stata condotta presso il Laboratorio Geotecnico dell'Università di Catania.

In Figura 5.19, infine, sono riportate le curve di decadimento $G-\gamma$ e curve di smorzamento $D-\gamma$, proposte da al Kokusho et al. (1981), utilizzate anch'esse per le analisi di risposta sismica locale.

5.4 Analisi di deconvoluzione per la stazione AQV.

Il profilo delle onde di taglio ottenuto da prova Down Hole (Figura 5.16) per il sito su roccia AQG, è stato utilizzato per condurre un'analisi di deconvoluzione al bedrock della registrazione di AQG. Il peso dell'unità di volume utilizzato per le analisi 1-D nel dominio delle frequenze con EERA è di $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Le analisi sono state effettuate considerando il bedrock alla profondità di 25 m, dove, grazie alla prova Down Hole, è stato misurato un valore di V_S pari a circa 1000 m/s (Figura 5.16).

I risultati della deconvoluzione delle registrazioni AQG sono riportati nella Figura 5.20 e Figura 5.21, rispettivamente per le componenti E-W (media 0.26g) e N-S (media 0.32g). Le simulazioni sono state condotte utilizzando i moduli di taglio normalizzati ed i rapporti di smorzamento ottenuti dalle prove di laboratorio (per i campioni prelevati a Roio Piano e Tempera) e la curva media proposta da Kokusho et al.. I risultati di queste analisi mostrano diversi valori degli andamenti $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$, da ciò discende che gli effetti dell'incertezza sulla caratterizzazione dinamica del terreno devono essere valutati e correlati all'analisi di risposta sismica locale.

E' possibile notare che l'accelerazione di picco al bedrock convenzionale, situato a 25 m di profondità, ottenuta mediante la deconvoluzione della componente NS della registrazione AQG utilizzando le curve di caratterizzazione dinamica Roio Piano, raggiunge il valore di circa 0.31g. Lo stesso valore è stato ottenuto nel sito AQG come valore massimo di accelerazione con l'accelerazione di $a_g = 0.275g$ prevista dalle NTC 2008, moltiplicato per il fattore di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,14$ per suolo tipo B.

Gli spettri di Fourier delle due time histories deconvolute, sono riportati nella Figura 5.22 e Figura 5.23.

5.5 Valutazione degli effetti di sito nella stazione AQV.

Sono state effettuate analisi di risposta sismica in corrispondenza del sito AQV, che si trova su terreno alluvionale, all'incirca nel mezzo della valle dell'Aterno. Il modello di sottosuolo è stato costruito secondo i dati geotecnici disponibili per la stazione AQV, così come mostrato nella Figura 5.17; dall'analisi del profilo di V_S è stata dedotta la profondità del bedrock, collocato pertanto ad una profondità di 46 m, dove la velocità delle onde di taglio diventa superiore a 800 m/s.

Il peso dell'unità di volume è stato assunto crescente con la profondità e con il tipo di suolo, variando da 19 kN/m^3 fino a 22 kN/m^3 .

Per l'analisi di risposta sismica locale, piuttosto che operare una deconvoluzione della registrazione di AQV al bedrock convenzionale (posto alla profondità di 46 m), si è proceduto

inserendo come input la time history di accelerazione deconvoluta al bedrock convenzionale della stazione AQQ.

Questa deconvoluzione, eseguita in un terreno alquanto omogeneo, con V_s che vanno da 500 m/s fino a 1000 m/s e senza grande contrasto di velocità delle onde di taglio tra gli strati di terreno, appare più affidabile rispetto ad una deconvoluzione nella stazione AQV, dove sono presenti maggiori contrasti di velocità delle onde di taglio tra gli strati del suolo, caratterizzati da V_s che variano da 300 fino a 1250 m/s.

I risultati delle analisi di risposta del sito, utilizzando come input la deconvoluzione di registrazione E-W AQQ, mostrano un valore medio di accelerazione di picco di circa 0.67g (Figura 5.24); tale risultato è in buon accordo con l'accelerazione massima registrata di 0.65g (Tabella 5.1). In base a questi valori è possibile ricavare un fattore di amplificazione di circa 2,58 rispetto all'input considerato.

In Figura 5.25 sono riportati i risultati delle analisi di risposta condotti utilizzando come input la deconvoluzione della registrazione N-S relativa al sito AQQ, che mostra un valore massimo di accelerazione di picco, mediamente pari a circa 0.85g. In base a questi valori è possibile ricavare un fattore di amplificazione di circa 2.65 rispetto alla deconvoluzione al bedrock della registrazione suddetta, utilizzata come input. E' possibile inoltre osservare che il valore di accelerazione calcolato è superiore a quello relativo registrazione N-S del sito AQV in superficie, pari a 0.54g (Tabella 5.1).

Per giustificare fattori di amplificazione di tale entità (2.58 per la componente E-W e 2.65 per la componente N-S), è stato considerato un profilo di suolo avente caratteristiche meccaniche scadenti, come riportato in Figura 5.26b.

I risultati delle analisi di risposta ottenuti utilizzando come input la deconvoluzione della registrazione E-W nel sito AQQ ed il profilo delle onde di taglio mostrato in Figura 5.26a, mostrano un valore medio di accelerazione di picco di circa 0.66g (Figura 5.27), che risulta in buon accordo con la massima accelerazione registrata di 0.65g (Tabella 5.1). Confrontando il valore calcolato con la deconvoluzione al bedrock della registrazione E-W del sito AQQ, utilizzata come input, è possibile osservare un fattore di amplificazione pari a circa 2.54 (Tabella 5.2).

Per l'analisi della risposta N-S, il valore medio dell'accelerazione di picco è di circa 0.92g (Figura 5.28). Confrontando il valore calcolato con la deconvoluzione al bedrock della registrazione N-S del sito AQQ, utilizzata come input, è possibile osservare un fattore di amplificazione pari a circa 2.88 (Tabella 5.2). Relativamente alla componente N-S, si osserva che l'accelerazione registrata è inferiore a quella valutata, per il profilo del terreno riportato in Figura 5.26b (Tabella 5.2).

I risultati delle analisi di risposta ottenuti utilizzando come input la deconvoluzione della registrazione E-W nel sito AQG ed il profilo delle onde di taglio mostrato in Figura 5.26b, mostrano un valore medio di accelerazione di picco di circa 0.63g (Figura 5.29), che risulta in buon accordo con la massima accelerazione registrata di 0.65g (Tabella 5.1). Confrontando il valore calcolato con la deconvoluzione al bedrock della registrazione E-W del sito AQG, utilizzata come input, è possibile osservare un fattore di amplificazione pari a circa 2.42 (Tabella 5.2).

Si osserva infine che per l'analisi della risposta N-S, il valore medio dell'accelerazione di picco è di circa 0.60g (Figura 5.1), che è anche'esso in un certo accordo con l'accelerazione massima registrata di 0.54g (Tabella 5.1). Confrontando il valore calcolato con la deconvoluzione al bedrock della registrazione N-S del sito AQG, utilizzata come input, è possibile osservare un fattore di amplificazione di circa 1.88 (Tabella 5.2).

Tabella 5.2 – RegISTRAZIONI delle stazioni accelerometriche considerate I risultati delle analisi di risposta locale per il sito AQV utilizzando come input la deconvoluzione al bedrock della registrazione nel sito AQG, con profili di velocità delle onde di taglio mostrati in Figura 5.26.

Input Motion	Vs profile	Average Peak Acceleration (g)	Recorded Maximum Acceleration (g)	Amplification Factor
Deconvolution of E-W AQG	Figure 28a	0.66g	0.65g	2.54
Deconvolution of N-S AQG	Figure 28a	0.92g	0.54g	2.88
Deconvolution of E-W AQG	Figure 28b	0.63g	0.65g	2.42
Deconvolution of N-S AQG	Figure 28b	0.60g	0.54g	1.88

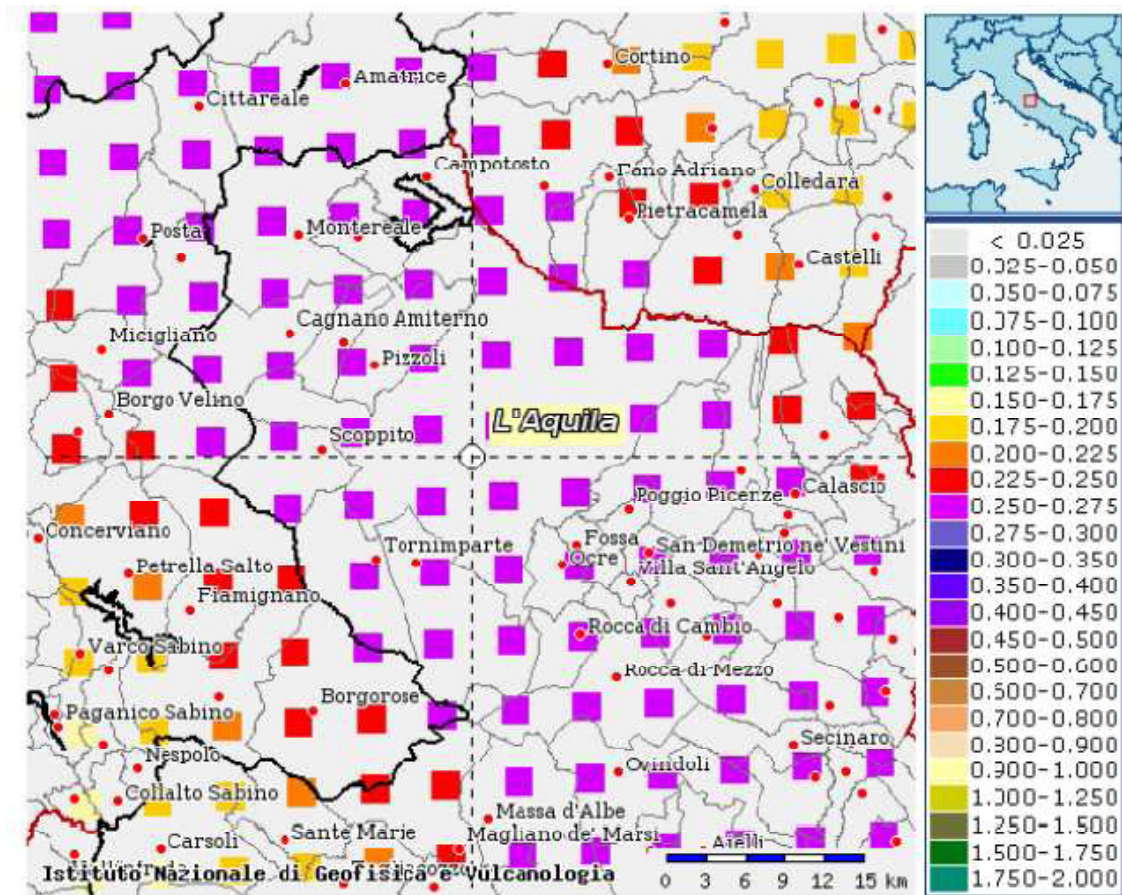


Figura 5.14 – Mappa interattiva di pericolosità sismica (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

