



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)
Banchina F - Val da Rio
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925
Fax +39 041 4967 914
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna
Via M. E. Lepido, 182/2
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano
Via Caccialepori, 27

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

A - PARTE GENERALE

Studio di microzonazione sismica

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

A013

DATA: Ottobre 2017	SCALA: -	FILE: 1044_A013_0.pdf	J.N. 1044
PROGETTO A. Callerio	DISEGNO D. Tonoli	VERIFICA E. Faccioli	APPROVAZIONE V. Pastore



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl
ingegneria geotecnica - ingegneria sismica - ingegneria ambientale
geologia applicata

NUOVA CO.ED.MAR. SRL

Chioggia (VE)

MESSINA - TREMESTIERI

Determinazione dello spettro di risposta di sito

08967-010R01-TON-FAC-CAE

Emissione	Data	Redatto		Controllato	Approvato
E01	02/03/2017	Alberto Callerio		Ezio Faccioli	Valeriano Pastore
		Daniela Tonoli			
E02	25/05/2017	Alberto Callerio		Ezio Faccioli	Valeriano Pastore
		Daniela Tonoli			
E03	03/11/2017	Alberto Callerio	<i>AC</i>	Ezio Faccioli	Valeriano Pastore
		Daniela Tonoli	<i>D.Tonoli</i>		



Reg. CH-20504
ISO 9001:2008
ISO 14001:2004
OHSAS 18001:2007

Sede Legale e Uffici : via Ripamonti 89 - 20141 Milano - Tel.: +39 025220 141.1 - Fax: +39 025691845
Email : info@studiogeotecnico.it - P.E.C. : sgi@legalmail.it - Sito Web: www.studiogeotecnico.it
Cap. Soc. € 1.550.000 i.v. - Codice Fiscale e Registro delle Imprese di Milano 00506080019 - R.E.A. MI 691783 - P. IVA IT11261240151

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	1
2.1	Documenti di progetto.....	1
2.2	Bibliografia	2
3.	SELEZIONE DEL PROFILO DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO (V_s)	4
4.	INPUT SISMICO	13
5.	MODELLI PER LE PROPRIETÀ DINAMICHE DEI TERRENI (CURVE DI DEGRADO)	19
6.	ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D	21
6.1	Modello non lineare	21
6.2	Modello 1D e massima frequenza propagata.....	23
6.3	Risultati.....	24
7.	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	29

1. INTRODUZIONE

Questa relazione illustra lo studio della risposta sismica di sito svolto per calcolare lo spettro di risposta elastico applicabile in verifiche allo stato limite SLV della struttura del nuovo molo foraneo del porto di Tremestieri (Messina), seguendo il procedimento previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni¹ (nel seguito NTC2008) al par. 3.2.2.

Lo studio si caratterizza per:

1. lo sfruttamento di tutte le misure affidabili di parametri dinamici del terreno realizzate in sito o in prove cicliche di laboratorio su provini ricostituiti;
2. la valutazione esplicita dell'influenza della variabilità dei profili di velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio misurati in sito.

Lo spettro di risposta di accelerazione ottenuto, risultando significativamente inferiore allo spettro standard delle NTC2008 per suolo di classe C nell'intervallo di periodi di vibrazione tra 0.0 e 0.8 s, conferma la rilevanza pratica dello studio svolto.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti di progetto

- [1] CO.ED.MAR, Comune di Messina – Lavori di costruzione della piattaforma logistica intermodale tre mestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio funzionale, Progetto definitiva adeguato in ottemperanza all'art 14 comma 6 del disciplinare di gara, Parte generale, Relazione descrittiva, 17 Aprile 2015, N° doc. A001R, rev. a.
- [2] CO.ED.MAR, Comune di Messina – Lavori di costruzione della piattaforma logistica intermodale tre mestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio funzionale, Progetto definitiva adeguato in ottemperanza all'art 14 comma 6 del disciplinare di gara, Parte generale, Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sedimentologica, 17 Aprile 2015, N° doc. A002R, rev. a.
- [3] CO.ED.MAR, Comune di Messina – Lavori di costruzione della piattaforma logistica intermodale tre mestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio

¹ Norme Tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04.02.2008 – Supplemento Ordinario n. 159

funzionale, Progetto definitive adeguato in ottemperanza all'art 14 comma 6 del disciplinare di gara, Parte generale, Allegati alla relazione geologica (indagini geotecniche), 17 Aprile 2015, N° doc. A003R, rev. a.

- [4] CO.ED.MAR, Comune di Messina – Lavori di costruzione della piattaforma logistica intermodale tre mestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio funzionale, Progetto definitive adeguato in ottemperanza all'art 14 comma 6 del disciplinare di gara, Parte generale, Relazione geotecnica, 17 Aprile 2015, N° doc. A006R, rev. a.
- [5] CO.ED.MAR, Comune di Messina – Lavori di costruzione della piattaforma logistica intermodale tre mestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio funzionale, Progetto definitive adeguato in ottemperanza all'art 14 comma 6 del disciplinare di gara, Parte generale, Relazione di calcolo strutture molo foraneo, 17 Aprile 2015, N° doc. H001R, rev. a.
- [6] CO.ED.MAR - GEOGAV, Messina Tremestieri – Relazione sulle indagini geofisiche, 28 Gennaio 2015, Rapporto di prova 3714/G, rev. 0.

2.2 Bibliografia

- [7] Groholski D., Hashash Y., Musgrove M., Harmon J, Kim B.,(2015) Evaluation of 1-D Non-linear Site Response Analysis using a General Quadratic/Hyperbolic Strength-Controlled Constitutive Model, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 November 2015 Christchurch, New Zealand
- [8] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M, Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2015) "DEEPSOIL 6.0, User Manual" 104 p.
- [9] Hashash, Y. M. A., C. Phillips and D.R. Groholski (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. Fifth International Conference in Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, CA. CD-Volume: OSP 4.
- [10] Masing, G. (1926). "Eigenspannungen and verfertigung beim messing." Proc. 2nd Int. Congress on Applied Mech., Zurich, Switzerland.
- [11] Matasovic, N. (1993). "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits," Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles.

- [12] Seed, H. B., Idriss, I. M. (1970) "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report No. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 48 p. (as cited in the EERA Manual, Bardet et al., 2000).
- [13] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [14] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.

3. SELEZIONE DEL PROFILO DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO (V_s)

La definizione del profilo di rigidezza a taglio del terreno è un aspetto cruciale delle analisi di risposta sismica locale. Sono state qui esaminati i risultati di tutte le misure disponibili, tanto dirette (in foro) quanto indirette (dalla superficie, e applicazione di tecniche di inversione), per ottenere una valutazione d'insieme delle velocità delle onde di taglio (V_s) nell'area investigata e della loro dispersione.

Presso il sito di interesse sono state effettuate due campagne di indagini, nel 2008 e nel 2014; si dettagliano qui le prove considerate per la valutazione della rigidezza dinamica a taglio del profilo stratigrafico, ovvero:

- 1) Indagini Geofisiche eseguite da Università degli studi di Messina, 2008 (elaborato SS-GF, all'interno del Doc. Rif. [3]): in un Cross-Hole (CH10) e in due prove Down-Hole (DH9 e DH11), che raggiungono rispettivamente profondità di 50, 40 e 30 m. I risultati di queste misure sono mostrati in Figura 3.1.
- 2) Indagini Geofisiche eseguite da GEOGAV, 2015 (Doc. Rif. [6]), 10 tomografie sismiche a riflessione, 8 prove Down-Hole fino a 30m di profondità e 2 prove MASW. In Figura 3.2 sono riportati i risultati delle misure Down-Hole selezionate per la definizione del profilo di riferimento poiché in prossimità dell'area di interesse. I profili di velocità forniti dalle prove MASW sono illustrati in Figura 3.3. Questi profili non sono stati considerati in questo studio, in quanto localizzati lontano dalla spiaggia, oltre la ferrovia. Per le sezioni di tomografia si fa pure riferimento al documento [6], ma queste prove non sono state considerate nella definizione del profilo di rigidezza poiché sono state valutate meno affidabili delle misure in foro.
- 3) Indagine stratigrafica mediante misure di sismica passiva (HVSr) a stazione singola eseguita dall'Università degli Studi di Messina, 2008 (rapporto tecnico all'interno del Doc. Rif. [3]). Valutazione dei rapporti H/V da microtremiti per 8 punti nell'area di interesse e conversione in profili di velocità. I profili di velocità sono illustrati in Figura 3.4.
- 4) Sondaggi e prove SPT offshore eseguiti da GEOGAV (all'interno del Doc. Rif. [3]). I tre sondaggi SPT (P1, P2 e P3) disponibili sono stati convertiti in stime di V_s attraverso la relazione empirica di Ohta & Goto (1978) e i profili così ottenuti sono illustrati in Figura 3.5.

Nella definizione del profilo da usare nelle analisi si sono tenute in maggiore considerazione le prove realizzate sulla spiaggia, le più vicine all'area del costruendo molo, e i tre sondaggi offshore. Le misure geofisiche in foro sono state considerate, secondo la prassi, più affidabili rispetto ai profili HVSR e alle tomografie. La localizzazione delle prove selezionate è mostrata in Figura 3.6.

Per le analisi di risposta sismica locale con modelli di propagazione 1D sono stati definiti tre profili di riferimento per V_s : un profilo medio rappresentativo del sito e due profili limite (minimo e massimo) per includere nell'analisi la variabilità delle misure a disposizione.