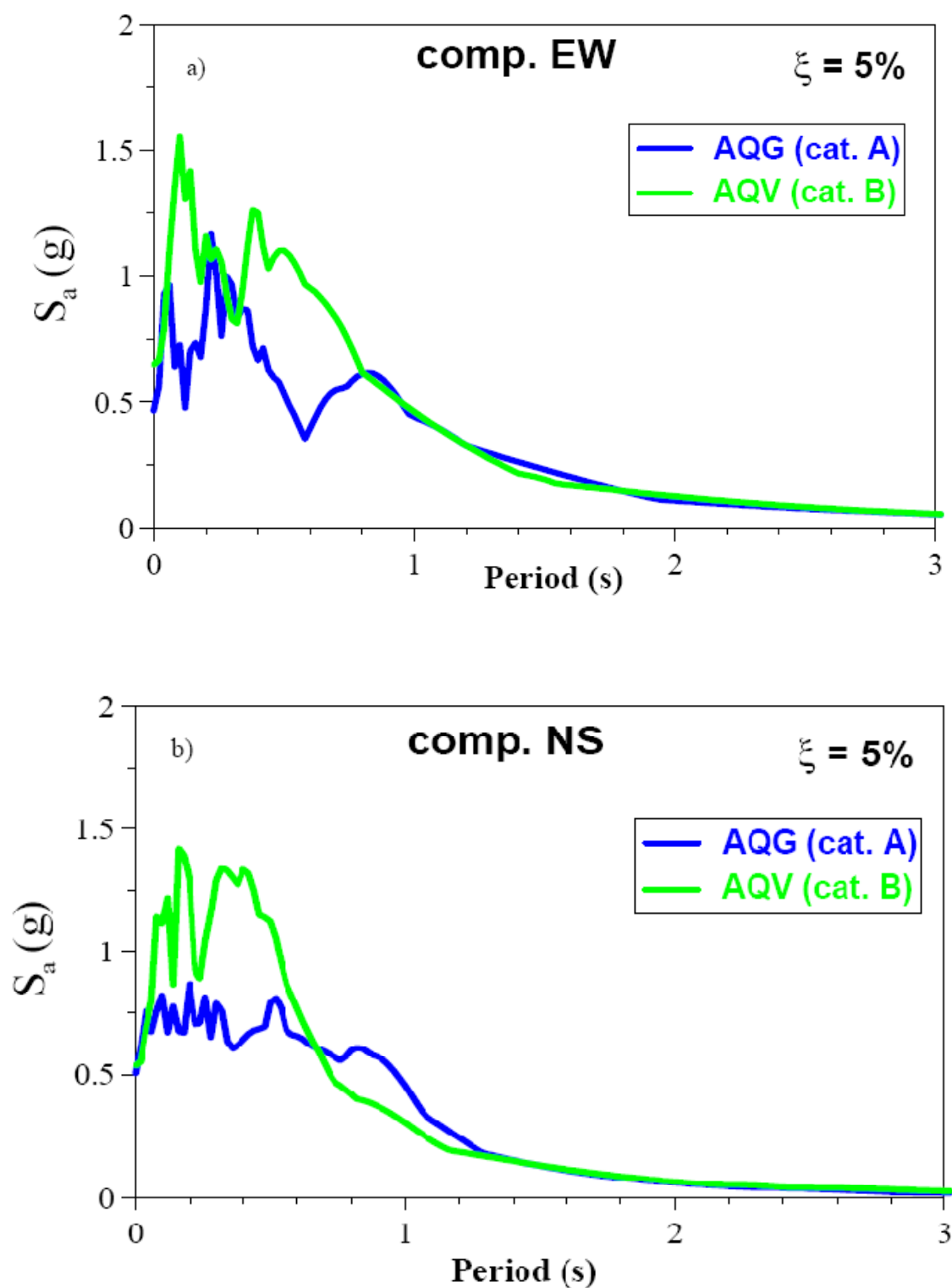


Figura 5.15 – Confronto tra gli spettri di risposta di AQV e AQQ, relativi alle componenti orizzontali E-W e NS.

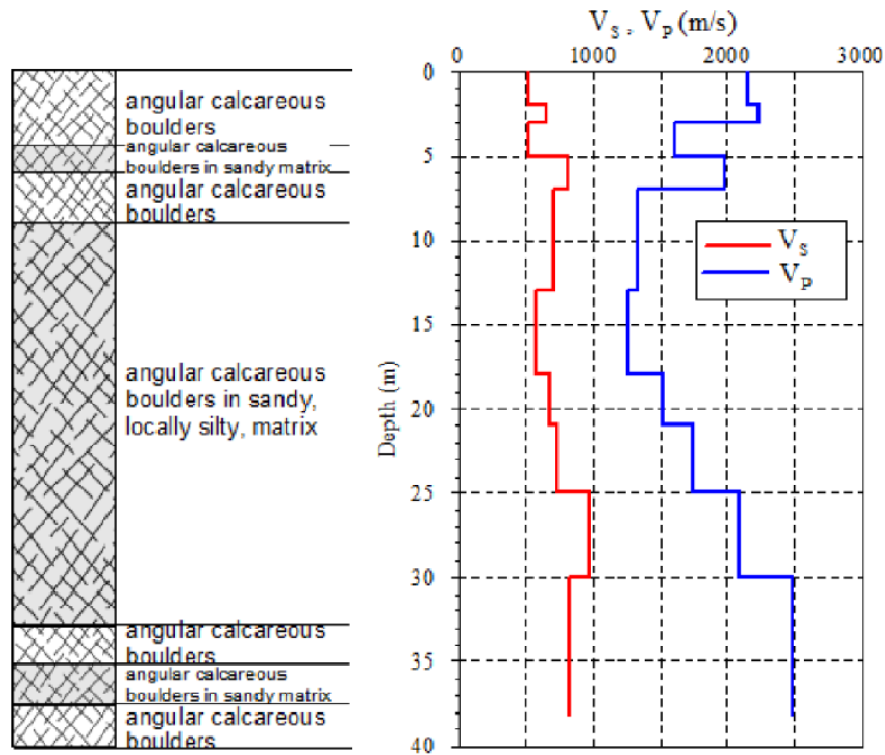


Figura 5.16 – Profilo stratigrafico in corrispondenza del sito AQG e relativo profilo di velocità V_s ottenuto tramite prova DH (Lanzo (2010)).

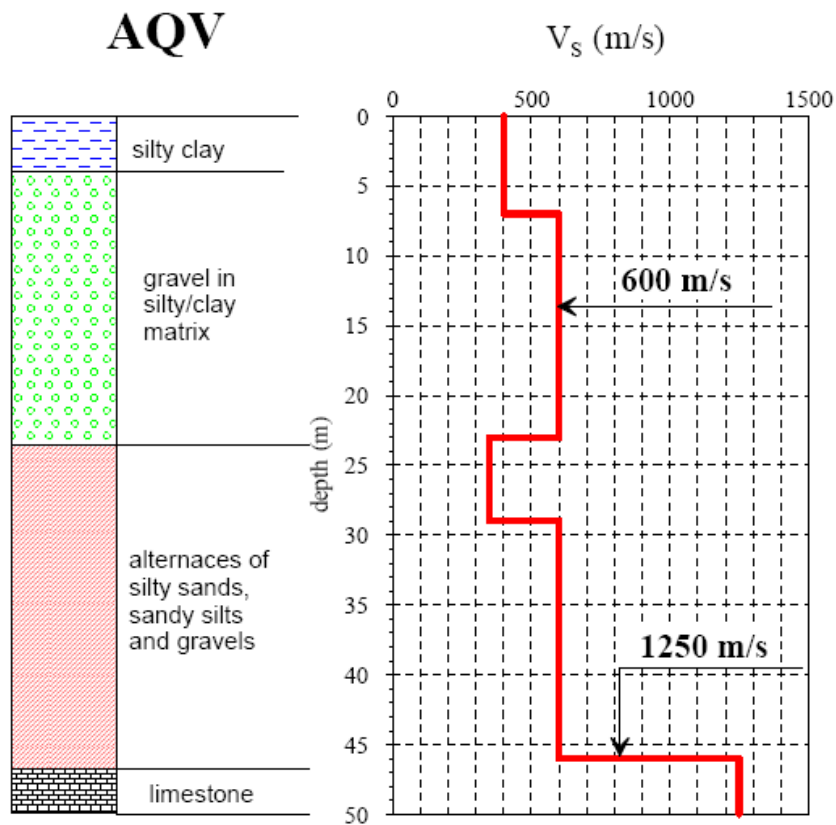


Figura 5.17 – Profilo stratigrafico in corrispondenza del sito AQV e relativo profilo di velocità V_s ottenuto tramite prova DH.

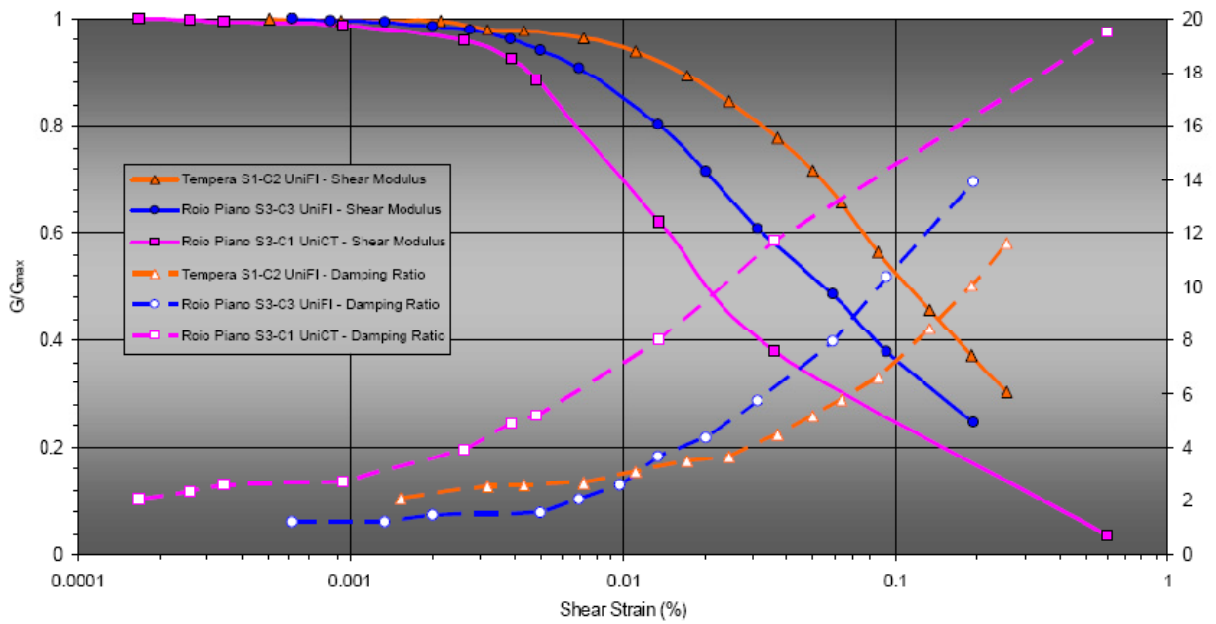


Figura 5.18 – Curve di caratterizzazione dinamica ottenute da prove di laboratorio relativamente ai campioni prelevati nei siti di Roio Piano e Tempera.

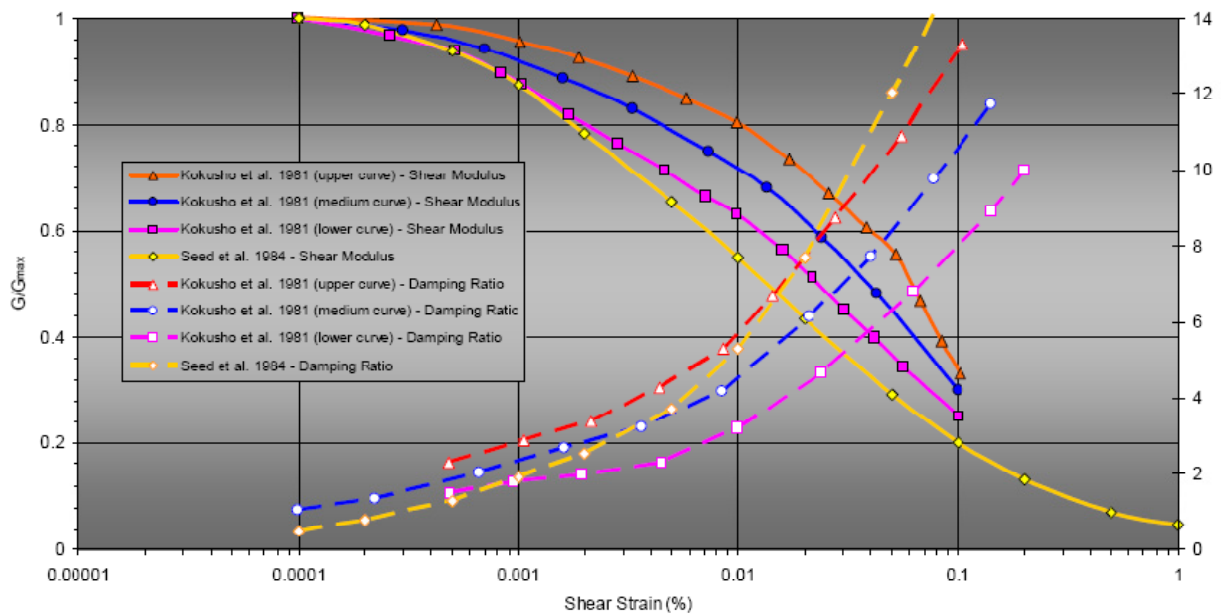


Figura 5.19 – Curve di caratterizzazione dinamica di letteratura, proposte da Kokusho et al. (1981) e da Seed et al. (1984).

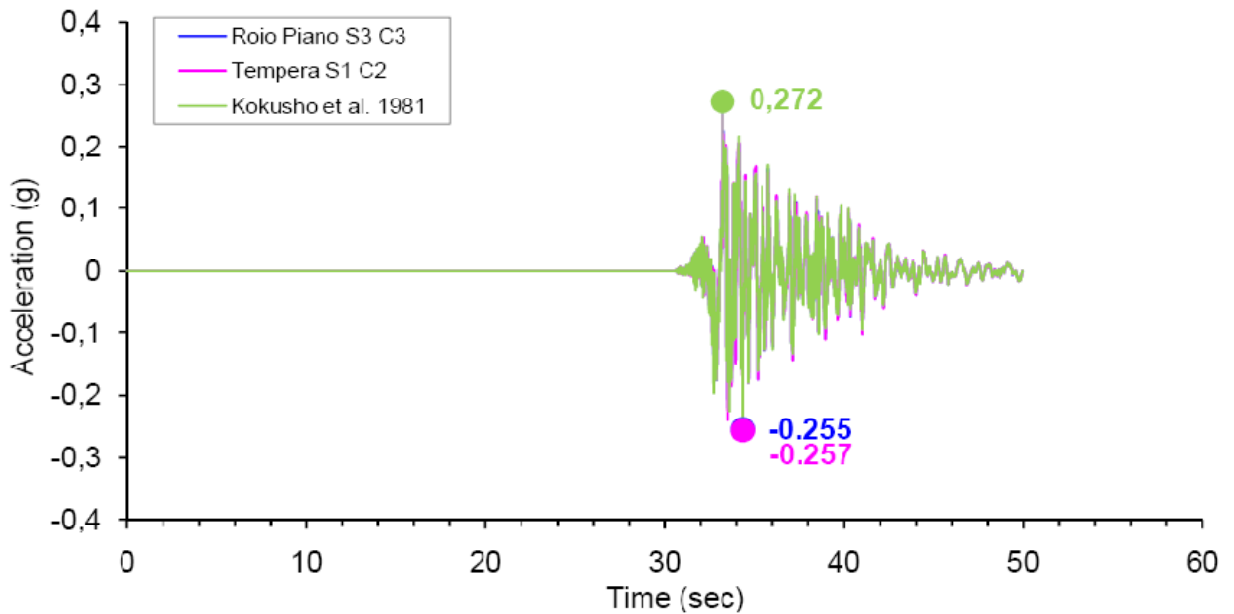


Figura 5.20 – Accelerogramma di deconvoluzione calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQG, per la componente E-W e per differenti curve di decadimento.

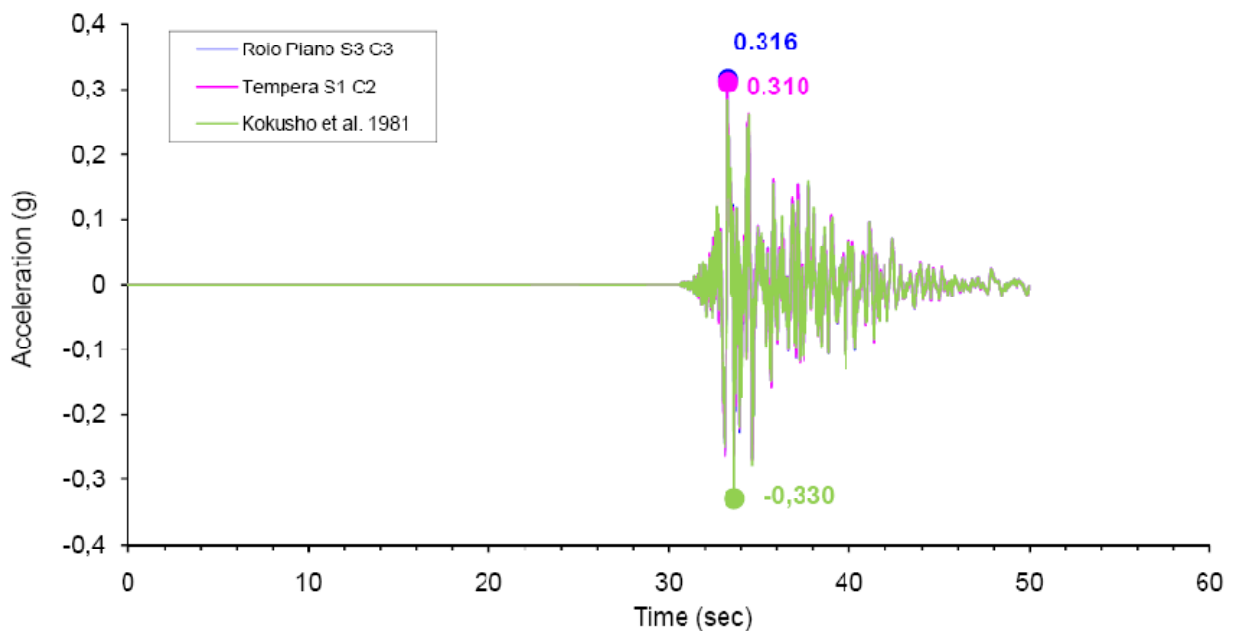


Figura 5.21 – Accelerogramma di deconvoluzione calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQG, per la componente N-S e per differenti curve di decadimento.

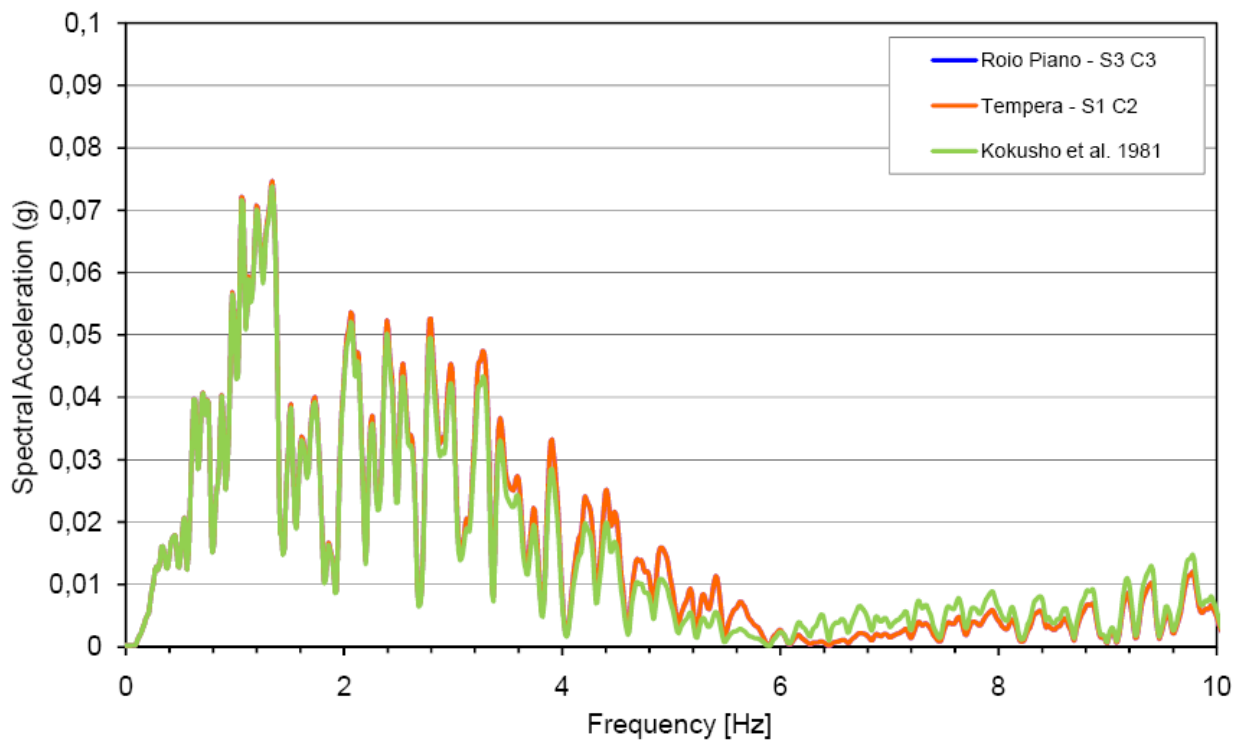


Figura 5.22 – Spettri di Fourier calcolati tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente E-W e per differenti curve di decadimento.