I tre profili analizzati sono illustrati in Figura 3.7 assieme ai dati ottenuti dalle prove geofisiche e geotecniche considerate di maggiore interesse e affidabilità per l'area del nuovo molo. La Figura 3.7 mostra i profili di V_s in funzione della profondità dal p.c.; essendo le quote assolute delle singole prove selezionate simili fra loro per tutti i sondaggi eseguiti sulla spiaggia, i grafici in funzione della profondità non mostrano differenze significative rispetto a quelli in funzione dell'elevazione (quote assolute). Occorre invece prestare maggiore attenzione ai sondaggi eseguiti a mare poiché in questo caso si passa da quote sulla spiaggia di pochi metri sopra il livello marino a profondità del fondale di circa 10m. Si è preferito rappresentare il profilo di riferimento in funzione della profondità nell'ipotesi che gli strati del terreno siano grosso modo paralleli al fondale marino anziché orizzontali.

I tre profili elaborati differiscono significativamente fra loro fino a 40m di profondità, visto che nella porzione superficiale i dati presentano una maggiore dispersione ed, inoltre, sono gli strati prossimi alla superficie a influenzare maggiormente la risposta sismica del terreno. Nell'intervallo da 40 m a 80 m di profondità è stata assegnata una velocità costante di 550m/s per tutti i profili, sulla base dei risultati della prova CrossHole CH10, che raggiunge una profondità di 50m.

Sono state considerate come substrato roccioso "sismico" le metamorfite, che vengono incontrate nei sondaggi S19 a 40 m e S20 a 80 m (Doc. Rif. [3]); si è ipotizzato quindi il bedrock a 80m.

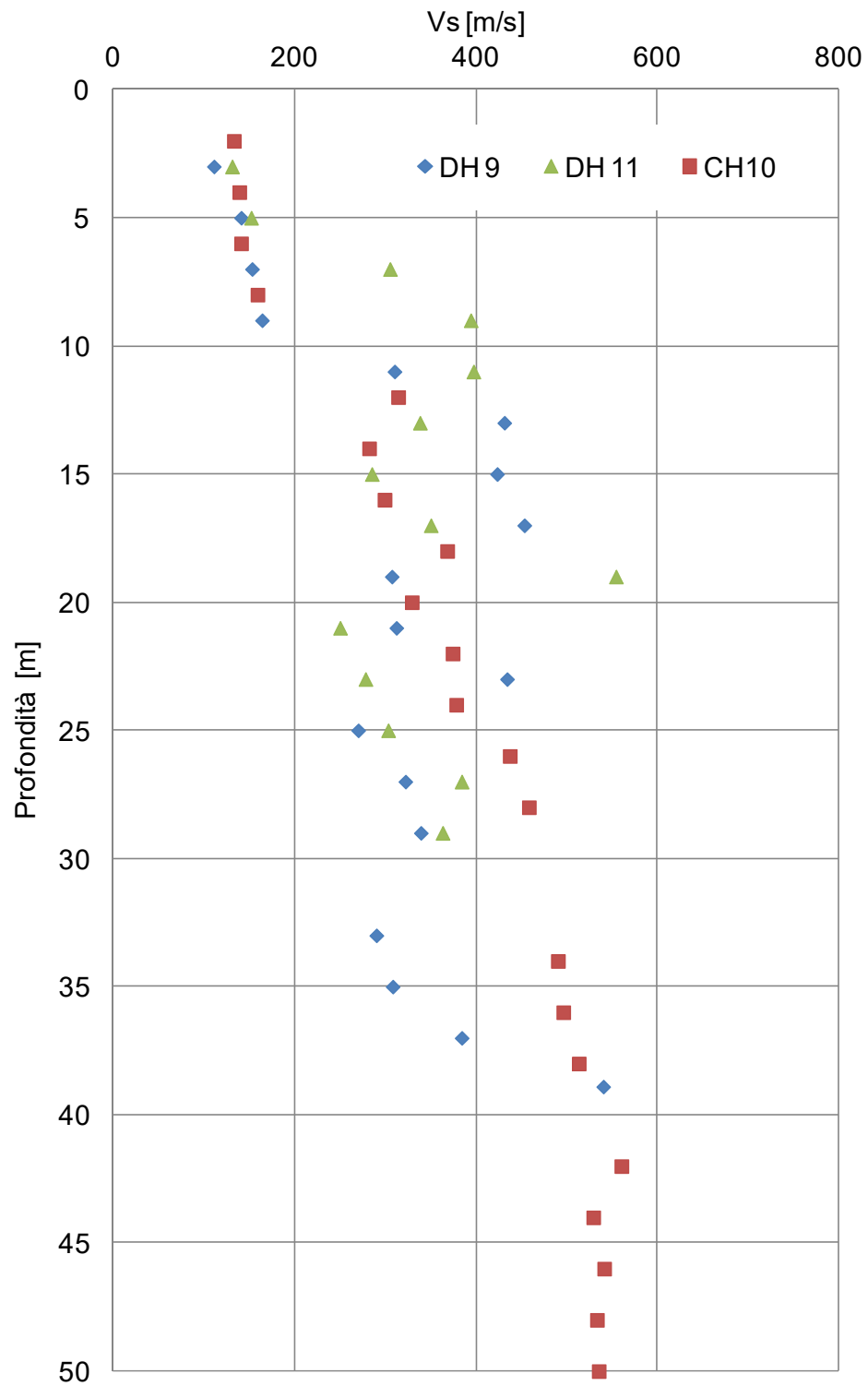


Figura 3.1: Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) misurate in prove geofisiche in foro (Down-Hole e Cross-Hole) realizzate dall'Università di Messina nel 2008 (Doc. Ref. [3]).

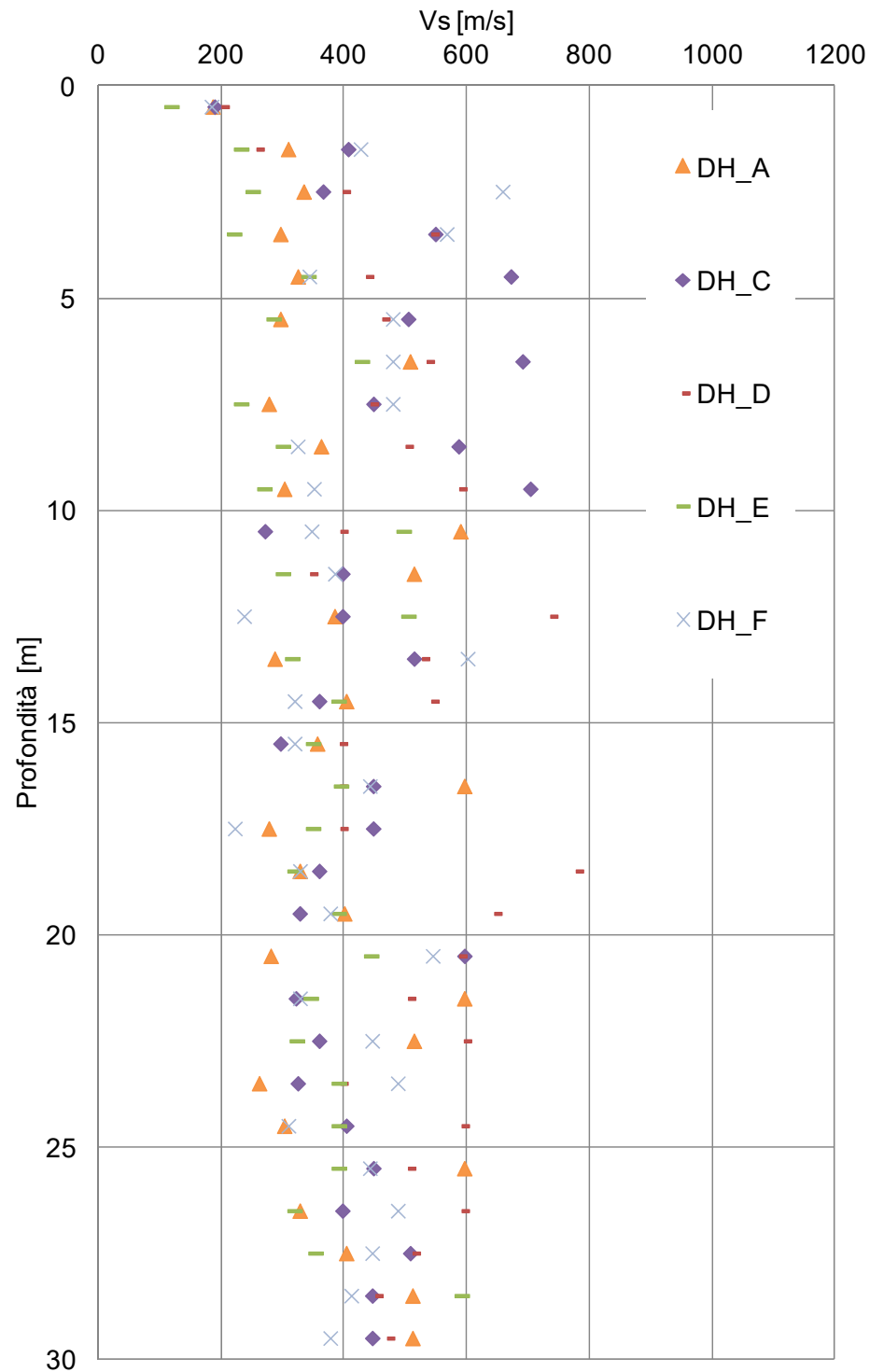


Figura 3.2: Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) misurate in prove geofisiche Down-Hole, eseguite da GEOGAV (Doc. Rif. [6]).

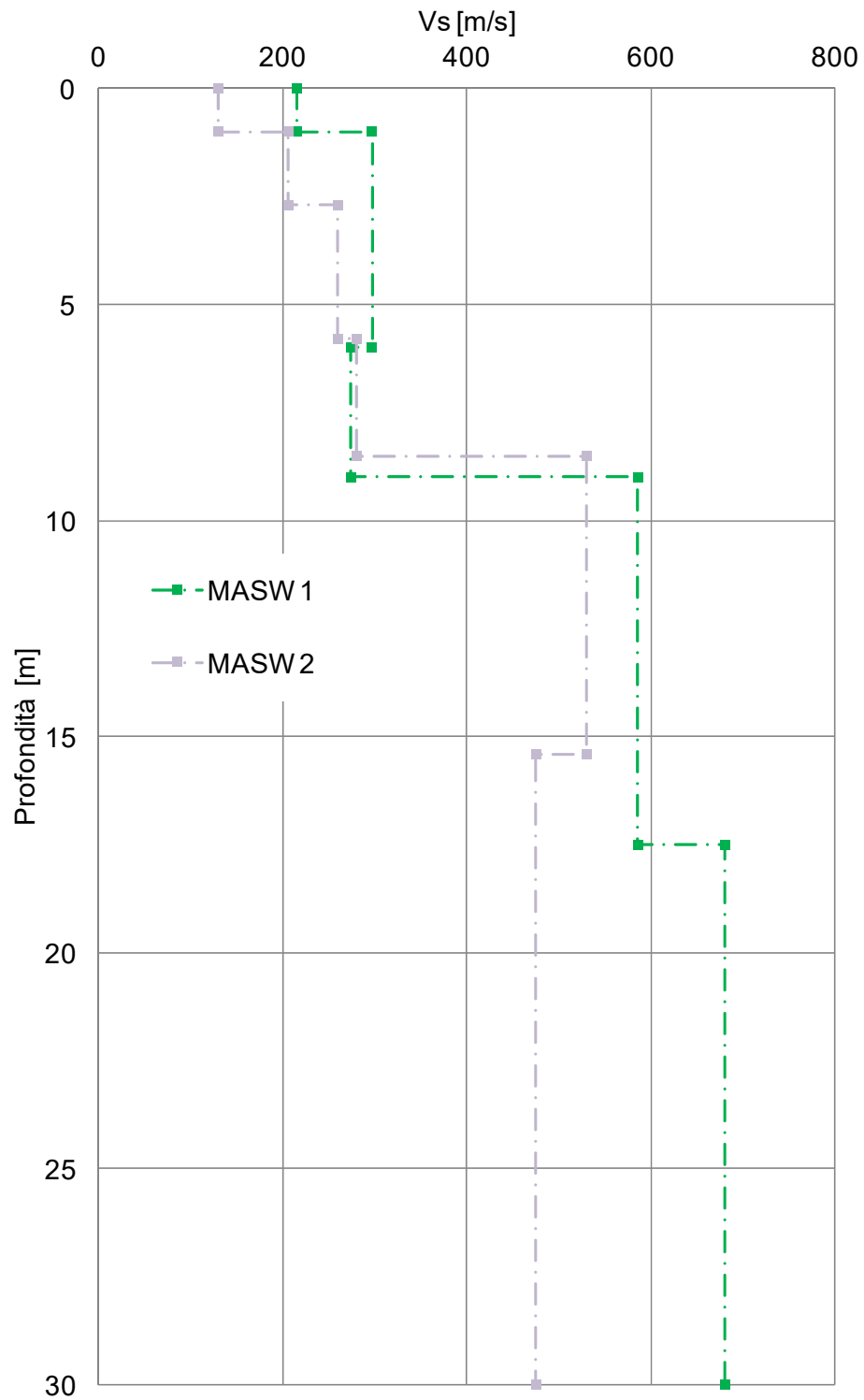


Figura 3.3: Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) da prove indirette di tipo MASW, eseguite da GEOGAV (Doc. Rif. [6]).

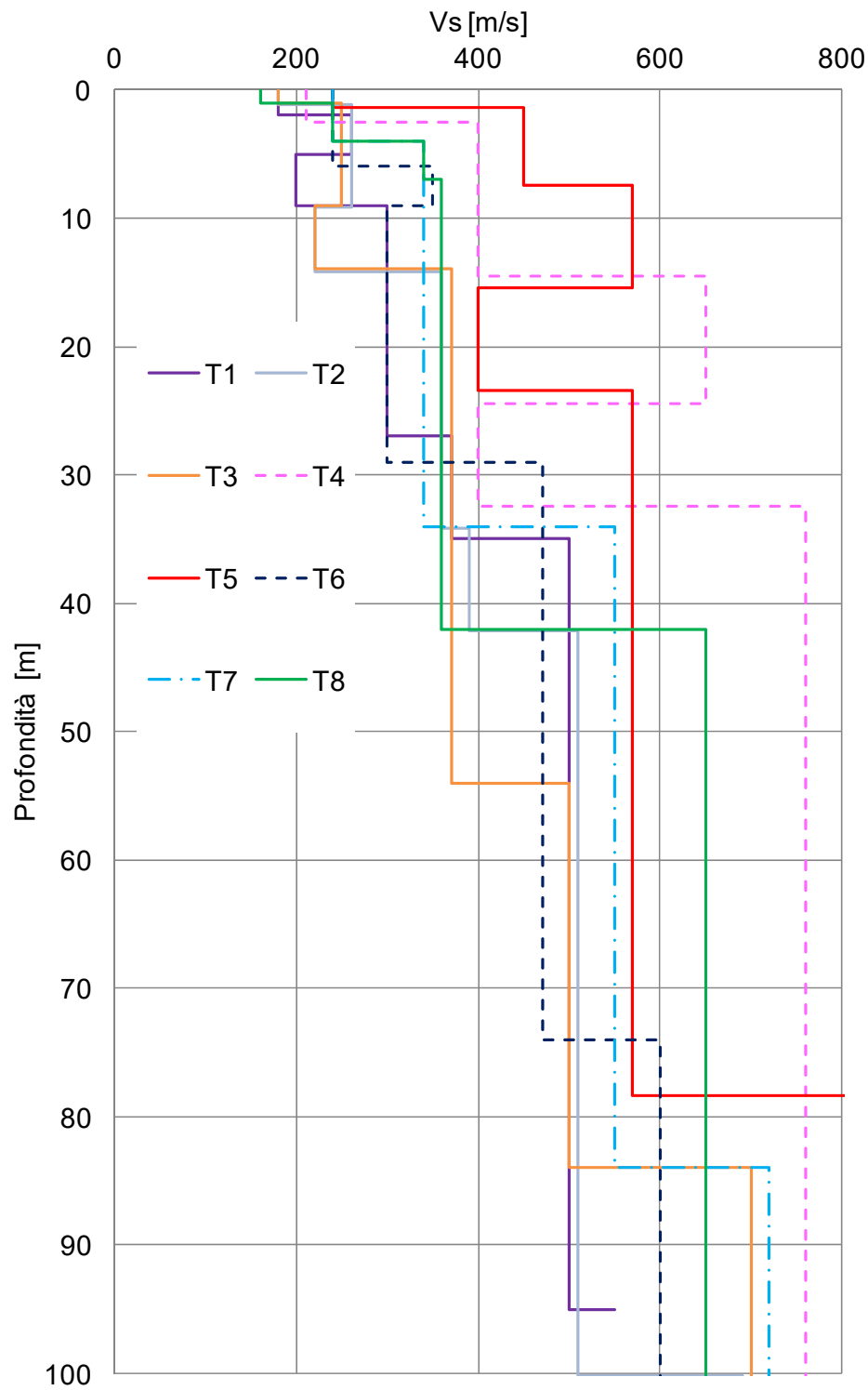


Figura 3.4: Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) da prove di sismica passiva HVSR (Horizontal/Vertical Spectral Ratio), eseguite dall'Università degli Studi di Messina (Doc. Rif. [3]).