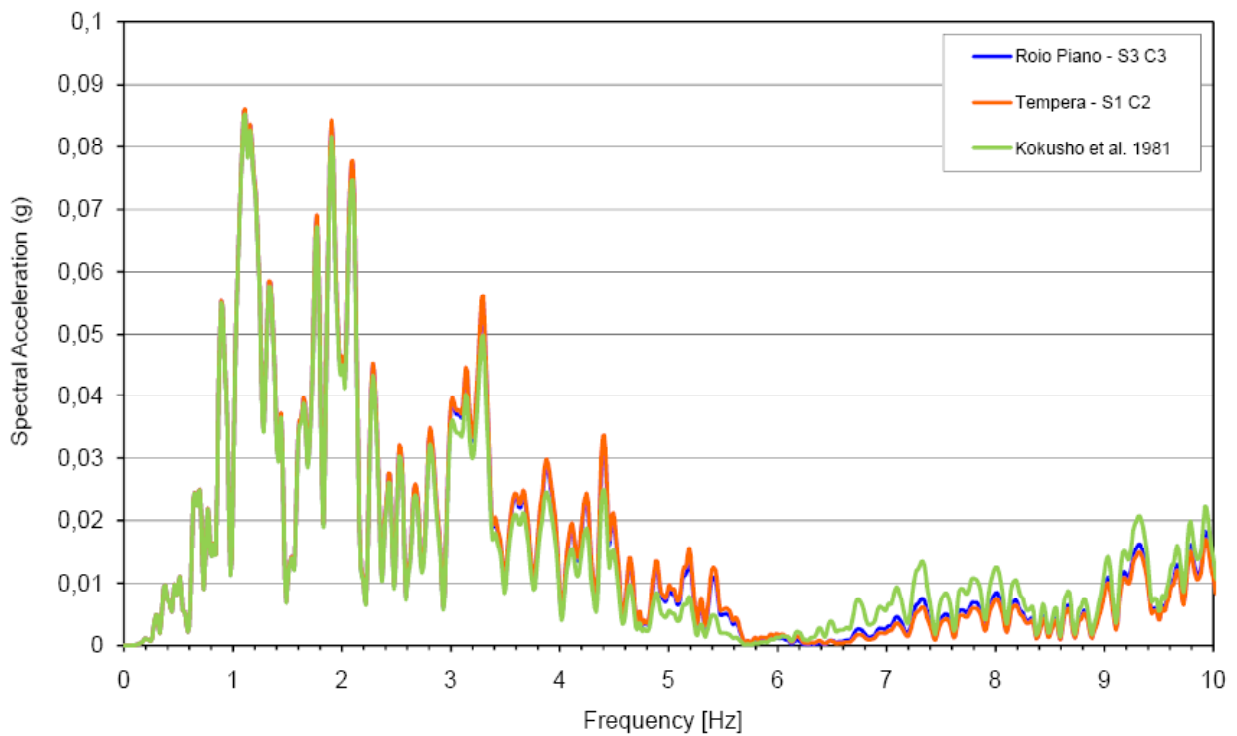


Figura 5.23 – Spettri di Fourier calcolati tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente N-S e per differenti curve di decadimento.

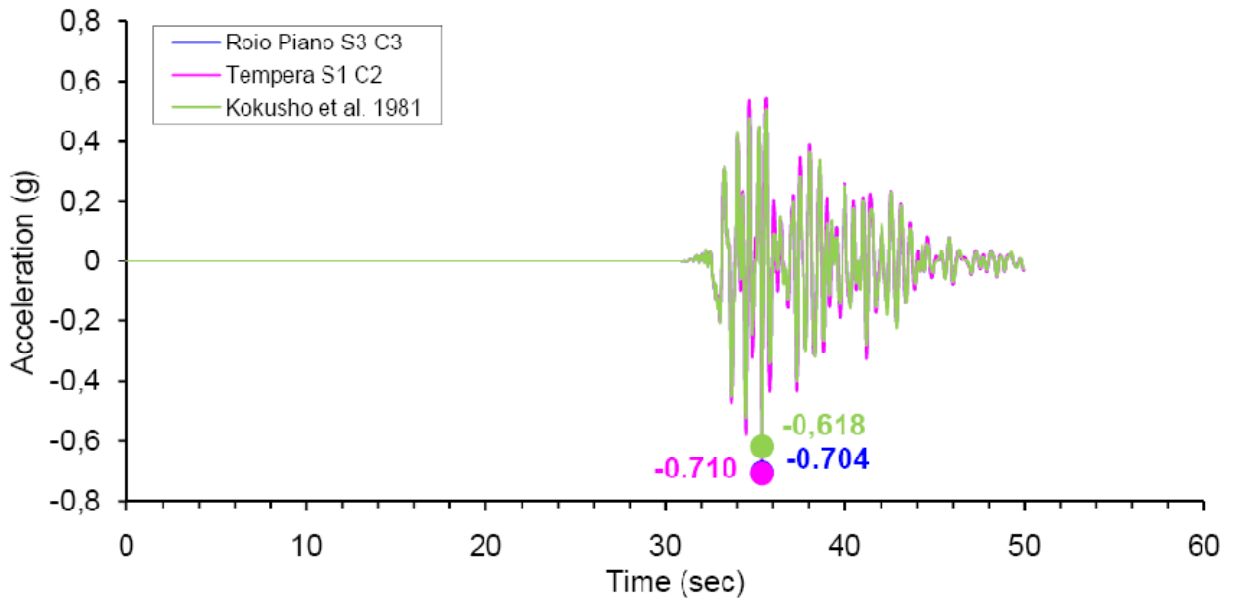


Figura 5.24 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente E-W secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.19 e per differenti curve di decadimento.

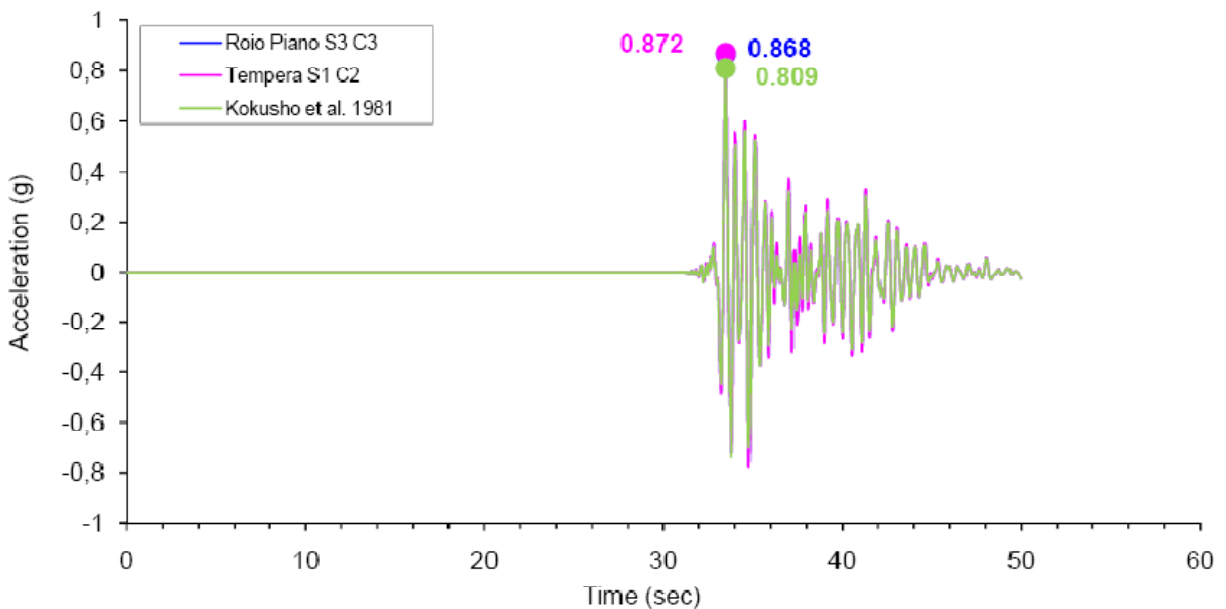


Figura 5.25 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente N-S secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.19 e per differenti curve di decadimento.

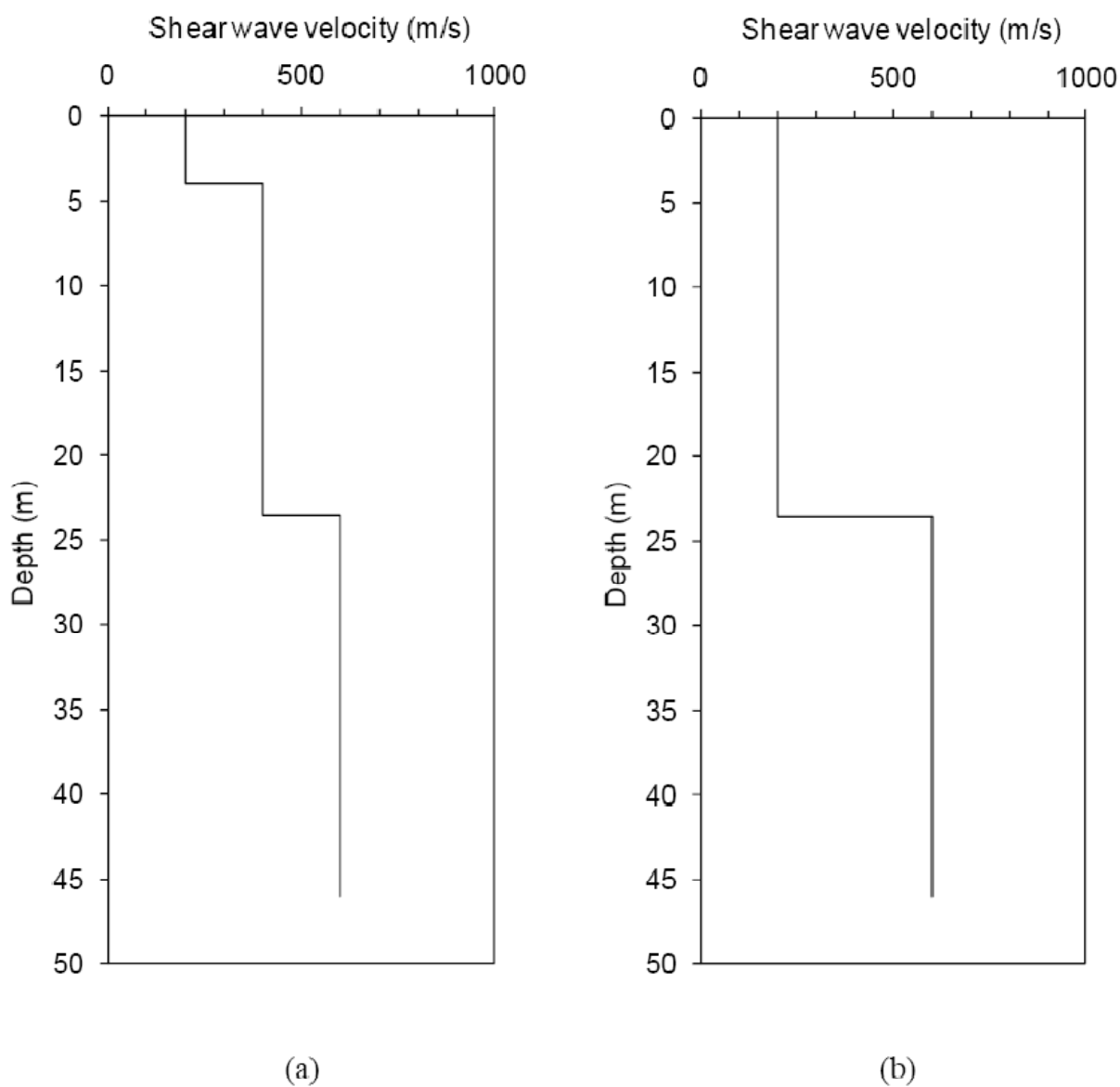


Figura 5.26 – Profilo delle onde di taglio secondo stratigrafia del terreno di Figura 5.19 (a) e per un suolo con scarse caratteristiche meccaniche (b).