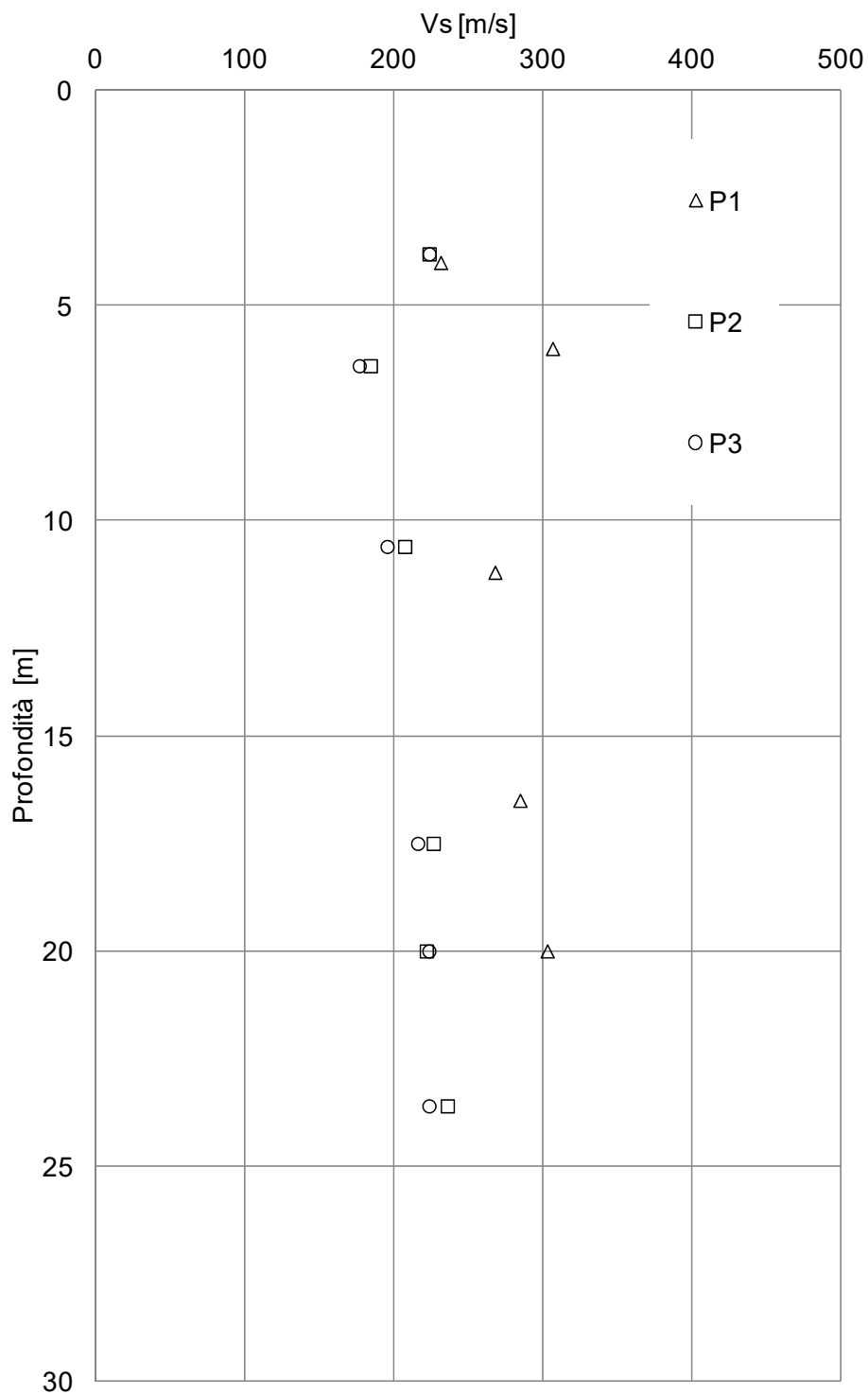


Figura 3.5: Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) stimate da correlazioni empiriche a partire da prove SPT, eseguite in mare da GEOGAV (Doc. Rif. [3]).

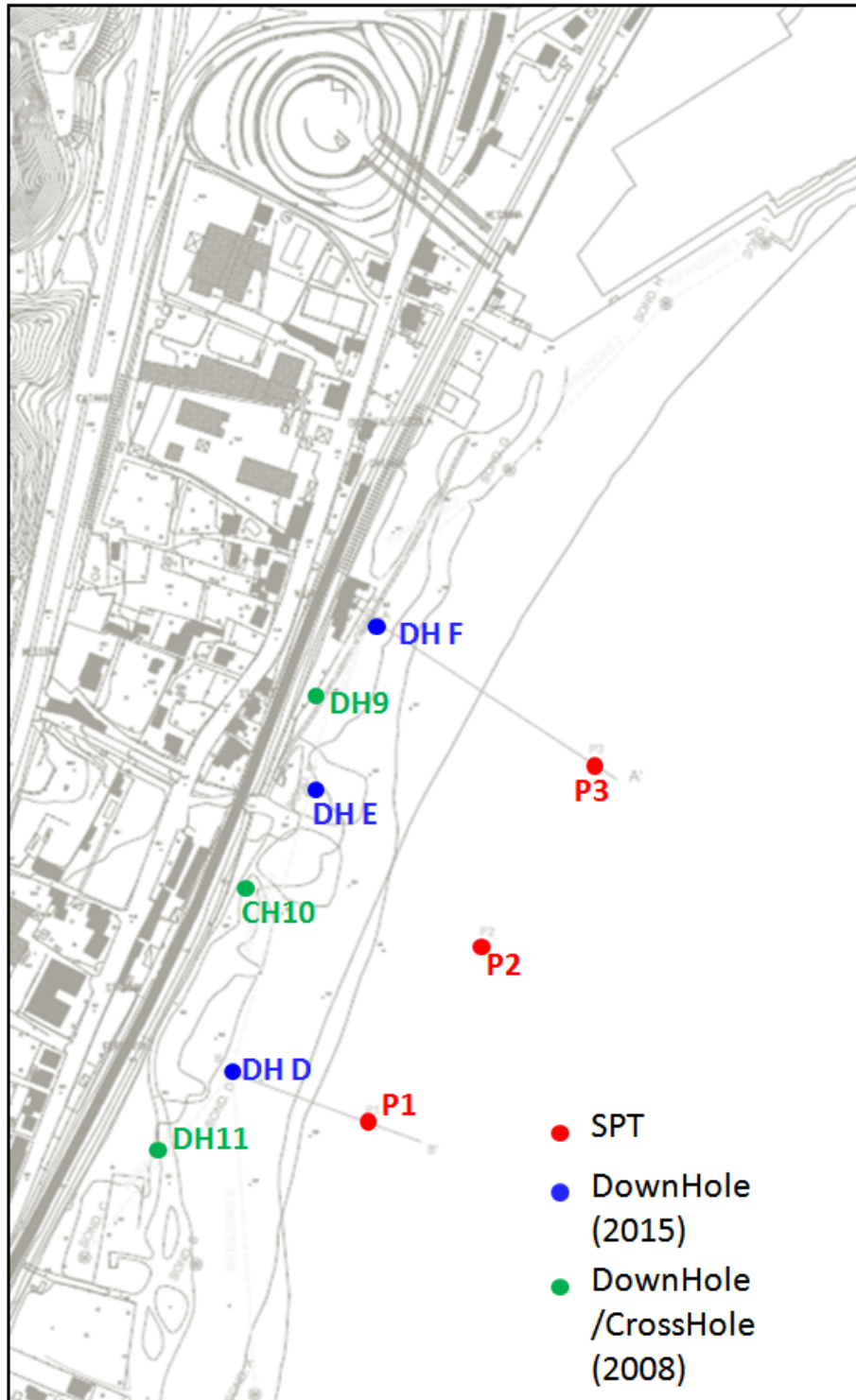


Figura 3.6: Localizzazione delle prove geofisiche e geotecniche utilizzate per la definizione dei profili di riferimento per le analisi di propagazione 1D.

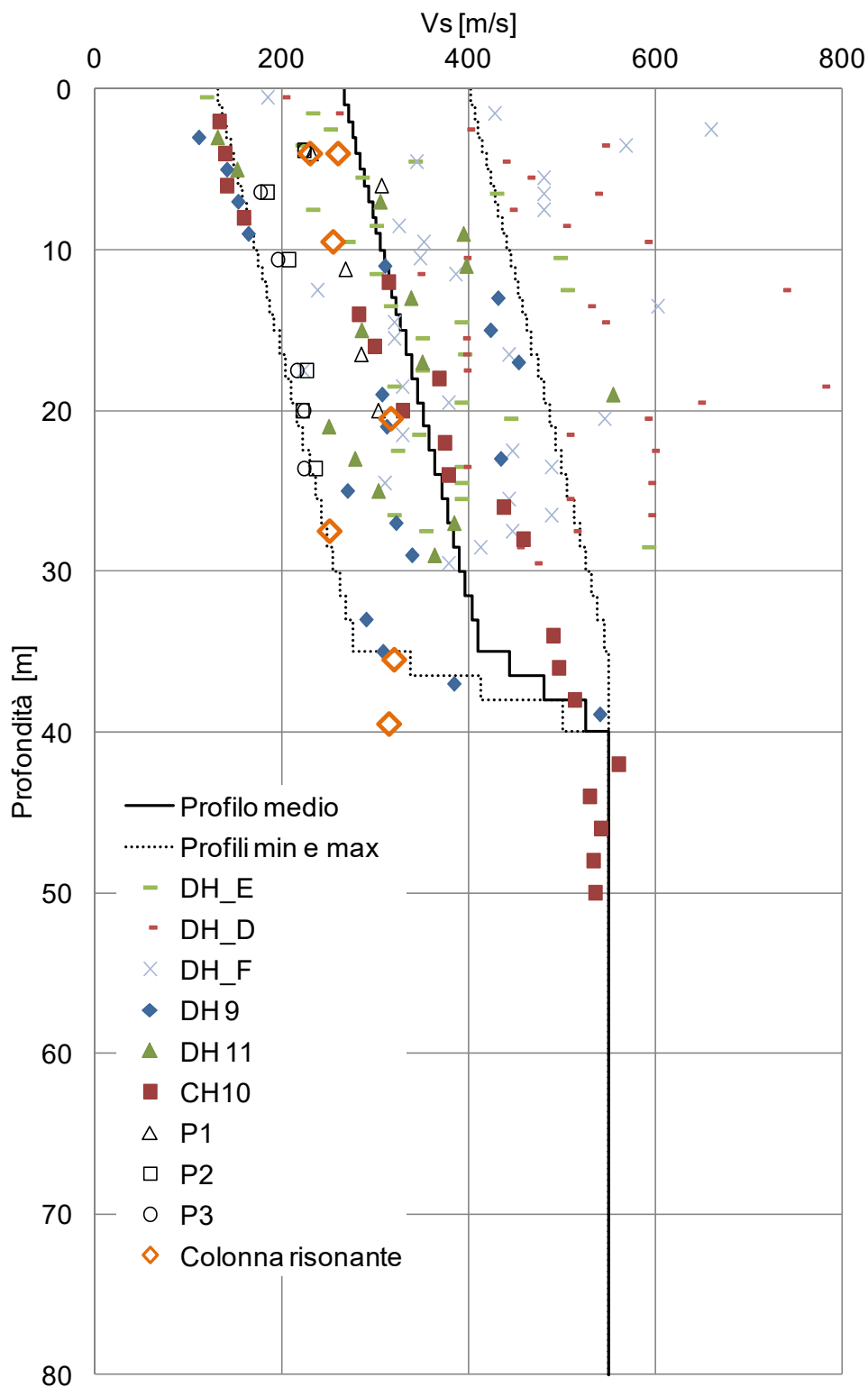


Figura 3.7: Profili V_s di riferimento scelti per le analisi 1D di risposta sismica locale e dati dalle prove geofisiche e geotecniche su cui è stata basata la definizione di tali profili. A tratto continuo il profilo medio, tratteggiati quelli considerati di limite superiore e inferiore.

4. INPUT SISMICO

La determinazione dell'azione sismica di progetto è stata effettuata in accordo alle NTC 2008, secondo quanto descritto nel documento [4]. L'azione sismica con la quale verificare la resistenza delle strutture in progetto ai diversi Stati Limite (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è stata definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, avente come parametro di “ancoraggio” l'accelerazione orizzontale massima attesa, a_g , in campo libero su suolo di tipo A, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica comprende le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ per prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura. Data tale probabilità nel periodo di riferimento, funzione dello SL considerato per la verifica, lo spettro di risposta di progetto è definito da:

- a_g = accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione (rispetto ad a_g) dello spettro;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

In allegato alle NTC2008 i valori dei suddetti parametri sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori di punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. In Figura 4.1 si riporta l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto rappresentativo dell'area localizzato sulla spiaggia. (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

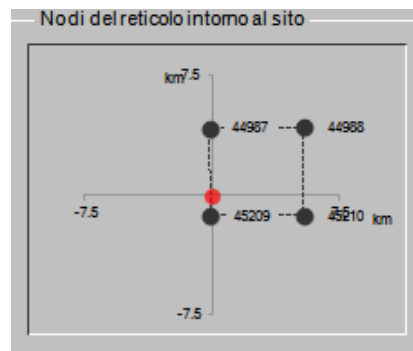


Figura 4.1: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno del sito di progetto. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2008 al par. 3.2.1 sono:

- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC.
- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività, SLO.
 - Stato Limite di Danno SLD.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento PVR dalla relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-PVR)$$

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite, sono indicati in Tabella 4.1. Analogamente, i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su suolo tipo A e superficie topografica orizzontale), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per le coordinate del sito e i periodi di riferimento di interesse sono riportati in Tabella 4.1.

Tabella 4.1. Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* , coefficienti di sito $S (S_r=1)$ e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls, CSLPP (2009)) per $V_R = 50$ anni.

STATO LIMITE	Tr [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [-]
SLO	45	0.079	2.324	0.288
SLD	75	0.104	2.303	0.309
SLV	712	0.303	2.433	0.372
SLC	1462	0.404	2.469	0.405

Le analisi di risposta sismica locale sono state effettuate per lo stato limite SLV ($T_r=712$ anni); pertanto, il corrispondente spettro da normativa è lo spettro obiettivo (*target*) per la selezione dei segnali di accelerazione da propagare attraverso il profilo stratigrafico 1D di cui al precedente capitolo.

Al fine della selezione, oltre allo spettro obiettivo, è stata considerata la disaggregazione della pericolosità sismica nell'area del sito per individuare le combinazioni magnitudo-distanza che governano la sismicità dell'area. La disaggregazione viene fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente sul sito del progetto INGV-DPC S1 (Figura 4.2), per accelerazione spettrale a periodo $T = 0$ (ovvero a_g), su suolo A. I valori di disaggregazione sono disponibili solo per alcuni periodi di ritorno, in questo caso sono mostrati per 475 anni. Si è ipotizzato che tali valori siano estrapolabili anche allo scenario di interesse ($T_r=712$ anni).

Il risultato dell'analisi di disaggregazione svolta per un punto di griglia in prossimità dell'area (N. 45209), mostra come siano dominanti terremoti con magnitudo media 5.93 ed epicentro a distanza ridotta (< 10 Km).

Nella selezione degli accelerogrammi si è preferito utilizzare terremoti accaduti in Italia, soprattutto per ragioni di compatibilità sismo-tettonica (prevalenza di fratture sismiche su faglie normali lungo tutta la catena appenninica), e registrazioni da stazioni su roccia o da siti di classe B. Le magnitudo sono maggiori rispetto a quelle della disaggregazione media, per rimanere leggermente cautelativi. I segnali selezionati sono stati registrati durante i terremoti di L'Aquila del 2009 e di Norcia del 2016, con le caratteristiche riassunte in Tabella 4.2.

Gli spettri di risposta degli accelerogrammi selezionati sono mostrati in Figura 4.3, ove si vede come lo spettro medio dei 7 segnali approssimi abbastanza bene lo spettro obiettivo, con valori leggermente inferiori fra 0.3-0.5 s e superiori fra 0.6 s e 1 s.

Gli accelerogrammi sono stati adattati allo spettro obiettivo attraverso una correzione nel dominio delle frequenze, rimuovendo soprattutto alcuni picchi dovuti alle condizioni locali delle stazioni; gli spettri corretti sono mostrati in Figura 4.4. A differenza di altri metodi di correzione, l'approccio qui utilizzato in generale non introduce modifiche sostanziali nell'accelerogramma originale, in termini di storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento, a patto che il segnale originale risulti compatibile con lo spettro obiettivo su un ampio intervallo di periodi. Un confronto delle storie temporali prima e dopo la correzione è riportato come esempio per il segnale NOR16NT1212 in Figura 4.5.

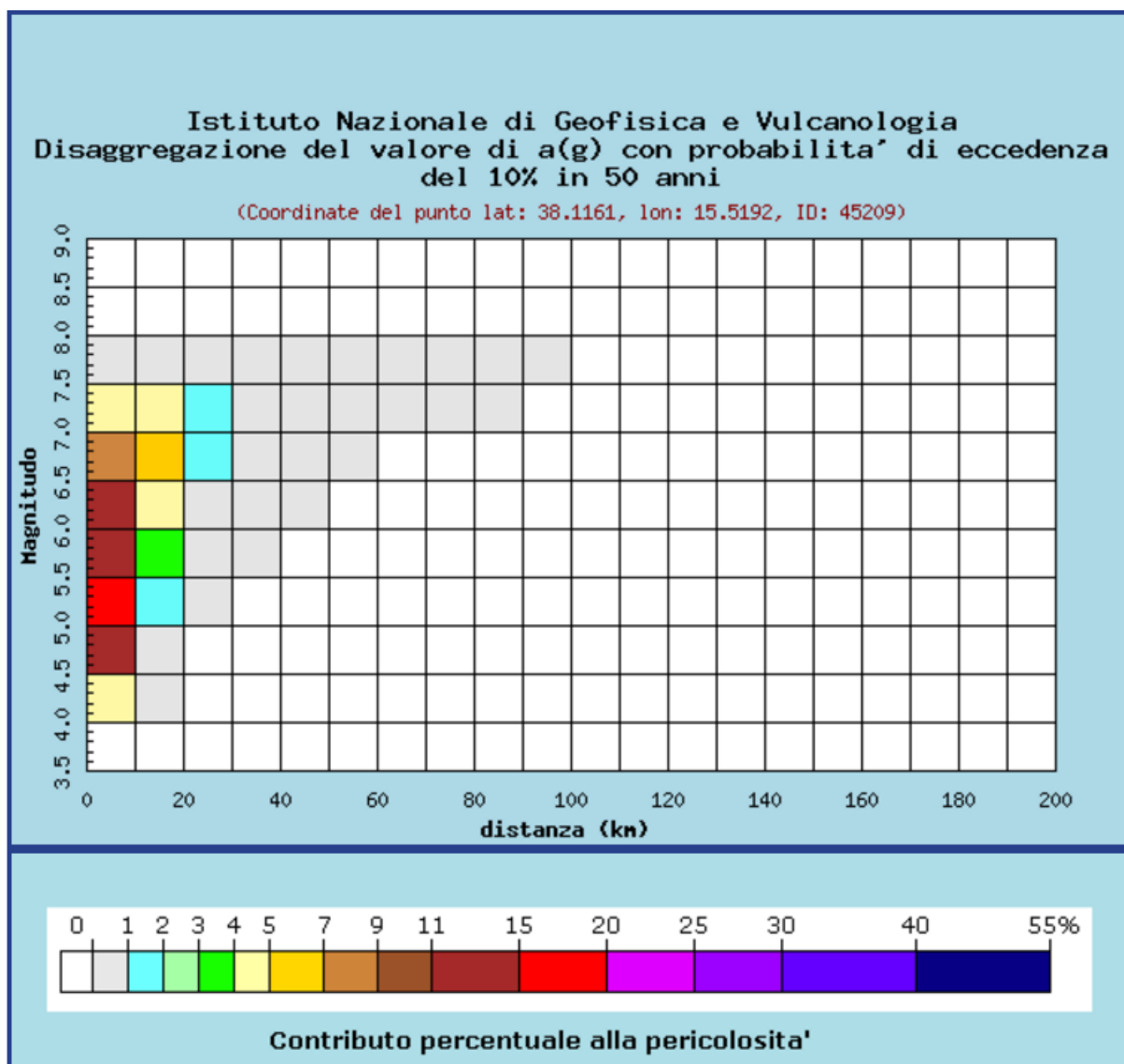


Figura 4.2 Disaggregazione per combinazioni distanza - magnitudo del dato di pericolosità al sito di progetto, da <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>. Punto di griglia N. 45209.