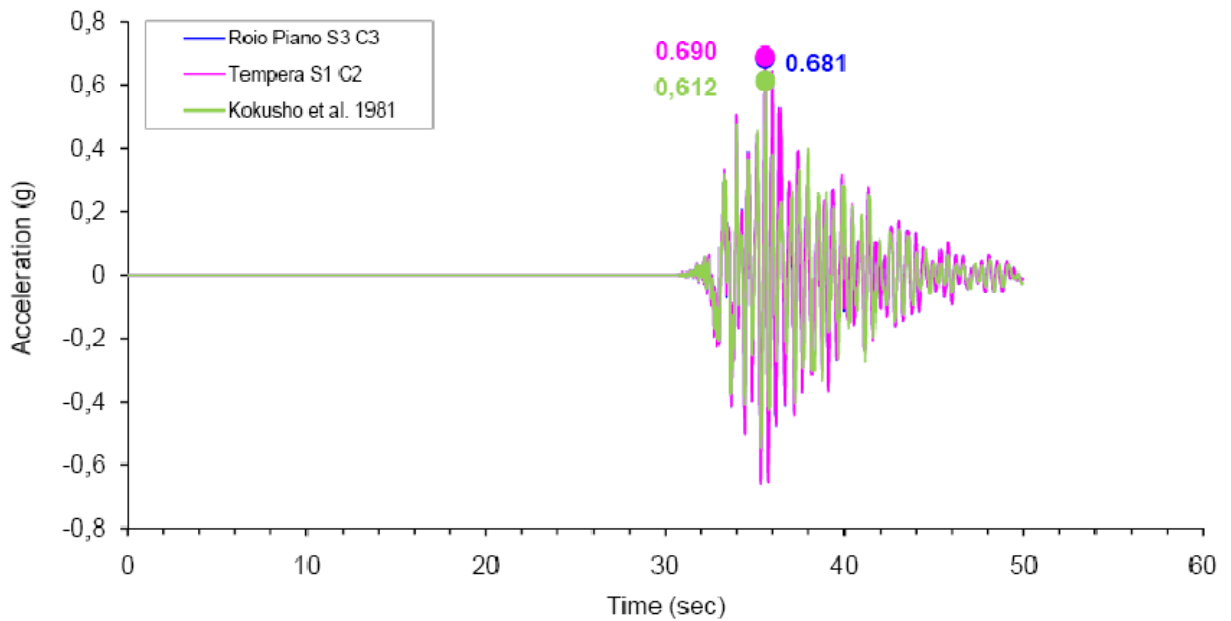


Figura 5.27 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente E-W secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.26a e per differenti curve di decadimento.

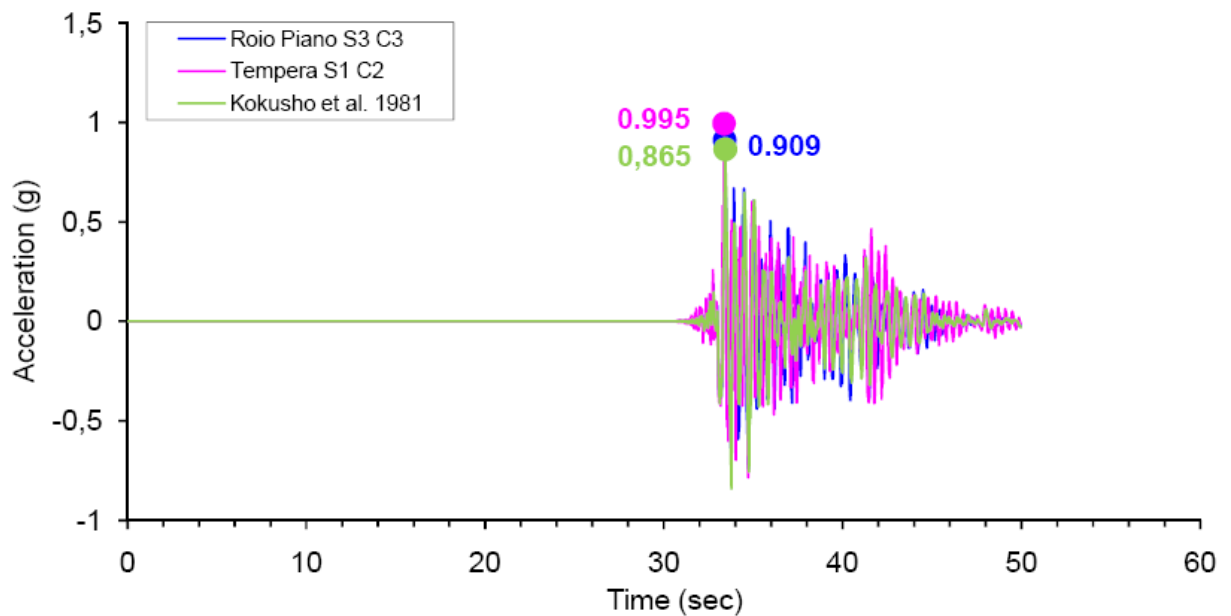


Figura 5.28 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente N-S secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.26a e per differenti curve di decadimento.

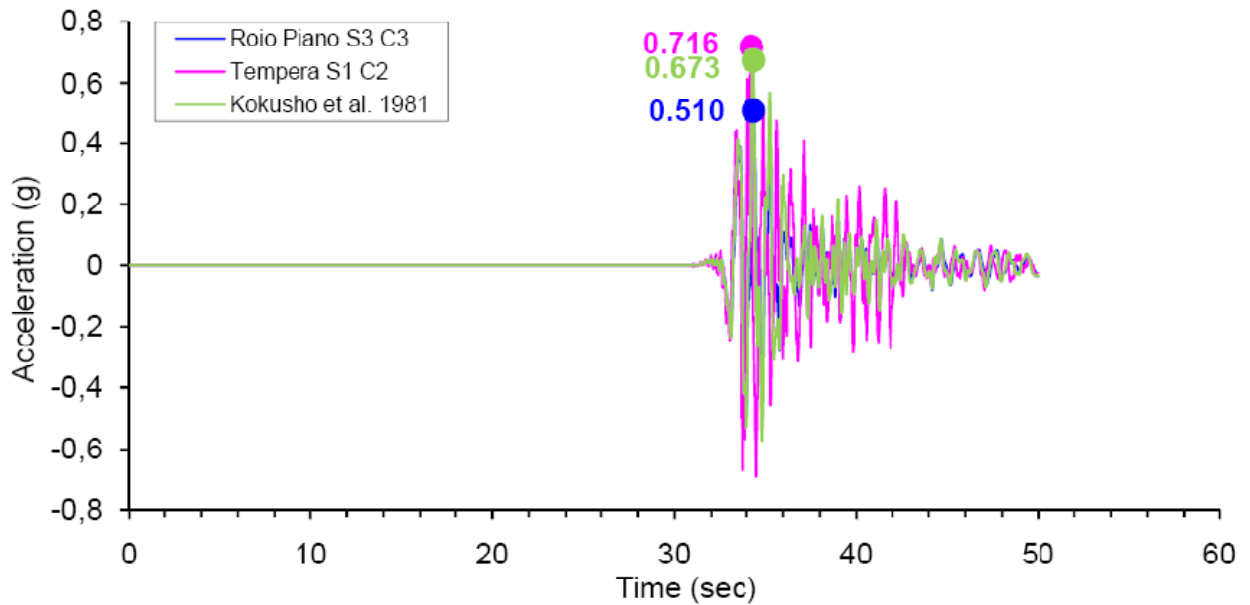


Figura 5.29 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente E-W secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.26b e per differenti curve di decadimento.

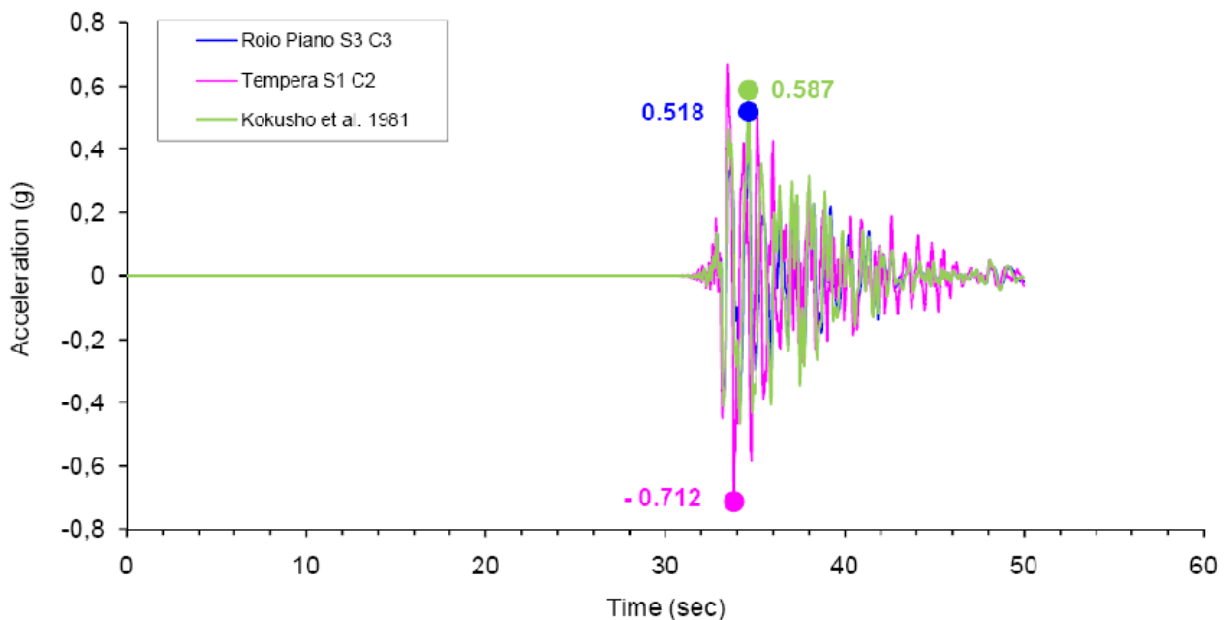


Figura 5.30 – Accelerogramma di risposta calcolato tramite EERA con riferimento al sito AQV, per la componente N-S secondo i profili di onde di taglio di Figura 5.26b e per differenti curve di decadimento.

5.6 Considerazioni finali.

Questo ultimo studio presentato, è incentrato sullo studio dell'accelerazione attesa al bedrock secondo quanto proposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) nella città di L'Aquila, confrontandola con le registrazioni effettuate dalla Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) durante il terremoto del 6 aprile 2009 ($M_L = 5.8$). Molto importante è la valutazione della affidabilità dei fattori di amplificazione dati dalla Normativa Italiana (NTC 2008) e dall'Eurocodice 8 (UNI EN, 1998). A questo scopo, è stata condotta un'analisi semplificata di risposta sismica locale 1-D, utilizzando il codice di calcolo EERA (Bardet, (2000)).

Sarebbe più efficace effettuare un'analisi più dettagliata, utilizzando codici di calcolo 2-D o 3-D, tuttavia gli effetti di bacino non sono presi in considerazione nelle NTC 2008 né nell'Eurocodice. Inoltre, il bedrock convenzionale all'interno della Valle dell'Aterno sembra essere molto superficiale e praticamente piatto al centro della Valle, dove è ubicata la stazione accelerometrica AQV.

I valori registrati e calcolati di massima accelerazione, mostrano un fattore medio di amplificazione di circa $S_S = 2.5$, valore notevolmente alto, considerato che per suolo di tipo B la Normativa Italiana prevede un fattore $S_S = 1.14$ e l'Eurocodice un fattore $S_S = 1.20$.

Un altro obiettivo dello studio è l'analisi degli effetti sui risultati di risposta del terreno, dovuti all'incertezza nella valutazione delle proprietà del suolo (Maugeri e Grasso, (2009)). Alcune incertezze possono nascere, infatti, dalla valutazione delle onde di taglio da prove Cross-Hole, Down-Hole, SDMT, ecc.

Sono stati dunque considerati tre diversi profili di terreno per il sito AQV (Figura 5.17 e Figura 5.26). Il primo profilo viene ricavato da una prova Cross-Hole (Figura 5.17) pur non essendo del tutto coerente con la colonna di terreno; il secondo profilo (Figura 5.26a) risulta invece coerente con la stratigrafia. Il terzo profilo (Figura 5.26b) riguarda un terreno più scadente, in accordo con l'alto valore del fattore di amplificazione valutato dalle analisi di risposta.