Tabella 4.2: Accelerogrammi rappresentativi dello spettro di risposta per lo stato limite SLV ($T_r=712$ anni), registrati su suoli di tipo A o B; per ognuno di essi si riportano magnitudo momento, distanza epicentrale (R_{epi}), classe di sito e PGA.

ID	Terremoto	Data	Magnitudo M_w	Classe di sito	R_{epi} [km]	PGA [cm/s ²]
AQU09EAOG	L'Aquila	06/04/2009	6.3	B	5	437
AQU09NAOG	L'Aquila	06/04/2009	6.3	B	5	479
AQU09EAQK	L'Aquila	06/04/2009	6.3	B	1.8	324
AQU09NAQK	L'Aquila	06/04/2009	6.3	B	1.8	347
NOR16ET1212	Norcia	30/10/2016	6.5	A	11.2	274
NOR16NT1212	Norcia	30/10/2016	6.5	A	11.2	273
NOR16NT1216	Norcia	30/10/2016	6.5	B	9.3	277

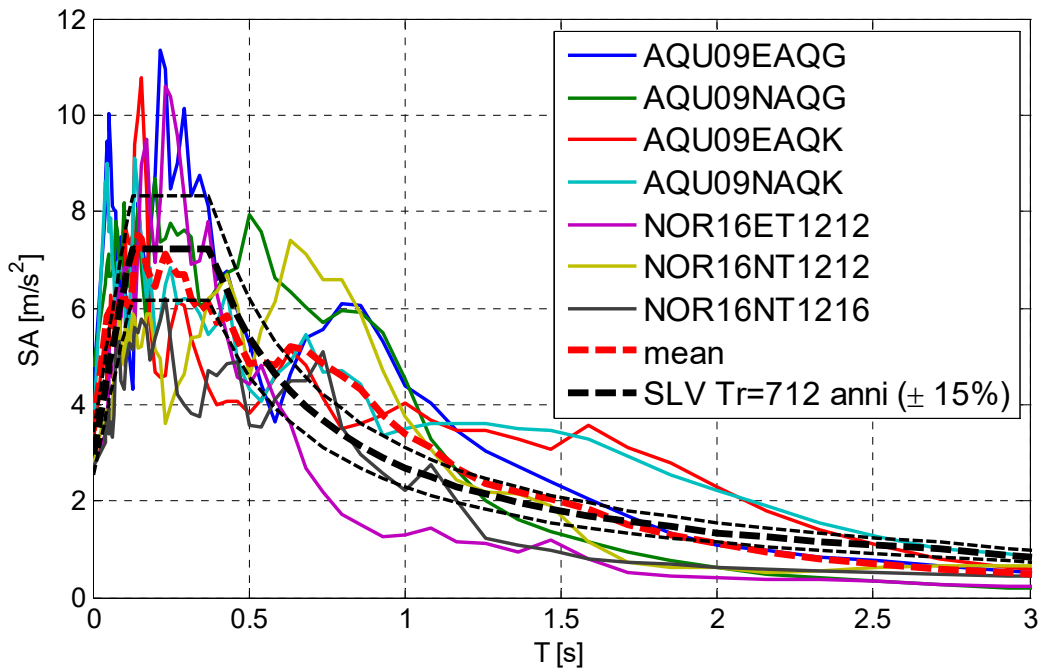


Figura 4.3: Confronto degli spettri di risposta elastici (5% di smorzamento) degli accelerogrammi selezionati, la loro media e lo spettro obiettivo (curva nera tratteggiata).

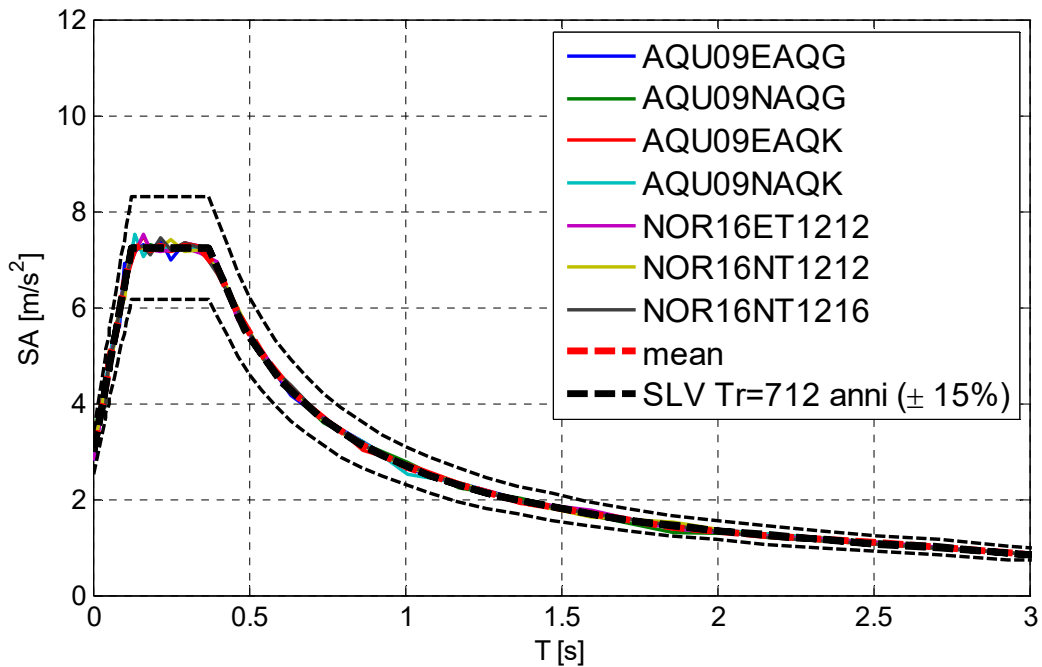


Figura 4.4: Confronto degli spettri di risposta elastici (5% di smorzamento) degli accelerogrammi selezionati dopo la correzione in frequenza, la loro media e lo spettro obiettivo (curva nera tratteggiata).

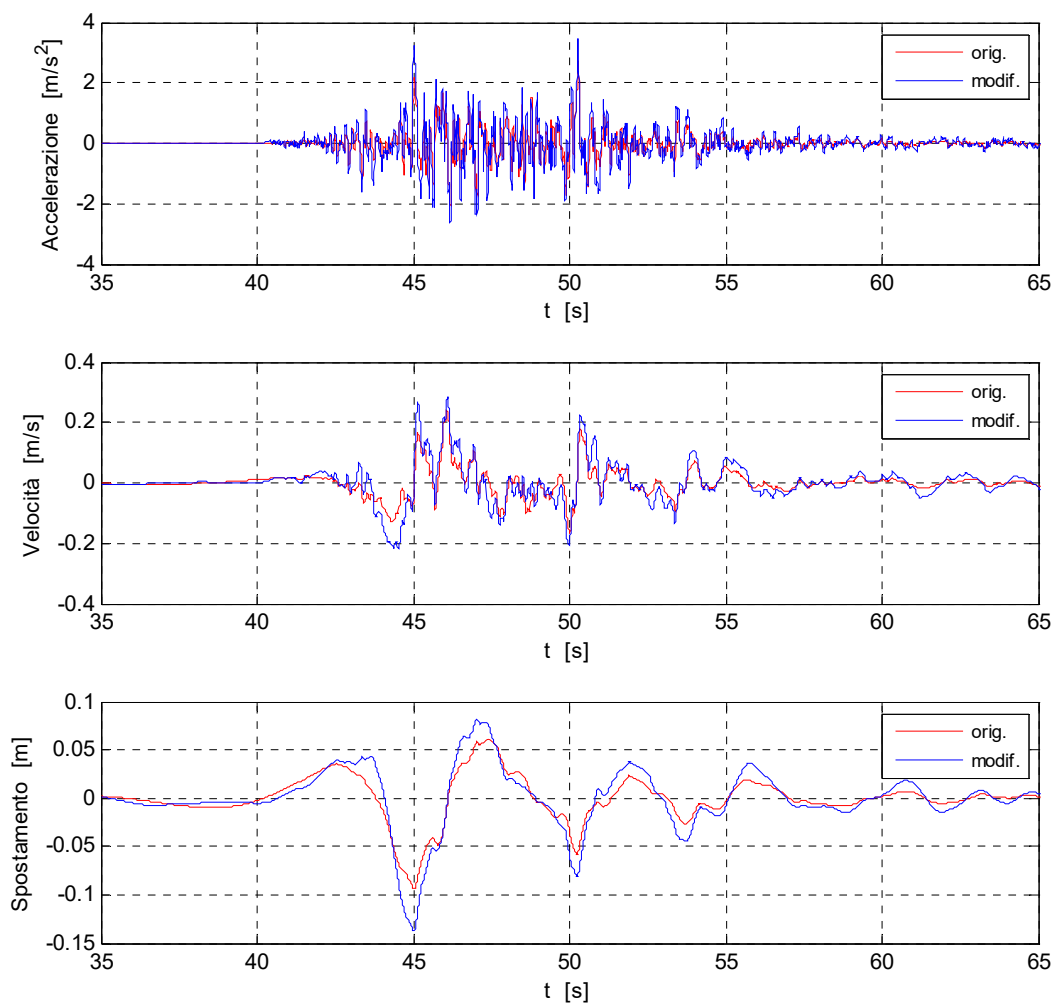


Figura 4.5: Accelerogramma NOR16NT1212: accelerazione, velocità e spostamento (ricavati mediante doppia integrazione rispetto al tempo), prima (orig.) e dopo (modif.) la correzione in frequenza.