Un'altra fonte di incertezza è la valutazione del comportamento non-lineare del terreno. A volte è possibile utilizzare delle curve di letteratura, come quella di Kokusho (1981) riportata in Figura 5.19. Tuttavia deve essere raccomandato di valutare la non linearità del terreno mediante prove di laboratorio, quali: prova di colonna risonante (RCT), prova di taglio torsionale ciclico (CLTST), prova di taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS), prova triassiale ciclica (CLTx), ecc. Per valutare la non linearità del terreno sono state utilizzate tre diverse curve per le analisi di risposta sismica locale: una tratta dalla letteratura e due sperimentali, valutate per il terreno di L'Aquila. I risultati ottenuti sono riassunti nella conclusione.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni e l'Eurocodice 8 prescrivono un fattore di amplificazione topografica S_T a seconda della pendenza e in funzione della posizione all'interno del pendio (in prossimità della cresta o nel mezzo del pendio). La valutazione del S_T attraverso le registrazioni terremoto L'Aquila non è stata possibile perché le registrazioni delle stazioni AQM, AQF AQP non sono ancora disponibili, ma, considerato che nella stazione AQV, situata nella parte centrale e piana della valle, è stato registrata un'accelerazione massima di 0.65g, le registrazioni nelle stazioni AQM, AQF e AQV potrebbero essere maggiori rispetto alla registrazione in AQV, dal fattore di amplificazione S_T pari a 1,2-1,4.

Va sottolineato che, mentre l'accelerazione orizzontale al bedrock è in un qualche accordo con quella prevista dalle Norme Tecniche, la componente verticale di accelerazione è stata di molto superiore rispetto a quella raccomandata dalle medesime NTC 2008. In generale, tanto le NTC 2008, quanto l'EC8, raccomandano di considerare una accelerazione verticale pari al 50% di quella orizzontale. A causa di una faglia normale nelle vicinanze della città di L'Aquila, l'accelerazione verticale registrata è stata di molto superiore a quella consigliata dalle Norme, anzi, il suo valore è stato molto simile a quello dell'accelerazione orizzontale nella stazione AQK, situata nella città di L'Aquila, e sulla stazione AQV, che si trova nel mezzo della Valle del fiume Aterno. Quest'ultimo aspetto, ci si augura possa essere considerato in futuro dalle Norme, per una migliore progettazione di strutture geotecniche e degli edifici poggianti in prossimità di faglie.

CONCLUSIONI

I risultati ottenuti, riportati nei capitoli precedenti, hanno permesso di evidenziare diverse problematiche geotecniche legate alla risposta sismica locale, che consentono di formulare alcune considerazioni di carattere generale, ed altre che sono da considerare risultati parziali che necessitano di ulteriori conferme, e ciò anche con riferimento alla Normativa Tecnica per le Costruzioni.

Per quanto riguarda lo studio della risposta sismica locale del pendio della collina di Montepo, nel centro abitato di Catania, il profilo delle velocità V_s , caratterizzate da moderati contrasti di velocità, ottenuto con prove DH ha mostrato una notevole dispersione e valori medi inferiori a quelli ottenuti con prove SDMT, che peraltro hanno mostrato una minore dispersione dei valori. La risposta sismica locale con i codici 1-D EERA e GEODIN, è stata effettuata per un accelerogramma sintetico, ricavato dal modello deterministico di sorgente del terremoto del 11 Gennaio 1693 e per la registrazione strumentale del terremoto del 13 Dicembre 1990, nella stazione di Sortino, posta su terreno roccioso. I risultati ottenuti con il codice di calcolo 1-D GEODIN hanno mostrato valori più elevati di circa il 10-20% rispetto a quelli ottenuti con il codice EERA. Essi hanno mostrato un fattore di amplificazione stratigrafico sostanzialmente in accordo con quello previsto dalle NTC 2008 in corrispondenza del sondaggio S2, ubicato nel tratto pianeggiante al piede del pendio. Per quanto riguarda l'amplificazione topografica, la risposta sismica locale è stata eseguita con i codici di calcolo 2-D QUAD4M e QUAKE/W, utilizzando come input l'accelerogramma sintetico del terremoto dell'11 Gennaio 1693. La risposta sismica locale effettuata per la parte centrale del pendio di pendenza inferiore a 15° , ha mostrato valori di amplificazione topografica $S_T=1.1$, leggermente superiore al valore $S_T=1.2$ fornito dalle NTC 2008.

Per quanto riguarda lo studio della risposta sismica locale nel centro urbano di San Giuliano di Puglia (CB), il profilo delle velocità V_s , caratterizzate da moderati contrasti di velocità, ottenuto con prove DH ha mostrato una notevole dispersione e valori medi considerevolmente inferiori a quelli ottenuti con prove SDMT, che peraltro hanno mostrato una minore dispersione dei valori. Inoltre, sono stati elaborati anche profili di velocità V_s mediante correlazioni empiriche con i risultati di prove CPT, in modo che per ciascun sito esaminato si potesse disporre di profili di velocità ottenuti da due diverse prove in situ. La risposta sismica locale è stata effettuata con i codici 1-D EERA e GEODIN e QUAKE/W. Poiché non sono disponibili registrazioni della scossa

più forte del 31-10-2002, lo studio è stato condotto con un'accelerazione al bedrock ricavata per diversi accelerogrammi sintetici, con un modello deterministico di sorgente del terremoto del 31 ottobre 2002. Gli accelerogrammi sono stati ricavati per ciascuno dei siti dove sono stati eseguiti i sondaggi.

La risposta ottenuta con i diversi profili di V_S , ha mostrato valori più elevati per il caso di profili da SDMT rispetto a quella con i profili DH e CPT. Per quanto riguarda i risultati ottenuti con i tre diversi codici di calcolo, in genere il codice EERA ha mostrato i valori di risposta più elevati, il codice QUAKE/W i valori di risposta più bassi, il codice GEODIN ha mostrato valori di risposta intermedi. I valori di amplificazione sismica locale sono in un certo accordo con quelli previsti dalle NTC 2008, perché, come nel caso del sito di Catania, non vi sono sostanziali contrasti di rigidità tra i vari strati di terreno.

Per quanto riguarda lo studio della risposta sismica locale di un sito ubicato nella Valle dell'Aterno, interessato dal terremoto di L'Aquila del 6 Aprile 2009, sono disponibili le registrazioni sismiche del terremoto stesso, ed in particolare le registrazioni nella stazione AQG, posta su roccia fratturata, ed AQV, posta a centro valle in terreno alluvionale.

Al fine di valutare l'accelerazione al bedrock dei depositi è stata condotta una deconvoluzione della time history delle accelerazioni registrate alla stazione di AQG. La deconvoluzione del record relativo alla stazione AQG, il cui bedrock convenzionale ($V_S > 800$ m/s) risulta ubicato alla profondità di 25 m, restituisce il valore di 0.26g nella direzione E-W e 0.32g in direzione N-S (con un valore medio di 0.29g), che è in buon accordo con i valori previsti su roccia affiorante dalle NTC 2008 (0.250 - 0.275g).

Sempre secondo tali Norme, nella città di L'Aquila il fattore di amplificazione stratigrafica può essere valutato in $S_S = 1.14$, per suolo di tipo B, sulla base della velocità media delle onde di taglio (V_{S30}). Sfruttando questo valore di amplificazione locale, l'accelerazione orizzontale in superficie dovrebbe risultare $0.295 \times 1.14 = 0.34g$, valore in buon accordo con l'accelerazione registrata presso la stazione AQK situata nel centro della città di L'Aquila.

L'accelerazione orizzontale registrata alla stazione AQV, pari a 0.65g nella direzione E-W, è stata sensibilmente più elevata rispetto a quanto previsto dalle NTC 2008.

Per giustificare questo elevato valore di accelerazione in AQV, è stata effettuata un'analisi di risposta sismica locale, considerando come input al bedrock convenzionale (situato a 46 m di profondità) la time history deconvoluta della stazione AQG. L'analisi della risposta del terreno è stata condotta considerando il profilo di velocità V_S ottenuto da una prova CH, e tre curve di caratterizzazione dinamica del terreno, una di letteratura e due valutate da prove di colonna risonante, eseguite su campioni indisturbati prelevati a L'Aquila.

L'analisi della risposta restituisce un fattore medio di amplificazione pari a 2,58 in direzione E-W e 2,65 in direzione N-S, notevolmente superiore a quello previsto dalle Norme Italiane.

Per valutare le eventuali incertezze dovute alla valutazione del profilo di V_S sono stati considerati gli effetti dei tre diversi profili di onde di taglio nell'analisi di risposta del terreno. Tra i profili considerati, quello relativo al terreno con caratteristiche meccaniche più scadenti, mostra una risposta dinamica in un buon accordo con quella registrata. In particolare, la risposta del suolo mostra un'accelerazione orizzontale $a_g=0.63g$ nella direzione E-W, in un buon accordo con lo 0.65g registrato nella stazione AQV, ed un'accelerazione pari a 0.60g in direzione N-S, che risulta anch'essa in accordo con la 0.54g registrata nella stazione AQV.

L'incertezza sulla risposta del suolo dovuta alla non linearità del terreno è di circa l'8% in entrambe le direzioni, mentre l'incertezza dovuta del profilo delle onde di taglio è di circa 2% in direzione E-W e circa 8% in direzione N-S.

Dal complesso delle analisi condotte nei tre siti, Montepo, San Giuliano di Puglia e Valle dell'Aterno, è possibile dedurre che quando il terreno con modesto coi contrasti di velocità (Montepo e San Giuliano di Puglia), i fattori di amplificazione sono in buon accordo con quelli forniti dalle NTC 2008 ed anche dall'Eurocodice 8; quando nel profilo delle velocità sono presenti contrasti significativi, che sono altresì ubicati a modesta velocità, il parametro V_{S30} non può più essere considerato rappresentativo del terreno in questione, ai fini della risposta sismica. In tale situazione i coefficienti di amplificazione sismica locale sono significativamente più elevati di quelli previsti dalla Normativa, e pertanto è opportuno procedere ad un'analisi di risposta sismica locale, basata su un dettagliato profilo della velocità delle onde di taglio, considerando altresì la non linearità del terreno.

BIBLIOGRAFIA

- Ambraseyes N.N. (1959). A note on the response of an elastic overburden of varying rigidity to an arbitrary ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 49, n. 3.
- Ashford S. A., and N. Sitar (1997). Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bull. Seism. Soc. Am.* 87, 692–700.
- Ashford A., Sitar N., Lysmer J., Deng N. (1997). Topographic effects on the seismic response of Steep Slopes.
- Assimaki D., Gazetas G., Kausel E. (2005). Effects of Local Soil Conditions on the Topographic Aggravation of Seismic Motion: Parametric Investigation and Recorded Field Evidence from the 1999 Athens Earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.* 95, no. 3, 1059–1089.
- Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C., Xenaki V.C. (2001). Topography effects in the Athens 1999 earthquake: the case of hotel Dekelia. Proceedings of *Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, San Diego*.
- Aydan O., Kumsar H., Toprak S., Barla G. (2009). Characteristics of 2009 L’Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. *Journal Of Marine Science And Technology*, pp. 29, 2009, Vol. 9, pagine da 23 a 51, ISSN: 0948-4280.
- Baranello S., Bernabini M., Dolce M., Pappone G., Roskopf C., Sanò T., Cara P. L., De Nardis R., Di Pasquale G., Goretti A., Gorini A., Lembo P., Marcucci S., Marsan P., Martini M. G., Naso G. (2004). Una metodologia per la microzonazione sismica: il caso di San Giuliano di Puglia (Molise). Atti de “*XI Congresso Nazionale L’ingegneria sismica in Italia, Genova 25-29 Gennaio 2004*”.
- Bard, P. Y. (1982). Diffracted waves and displacement field over two dimensional elevated topographies. *Geophys. J. R. Astr. Soc.* 71, 731–760.
- Bard, P. Y. (1999). Local effects on strong ground motion: physical basis and estimation methods in view of microzoning studies. Proceedings of *Advanced Study Course “Seismotectonic and Microzonation Techniques in Earthquake Engineering,” Kefallinia, Greece, 1999, 4 September 127–218*.
- Bard P.Y., Gariel J.C. (1986). The seismic response of two-dimensional sedimentary deposits with large vertical velocity gradients. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 76: 343-346.

- Bard P.Y., Bouchon M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *BSSA, Vol. 49*.
- Bardet J.P., Ichii K., Lin C.H. (2000). A computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits (EERA). *University of Southern California, Department of Civil Engineering*.
- Barlow N. (1933). Charles Darwin's diary of the voyage of H.M.S Beagle. *Nora Barlow Editor, Cambridge U Press, New York*.
- Biondi G. Maugeri M. (2004). Seismic response analysis of Monte Po hill (Catania). *Seismic Prevention of Damage for Mediterranean Cities. A Case History: the city of Catania (Italy)*. Editor M. Maugeri. *WIT Press, Southampton pp. 177-195*.
- Boore, D.M (1972). Note on the effect of topography on seismic SH waves. *Bull. Seism. Soc. Am. 62, 275–284*.
- Bouchon, M. (1973). Effect of topography on surface motion. *Bull. Seism. Soc. Am. 63, pp 615-632*.
- Bouckovalas G.D., Gazetas G., Papadimitriou A.G. (1999). Geotechnical aspects of the 1995 Aegion Greece, earthquake. *Proceedings of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, 21-25 June, Balkema, 2, pp 739-748*.
- Bouckovalas G.D., Kouretzis G. (2001). Review of Soil and Topography Effects in the September 7, 1999 Athens (Greece) Earthquake. *Proceedings of "Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn". San Diego, California, March 26-31, 2001*.
- Bouckovalas, G.D., Papadimitriou, A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, no. 7-10, 547-558*.
- Bouckovalas, G.D., Papadimitriou, A.G. (2005). Multi-Variable relations for soil effects on elastic response spectra. *Technika Chronika, eds. Technical Chamber Greece, 25(1): 23 - 36, Jan – Apr*.
- Bouckovalas, G.D., Papadimitriou, A.G. (2006). Aggravation of seismic ground motion due to slope topography, *First International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 1171*.
- Cavallaro A., Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2008). Site Response Analysis of the Monte Po Hill in the City of Catania. *MERCEA'08 - The 2008 Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake – 08-11 July, 2008 – Reggio Calabria and Messina – Italy - CP1020, 2008 Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, edited by A. Santini and N. Moraci - © 2008 American Institute of Physics, ISBN: 978-0-7354-0542-4/08*.
- Çelebi M. (1991). Topographical and Geological amplification: Case Studies and engineering implications. *Structural Safety, 10 (1991) 199-217. Elsevier Science Publisher B.V. 0167-4730/91/\$03.50 © 1991*.

- Çelebi M., Bazzurro P., Chiaraluce L., Clemente P., Decanini L., DeSortis A., Ellsworth W., Gorini A., Kalkan E., Marcucci S., Milana G., Mollaioli F., Olivieri M., Paolucci R., Rinaldis D., Rovelli A., Sabetta F., Stephens C. (2010). Recorded Motions of the 6 April 2009 Mw 6.3 L'Aquila, Italy, Earthquake and Implications for Building Structural Damage: Overview. *Earthquake Spectra, Volume 26, No. 3, pages 651–684, August 2010; © 2010, Earthquake Engineering Research Institute.*
- CNR (1986). Elementi per una guida alle indagini di Microzonazione Sismica. Progetto Finalizzato Geodinamica. *CNR, Quaderni della ricerca scientifica, N. 114.*
- Chopra A.K. (2000). Dynamics of Structures, *2nd Ed., Prentice Hall.*
- Corradi Dell'Acqua L. (1993). Meccanica delle strutture – 2° volume. Le teorie strutturali ed il metodo degli elementi finiti. *Collana di Istruzione Scientifica, Mc Graw Hill Libri Italia srl.*
- Costanzo A., D'Onofrio A., Lanzo G., Pagliaroli A., Penna A., Puglia R., Santucci De Magistris F., Sica S., Silvestri F., Tommasi P. (2007). Seismic Response of Historical Centres in Italy. *Workshop Geotechnical EE related to monuments and historical centres, Thessaloniki, 2007.*
- Costanzo A., Silvestri F., Lampitiello S., Olivares L., Lanzo G., Tommasi P. (2004). Vulnerabilità sismica di centri storici su rilievi: i casi di Bisaccia, Orvieto, Gerace, *XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova. ANIDIS, Roma.*
- Costanzo A., Silvestri F., Lanzo G., Guerra I. (2006). Analisi di fenomeni deformativi di pendii e rilievi in condizioni sismiche: Il caso di Gerace, *Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica (XIX Ciclo), capitolo V.*
- Crespellani T., Garzonio C.A., Madiati C., Vannucchi G. (1997). A methodology for the seismic microzonation of historical nuclei in Central Italy. *European Earthquake Engineering*, n. 1, 1997, pp.46-60.
- Cubellis E., Marturano A. (2004). Il terremoto del Molise del 31 Ottobre 2002 – Indagine macrosismica. *Atti de XXIII° Convegno Nazionale GNGTS, CNR Roma, 15-16 dicembre 2004.*
- Diankui L., Feng H. (1991). Scattering of plane SH-waves by cylindrical canyon of arbitrary shape, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 10: 249-255.*
- Di Capua G., Lanzo G., Luzi L., Pacor F., Paolucci R., Peppoloni S., Scasserra G., Puglia R. (2009). Caratteristiche geologiche e classificazione di sito delle stazioni accelerometriche della RAN ubicate a L'Aquila. *Report S4 Project (<http://esse4.mi.ingv.it/>), June 2009.*
- D.M. 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. *D.M. 14.01.2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale 04.02.2008.*
- Dolce M., Masi A., Samela C., Santarsiero G., Vona M., Zuccaro G., Cacace F., Papa F. (2004). Esame delle caratteristiche tipologiche e del danneggiamento del patrimonio edilizio di

San Giuliano di Puglia, *Atti de "XI Congresso Nazionale L'ingegneria sismica in Italia, Genova 25-29 Gennaio 2004"*.

EERA (2000). <http://gees.usc.edu/GEES/Software/EERA2000/Default.htm>

Ferraro A. (2007). Analisi della risposta sismica locale di San Giuliano di Puglia (CB). *Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università di Catania, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, a.a. 2006-2007*.

Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2008). Analisi Bidimensionale della Risposta Sismica del Pendio di Monte Po (Catania). *Atti del Convegno Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2008 Catania – 15-16-17 Settembre 2008. Bologna – Patron Editore ISBN /ISSN: 8855530118*.

Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2009). Site effects evaluation procedures for performance-based design. *International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice" June 15-18, 2009 – Tokyo – Japan Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – Kokusho, Tsukamoto & Yoshimine (eds) © 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55614-9*.

Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2009). Analisi di risposta sismica locale nel centro urbano di San Giuliano di Puglia. *ANIDIS 2009 - XIII Convegno di Ingegneria Sismica, organizzato da "Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica" Bologna – 28 Giugno - 2 Luglio 2009 ISBN 978-8-8904-29200*.

Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2009). Seismic Vulnerability of a slope in Central Italy. *First International Conference on Disaster Management and Human Health 2009 - September 23-25, 2009 - The New Forest, UK Witpress, ISBN 978-1-84564-202-0*.

Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2010). Topographic Site Effects Evaluation for the Monte Po Hill in the City of Catania (Italy). *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss. May 24-29, 2010 – San Diego – California*.

Maugeri M., Simonelli A. L., Ferraro A., Grasso S., Penna A. (2010). Recorded ground motion and site effects evaluation for the april 6, 2009 L'Aquila earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Foti S., Lo Presti D.C.F., Pallara O., Rainone M., Signanini P. (2002). Indagini geotecniche per la caratterizzazione del sito di Castelnuovo di Garfagnana, *Rivista Geotecnica Italiana*.

Gazetas G. (1982). Vibrational characteristics of soil deposits with variable wave velocity, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 6.

Gazetas G., Kallou P.V., Psarropoulos P.N. (2002). Topography and soil effects in the Ms=5.9 Parnitha Athens earthquake: the case of Adames, *Nat Hazards* 27, no. 1-2, 133–169.

Geli L., Bard P.Y., Jullien B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *BSSA*, Vol. 78, 42-63.

Giaccio B., Ciancia S., Messina P., Pizzi A., Saroli M., Sposato A., Cittadini A., Di Donato V., Esposito P., Galadini F. (2004). Caratteristiche geologico-geomorfologiche ed effetti di

- sito a San Giuliano di Puglia (CB) e in altri abitati colpiti dalla sequenza sismica dell'ottobre-novembre 2002. *Il Quaternario (Italian Journal of Quaternary Sciences)*, 17 (1), Ed. Aiqua, pp. 83-99.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v. 98, n. SM7.
- Hudson M., Idriss I.M., Beikae M. (1994). QUAD4M: a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base, *Centre for Geotechnical Modelling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, Davis California*.
- Idriss I.M., Sun J.I. (1992). SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, *User's Guide, University of California, Davis, California*.
- I.N.G., G.N.D.T., S.G.A., S.S.N. (1999). Catalogo parametrico dei Terremoti italiani. Ed. Compositori. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>.
- I.N.G.. Contributi allo studio del terremoto della Sicilia Orientale del 13-12-1990. Roma pubblicazione n.°537.
- Ishibashi I., Zhang X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, *Soil and Foundations, JSSMFE*, v. 33, n. 1, pp. 1129-1143.
- Kokusho T., Esashi Y. (1981). Cyclic triaxial tests on sands and coarse materials. *X ICSMFE, Vol. 1, 673-676, (1981)*.
- Kondner R.L. & Zelasko J.S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands, *Proceedings, 2nd Pan American Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Brazil*, v. 1, p. 281.
- Kramer S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering, *Prentice Hall, Englewood Cliff (New Jersey)*.
- Lanzo G., Silvestri F. (1999). Risposta sismica locale: teoria ed esperienze, *Argomenti di ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni, Benevento*.
- Lo Presti D., Lai C., Camelliti A., Crespellani T.O. (2000). Analisi non lineare della risposta sismica dei terreni, *Atti del Convegno GeoBen 2000, Geological and Geotechnical Influences in the Preservation of Historical and Cultural Heritage, Torino 7-9 giugno*, pp. 601-612.
- Lo Presti D., Luzi L., Pergalani F., Petrini V., Puci I., Signanini P. (2002). Determinazione della risposta sismica dei terreni a Castelnuovo Garfagnana (Lucca), *Rivista Italiana di Geotecnica 3/2002*, 61-74.
- Lysmer J., Kuklemeyer L. (1969). Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 859-877.
- Makra K., Chavez Garcia F.J., Raptakis D., Ptilakis K. (2005). Parametric analysis of the seismic response of a 2D sedimentary valley: implications for code implementations of complex site effects, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25 (2005)* pp 303-315.