5. MODELLI PER LE PROPRIETÀ DINAMICHE DEI TERRENI (CURVE DI DEGRADO)

Nelle analisi di risposta sismica locale, le proprietà dinamiche dei terreni con maggiore influenza sui risultati finali sono il profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) (o l'equivalente modulo di taglio a piccole deformazioni $G_{max} = \rho V_s^2$), e le curve sperimentali, dette "curve di degrado", che descrivono la dipendenza non lineare del modulo di taglio normalizzato G/G_{max} e del fattore di smorzamento interno ξ dall'ampiezza di deformazione ciclica a taglio γ .

Per definire le curve di degrado dei materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) del profilo di studio, si è ricorso ai dati dalle prove di colonna risonante condotte su campioni ricostituiti svolte da C.G.G. GEOTECHNICAL ANALYSIS nel 2008 (v. Doc. Rif [3]). I risultati delle prove disponibili sono illustrati in termini di curve di degrado del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in Figura 5.1. A partire dai dati sperimentali è stata elaborata una curva media ("curva di riferimento" in legenda) da introdurre nelle analisi numeriche. In Figura 5.1 sono altresì riportate le curve di letteratura per sabbie di Seed and Idriss (1971, "upper and lower limit") per riferimento e confronto. Le curve sperimentali disponibili per il sito mostrano un degrado ciclico con la deformazione più rapido rispetto ai riferimenti di letteratura, che potrebbe essere imputabile all'uso di provini ricostituiti per le prove di colonna risonante. Tuttavia, il confronto illustrato nel grafico delle misure di velocità di propagazione in Figura 3.7 mostra come valori di V_s ricavati da quelli di G_{max} misurati nelle prove di colonna risonante (mediante la relazione $G_{max} = \rho V_s^2$) siano vicini alla curva media (di riferimento) ricavata dalle prove in sito, fino ad almeno 20 m di profondità, discostandosi solo a profondità maggiori, per le quali i valori si avvicinano al profilo di velocità "minimo".

Il campione del sondaggio S11 alla profondità di 27.5m fornisce una curva G/G_{max} molto rigida che non trova riscontro negli altri campioni, ma che è in accordo con il valore particolarmente basso di V_s (e quindi di G_{max}) evidenziato in Figura 3.7; pertanto non è stato considerato nella definizione della curva di riferimento G/G_{max} . Nella definizione della curva di riferimento per il fattore di smorzamento, invece, non si è tenuto conto dei valori del campione S9 (4m) poiché nettamente più elevati degli altri.

Per deformazioni a taglio superiori allo 0.1% la forma della curva di degrado per lo smorzamento è stata definita sulla base dell'indicazione di Seed and Idriss (1971, upper limit).

In questo studio non è stata introdotta la dipendenza delle curve di degrado dalla tensione media di confinamento, ovvero dalla profondità, poiché tale legame non appare ricavabile in modo univoco dalle prove disponibili.

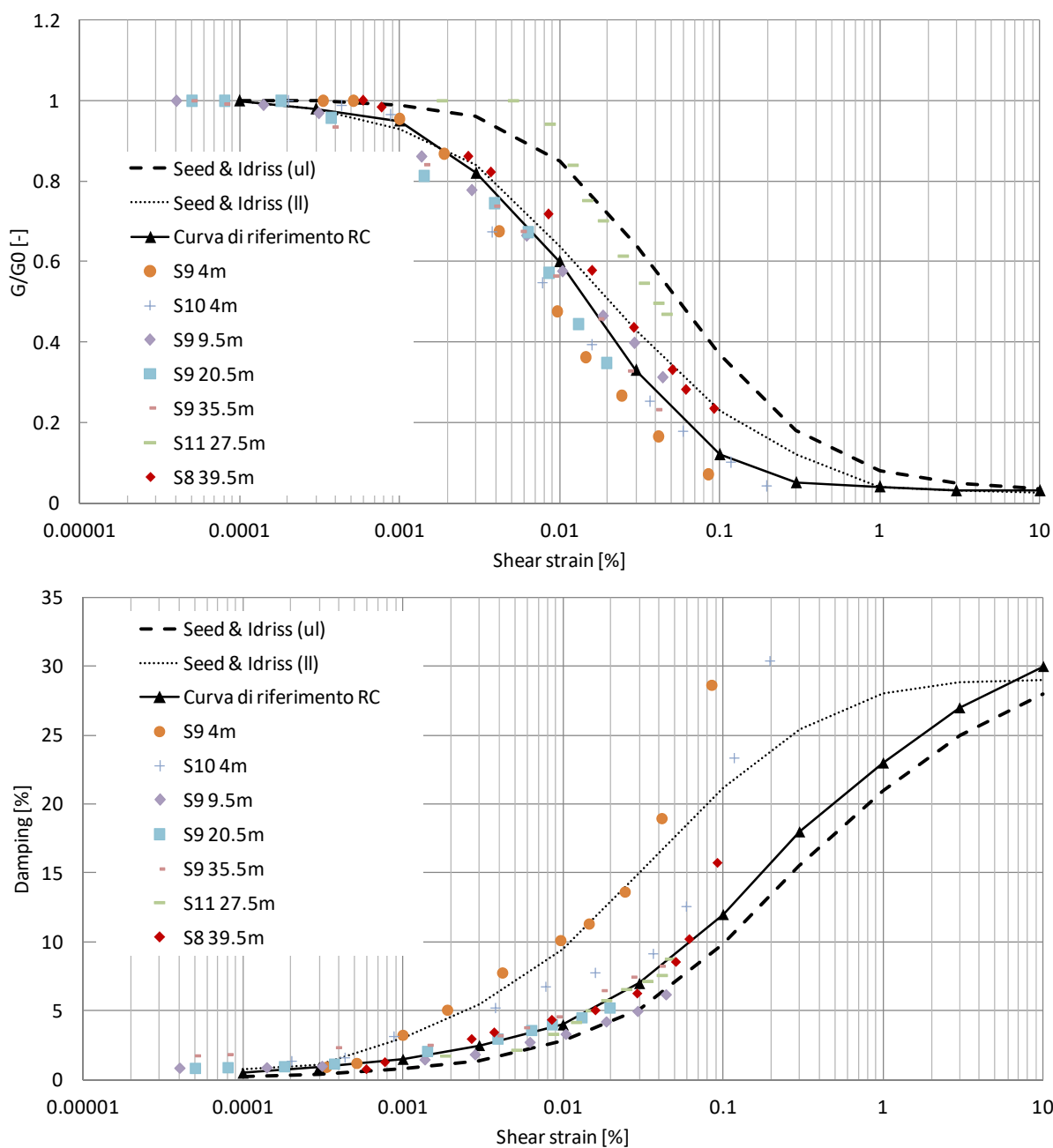


Figura 5.1: Curve di degrado del modulo di taglio normalizzato (sopra) e del fattore di smorzamento (sotto) sperimentali da prove di colonna risonante su provini ricostituiti, dal modello di Seed e Idriss (1971, "upper and lower limit") e curve medie di riferimento introdotte nelle analisi di propagazione 1D.

6. ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D

Nella progettazione per resistere ai terremoti riveste importanza cruciale valutare l'effetto delle condizioni locali di sito sul moto sismico in superficie. Le analisi di risposta sismica locale, previste nel par. 3.2.2 NTC2008, sono simulazioni numeriche della propagazione delle onde nei depositi di terreno presenti al sito mirate a calcolare, a partire dall'input di accelerazione al substrato roccioso, lo scuotimento (risposta) in superficie in termini di segnale temporale e spettro di risposta. Pertanto, tali analisi permettono di stimare i fattori di amplificazione del moto legati alla presenza dei depositi, oltre a sforzi e deformazioni (di taglio) che il passaggio delle onde sismiche induce nel terreno investigato.

Giocano in tale stima quattro fonti di incertezza, ossia:

- 1) la definizione dell'input sismico a livello di substrato (*bedrock*);
- 2) la definizione del profilo locale di velocità di propagazione delle onde di taglio, esteso ove possibile fino al substrato;
- 3) la descrizione delle proprietà non lineari del terreno in campo dinamico;
- 4) il trattamento del comportamento del terreno nell'analisi (Idriss, 2004).

Essendo i primi tre aspetti già stati trattati nei capitoli precedenti, viene ora discusso il trattamento del comportamento del terreno adottato nell'analisi, riguardante il modello costitutivo non lineare selezionato per questo studio. La scelta di un trattamento non lineare, invece di approcci lineari o lineari equivalenti, è motivata dalle accelerazioni significative dello spettro di progetto su suolo A, atte a generare effetti di non linearità significativi nella risposta dinamica del terreno.