- Matasovic N., Vucetic M. (1965). Seismic Response of Soil Deposits Composed of Fully-Saturated Clay and sand, *Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, v. 1, pp. 611-616.*
- Maugeri M., Carruba P., Frenna S. M. (1988). Frequenze e modi di vibrazione dei terreni eterogenei, *Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXII, n. 3, luglio-settembre.*
- Maugeri M., Cavallaro A., Grasso S. (2006). Clay Soil Characterization by the New Seismic Dilatometer Marchetti Test (SDMT). *Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference, Washington , April 2-5,2006. R. A. Failmezger, J. B. Anderson Editors 261-268.*
- Maugeri M., Cavallaro A., Grasso S. (2006). Dynamic Clay Soils Behaviour by Different Laboratory and in Situ Tests. *Symposium to celebrate Prof. Tatsuoka's 60th birthday, Roma. Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Solid Mechanics and Its Applications, 2007, Volume 146, Part 7, 583-594, DOI: 10.1007/978-1-4020-6146-2_39.*
- Maugeri M., Grasso S. (2009). The role of soil properties in performance-based design. *Proc. First International Conference on Performance-Based Design In Earthquake Geotechnical Engineering. Tokyo 15-18 June 2009. (Theme Lecture).*
- Maugeri M., Silvestri F., Amoroso S., D'Onofrio A., Evangelista L., Foti S., Lanzo G., Madiari C., Maraschini M., Monaco P., Pagliaroli A., Santucci De Magistris F., Simoni G., Totani G. (2010). Geotechnical characterization of the soils in the Aterno Valley for seismic site response analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering.*
- Monaco P., Totani G., Barla G., Cavallaro A., Costanzo A., D'Onofrio A., Evangelista L., Foti S., Grasso S., Lanzo G., Madiari C., Maraschini M., Marchetti S., Maugeri M., Pagliaroli A., Pallara O., Penna A., Saccetti A., Santucci de Magistris F., Scasserra G., Silvestri F., Simonelli A.L., Simoni G., Tommasi P., Vannucchi G., Verrucci L. (2009). Geotechnical Aspects of 2009 L'Aquila Earthquake. *Proc. Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, 2-3 October 2009 in Alexandria, Egypt.*
- Monaco P., Santucci De Magistris F., Grasso S., Marchetti S., Maugeri M., Totani G. (2010). Analysis of the Liquefaction Phenomena in the Village of Vittorito (L'Aquila). *BEE Special Issue on L'Aquila Earthquake.*
- Mucciarelli M., Masi A., Vona M., Gallipoli M.R., Harabaglia P., Caputo R., Piscitelli S., Rizzo E., Picozzi M., Albarello D., Lizza C. (2003). Quick survey of the possible causes of damage enhancement observed in San Giuliano after the 2002 Molise, Italy seismic sequence. *Imperial College Press, Journal of Earthquake Engineering, 7, Issues 4, 599-614.*
- Pagliaroli A. (2010). Comunicazione personale.
- Pagliaroli A. (2006). Studio numerico e sperimentale dei fenomeni di amplificazione sismica locale di rilievi isolati, *Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica (18° Ciclo).*
- Park D., Hashash Y.M.A. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis, *Journal of Earthquake Engineering, 8(2) pp. 249-74.*

- Park D., Hashash, Y. M. A. (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22(7), 611-624.
- Pergalani F., Romeo R., Luzi L., Petrini V., Pugliese A., Sano T. (1999). Seismic microzoning of the area struck by Umbria-Marche (Central Italy) Ms 5.9 earthquake of 26 September 1997, *Soil Dyn. And Earth. Eng.* 18, pp. 279-296.
- Postpischl D. (1985). Catalogo dei terremoti italiani dall'anno 1000 al 1980., *Quaderni della Ricerca Scientifica*, 114, 2B, Bologna 1985, 239 pp.
- Puglia A., Addia R. (Comune Di Catania, 1997). Collina di Monte Po: studio geologico e geotecnico dei terreni interessati da frana. *Relazione esecutiva e risultati delle prove di laboratorio.*
- Puglia R., Lanzo G., Pagliaroli A., Sica S., Silvestri F. (2007). Ground motion amplification in San Giuliano di Puglia (Southern Italy) during the 2002 Molise Earthquake. *IV International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no.1611.*
- Ramberg W., Osgood W.R (1943). Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters, *Tech. Note 906, Nat. Advisor Committee for Aeronautics, Washington DC.*
- Rayleigh J.W.S., Lindsay R.B. (1945). *The Theory of Sound, Dover Publications, New York.*
- Rayleigh J.W.S., Lindsay R.B. (1945). *The theory of sound, v. 2(1), New York: Dover Publications.*
- Roesset J. M. (1977). Soil amplification of earthquake, *Chapter 19 in C.S. Desai and J. T. Chistian, eds., Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill, New York, pp. 639-682.*
- Sanchez-Sèsma, F. J., Campillo M. (1991). Diffraction of P, SV and Rayleigh waves by topographic features. A boundary integral formulation, *Bull. Seism. Soc. Am.* 81, no. 6, 2234-3353.
- Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B. (1972). A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, *User's Manual, EERC, Berkley, California.*
- Schreyer H. (1977). One dimensional elastic waves in inhomogeneous media, *Journal Engineering Mechanics Division, ASCE, v. 103, EM5.*
- Semblat J.F., Dangla P., Duval A.M. (2002). Seismic site effects in a deep alluvional basin: numerical analyses by the Boundary Element Method. <http://arxiv.org/ftp/arxiv/papers/0901/0901.3709.pdf>
- Semblat J.F., Kham M., Parara E., Bard P.Y., Pitilakis K., Makra K., Raptakis D. (2009). Seismic wave amplification: basin geometry vs soil layering. *The 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE): Part 1 Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(7-10), 2005, Pages 529-538.*
- Shafique M., Van Der Meijde M., Kerle N., Van Der Meer F., and Asif Khan M. (2008). Predicting topographic aggravation of seismic ground shaking by applying geospatial tools. *Journal of Himalayan Earth Sciences* 41 (2008) 33-43.

- Sills L.B. (1978). Scattering of Horizontally polarized shear waves by surface irregularities. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society Volume 54, Issue 2, pages 319–348, August 1978.*
- Silvestri F., Vitone C., D’Onofrio A., Cotecchia F., Puglia R., Santucci De Magistris F. (2006). The Influence of meso-structure on the mechanical behaviour of a marly clay from low to high strains. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Solid Mechanics and Its Applications, 2007, Volume 146, Part 4, 333-350.*
- Simonelli A. L., Sica S., Moccia F., Penna A., Lucadamo C., Mitrione A., Mosca P., Moscato T., Rotella M., Spatola M. G., Zarra S. (2009). Rapporto preliminare sugli effetti indotti sull’ambiente fisico dalla sequenza sismica dell’aquilano. *Ver. 1.5, Working group AGI-ReLUIIS, www.reluis.it.*
- Smith, W. D. (1975). The application of finite element analysis to body wave propagation problems, *Geophys. J. 42, 747–768.*
- Stewart J. P. (Ed.), Di Capua G., Kayen R. E., Scott Kieffer D., Button E., Biscontin G., Scasserra G., Lanzo G., Tommasi P., Pagliaroli A., Silvestri F., d’Onofrio A., Simonelli A.L., Puglia R., Mylonakis G., Athanasopoulos G., Vlahakis V. - GEER Association Report No. GEER-016, (Version 1. May 6, 2009), Preliminary Report on the Seismological and Geotechnical Aspects of the April 6 2009 L’Aquila Earthquake in Central Italy. *www.geerassociation.org*
- Totani G., Marchetti S., Monaco P., Calabrese M. (1999). Impiego della prova dilatometrica (DMT) nella progettazione geotecnica. *AGI - Associazione Geotecnica Italiana – XX Convegno Nazionale di Geotecnica Parma 22-25 Settembre 1999, pp. 301-308.*
- Trifunac M.D. (1973). Scattering of plane SH waves by a semi-cilindrical canyon, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1: 267-281*
- UNI EN, (1998). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *European Standard. Final draft prEN 1998.*
- Wong H. L. (1982). Effect of surface topography on the diffraction of P, SV and Rayleigh waves, *Bulletin of the Seismological Society of America, 72: 1167-1183*
- Yamada S., Hyodo M., Orense R.V.D.S., Hyodo T. (2008). Strain-dependent dynamic properties of remodeled sand-clay mixtures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 134(7), 972-81*
- Zhang B., Papargorgious A.S., Tassoulas J.L. (1998). A Hybrid numerical technique, combining the finite element and Boundary element methods, for modelling the 3D response of 2D scatterers. *BSSA, Vol. 88, 1036-1050.*
- Zekkos D., Bray J.D., Riemer M.F. (2006). Shear modulus sand material damping of municipal solid waste based on large-scale cyclic triaxial testing. *Canadian Geotechnical Journal 45(1), 45-58.*

Ringraziamenti

Giunto alla fine di questo lavoro ritengo doveroso spendere due parole anche verso coloro che mi hanno aiutato e sostenuto in questo lungo e faticoso percorso.

Sembra ieri, invece sono trascorsi ben tre anni dall'esame di ammissione al Dottorato di Ricerca, tre anni che, per vari motivi, hanno caratterizzato fortemente la mia crescita umana e professionale.

Il primo ringraziamento sentito è indirizzato al Prof. Maugeri, per aver scommesso su di me e per aver creduto nella mia persona. Grazie per il tempo dedicatomi, per la disponibilità ad ogni mia richiesta e per gli indispensabili consigli offerti. Grazie anche per le nottate trascorse a lavoro in dipartimento e per i continui incoraggiamenti. E' stato un onore sentirsi definire, dal punto di vista scientifico, un suo figlio.

Un ringraziamento speciale all'Ing. Salvatore Grasso, un amico, una persona onesta, schietta e sincera, sulla quale ho sempre potuto contare. Grazie per la chiarezza e per l'estrema disponibilità e competenza; sempre presente, sempre pronto a consigliarmi ed a fugare ogni dubbio in ogni momento; grazie per l'amicizia e per la lealtà dimostrata in tutte le occasioni.

Ringrazio gli Ing. Antonio Cavallaro e Giovanni Biondi per i consigli dispensati e per i momenti di confronto concessi. Un sentito grazie all'Ing. Alessandro Pagliaroli per i consigli forniti a distanza, tra una telefonata ed una e-mail, puntualmente rivelatisi preziosi ed efficaci.

Un fortissimo ringraziamento per la costante fiducia e il grande affetto va alla mia famiglia, e in particolar modo a mia madre e mio padre, senza i quali non sarei mai potuto arrivare sin qui.

Grazie infine ai "fantastici 7" della mia splendida famiglia, ed in particolar modo a mia madre e mio padre che, sempre pronti a sostenermi, anche a costo di sacrifici, mi sono sempre stati vicini. Un ringraziamento, infine, alla mia ragazza Inés, che è entrata attivamente nella mia vita da quasi un anno ma è come se ci fosse stata da sempre, donandomi tanta felicità e facendomi provare sentimenti ed emozioni che non credevo potessero esistere.

Grazie a tutti, anche a quelli che non hanno mai creduto in me e che mi hanno ostacolato, e denigrato, definendo "aria fritta" il mio lavoro di ricerca: mi hanno permesso di attingere a piene mani dalle vasche della buona volontà, portandomi a concludere questo lungo e faticoso percorso di studi.