I calcoli di propagazione 1D sono stati effettuati con il codice DEEPSOIL (Hashash, 2012).

6.1 Modello non lineare

Il metodo di analisi non lineare applicato nel codice DEEPSOIL è concettualmente simile a quello che si userebbe per una struttura sollecitata da moto sismico al suolo. Come per una struttura, il profilo stratificato del terreno può essere rappresentato sia come un sistema di masse a molti gradi di libertà (MDOF, "multi-degree of freedom system") sia come un continuo discretizzato in elementi finiti con una massa distribuita. Nelle soluzioni passo a passo nel dominio del tempo,

ogni strato è rappresentato dalla sua massa corrispondente, da una molla e da uno smorzatore viscoso. La matrice delle masse è costituita dalla somma di metà della massa di due strati contigui nel loro bordo comune. La matrice di rigidità (delle molle) è aggiornata a ogni passo temporale per tener conto delle non linearità del comportamento del terreno.

A differenza dei metodi di analisi nel dominio della frequenza, che risolvono il problema della propagazione delle onde con specifiche condizioni al contorno mediante funzioni di trasferimento; i metodi nel dominio del tempo risolvono il sistema di equazioni dinamiche del moto per via numerica ad ogni istante temporale utilizzando un metodo di integrazione nel tempo (ad esempio Newmark, 1959, β -method).

Inoltre, sempre a differenza delle analisi nel dominio della frequenza, in quelle nel dominio del tempo, l'input deve essere assegnato alla base del sistema.

I modelli non lineari possono essere formulati in modo da descrivere il comportamento del terreno in termini di tensioni totali, come in questo studio, oppure efficaci. Il modello di comportamento qui usato appartiene alla famiglia dei modelli iperbolici, descritti da una relazione ciclica sforzo-deformazione, definita da una "curva scheletro" (*backbone curve*) e da regole che descrivono il processo di scarico e ricarico, la generazione di sovrappressioni (in regime di tensioni efficaci) e la degradazione ciclica dei moduli.

La Figura 6.1 mostra un esempio di curva scheletro sforzo- deformazione a taglio per carico monotono, dove il modulo di elasticità tangenziale, G_{max} , rappresenta la tangente all'origine.

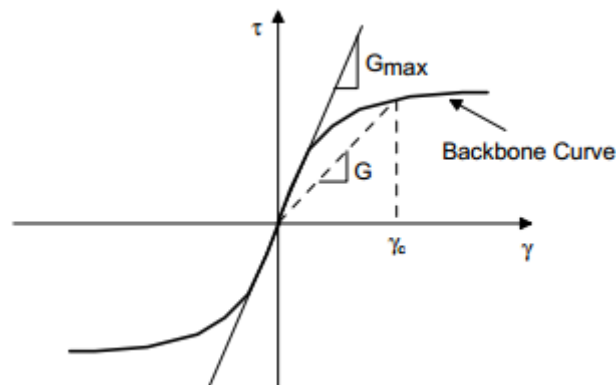


Figura 6.1: Curva scheletro ("backbone curve").

I più diffusi strumenti di calcolo per analisi non lineari, come DEEPSOIL (Hashash et al., 2010) qui impiegato, usano variazioni del modello iperbolico per la curva scheletro del terreno, associato alle regole di scarico e ricarica di Masing (1926) per modellare il comportamento isteretico.

Per questo studio è stato utilizzato il modello GQ/H (General Quadratic/Hyperbolic Strength-Controlled Constitutive Model, Groholski et al, 2015) di DEEPSOIL v6.1, che permette di introdurre uno sforzo di taglio di rottura, τ_{max} , per ogni strato di terreno, preferendolo al modello pre-esistente in DEEPSOIL (modified Kondner-Zelasko (MKZ), Matasovic, 1993) che non dispone di tale opzione.

Lo sforzo di taglio a rottura è stato stimato a partire da un angolo di resistenza al taglio (ϕ) pari a 32° per il profilo medio di V_s , 28° e 35° , rispettivamente per il profilo minimo e massimo di V_s .

Le prove di taglio semplice illustrate nella relazione geotecnica (Doc. Rif. [4]) mostrano valori di ϕ compresi fra 24° e 40° , associando in particolare alla zona del molo foraneo un valore pari a 35° . In questo studio è stata introdotta una variabilità nel valore di ϕ , e quindi nel valore di τ_{max} per tener conto della correlazione fra rigidità e resistenza. Definiti tre profili differenti di rigidità, appare logico associare tre valori di resistenza per i quali sia possibile ottenere un buon adattamento delle curve di degrado al modello non lineare. Infatti, i parametri del modello GQ/H (Groholski et al. 2015) sono stati determinati attraverso una procedura di calibrazione automatica a partire dalle curve di degrado introdotte al Capitolo 5.

In DEEPSOIL sono disponibili due procedure di calibrazione rispetto alle curve di degrado del modulo di taglio e dello smorzamento, che usano fattori di riduzione (MRDF). Qui è stata usata la procedura "MRDF-UIUC *pressure-dependent hyperbolic model*" (Phillips and Hashash, 2009). Se si fosse mantenuto costante la resistenza al taglio e variata la sola velocità V_s , non sarebbe stato possibile ottenere una buona calibrazione del modello costitutivo per tutti e tre i profili di velocità.

6.2 Modello 1D e massima frequenza propagata

I modelli 1D per i calcoli di propagazione con DEEPSOIL sono stati costruiti a partire dai 3 profili di V_s discussi nel Capitolo 3. L'altezza totale del modello è di 80 m mentre il numero di strati introdotti è 40. La discretizzazione stratigrafica è stata definita in funzione della massima frequenza propagata f_{max} , pari a 28Hz per il profilo

medio di V_s . f_{max} è la massima frequenza dell'onda di taglio che gli strati del modello possono propagare senza introdurre disturbi da dispersione, ed è valutata come $f_{max} = V_{si}/4H_i$, dove V_{si} è la velocità di propagazione nello strato i -esimo, e H_i è il suo spessore. f_{max} rimane la medesima per i profili minimo e massimo di V_s , poiché lo strato limitante è quello più profondo, dove si mantiene un valore $V_s=550\text{m/s}$. I segnali di accelerazione calcolati alla superficie sono stati filtrati passa basso a 30Hz per rimuovere l'eventuale rumore numerico ad alta frequenza.

La valutazione di f_{max} è rilevante nella rappresentazione dei risultati in termini di spettri di risposta. Per le ragioni appena esposte, gli accelerogrammi calcolati sono stati filtrati passa alto per $T=0.033\text{s}$ ($f=30\text{Hz}$), cosicché le ordinate dello spettro di risposta sono correttamente mostrate solo a partire da 0.033 s. Per quanto riguarda PGA, ordinata al periodo $T=0$ s, essa corrisponde al massimo assoluto della storia di accelerazione in superficie. Al fine di verificarne la validità fisica, ossia che non sia stata alterata dal filtro o dalle limitazioni in frequenza, è stato controllato che i valori nei segnali filtrati e in quelli non filtrati siano coerenti. Per i segnali sismici considerati in questo studio la PGA risulta essere "portata" da componenti in frequenza $< 30\text{Hz}$ e l'effetto delle alte frequenze appare trascurabile.

6.3 Risultati

La risposta sismica in superficie, rappresentata dallo spettro di risposta elastico in accelerazione, è stata ricavata a partire dall'analisi di 3 profili di velocità delle onde di taglio e 7 accelerogrammi, per un totale di 21 analisi di propagazione non lineare.

In primis, l'influenza dell'input sismico è mostrata in Figura 6.2 in termini di spettri di risposta dei 7 accelerogrammi e del risultante spettro medio. Occorre ricordare che la correzione in frequenza riduce sensibilmente la variazione introdotta dai 7 accelerogrammi. L'incertezza epistemica relativa alla variabilità dell'input sismico è generalmente già considerata nella valutazione di pericolosità e definizione dello spettro di progetto su roccia, attraverso le relazioni di attenuazione introdotte nell'analisi PSHA, pertanto la correzione in frequenza permette di ridurre tale variabilità per non considerarla due volte.

In Figura 6.2 la dispersione maggiore si osserva fra 0.5 e 1.5 s dove le accelerazioni spettrali si distribuiscono nell'intervallo 0.4-0.6g, mentre a lungo periodo non si osservano variazioni significative.

Gli spettri medi fra i 7 accelerogrammi propagati per ogni profilo sono mostrati in Figura 6.3. Per definire lo spettro elastico di progetto a partire da questi risultati è stato assegnato un sistema di pesi a ogni analisi, avvicinandosi all'idea di albero logico tipica delle analisi di pericolosità sismica.

Per la variabilità nell'input, è stato assegnato a ognuno dei sette accelerogrammi il medesimo peso, ed è stata quindi considerata la media aritmetica degli spettri ottenuti da queste diverse eccitazioni. Per quanto riguarda invece la variabilità nei profili di velocità (tre profili), si è assegnato un peso pari a 0.6 al profilo medio e a 0.2 ai due profili limite. Il profilo minimo è stato definito sulle misure che forniscono i valori minimi di velocità di propagazione, in modo da abbracciare tutta la variabilità del campione dal lato dei profili meno rigidi. Valutate la media (m) e lo scarto (σ) dei dati di Vs a disposizione per profondità fra 15 e 25 m, il profilo minimo risulta inferiore a $m-1\sigma$ e, analogamente, il profilo massimo superiore a $m+1\sigma$. Si è pertanto ritenuto ragionevole associare un peso ridotto (0.2) agli spettri calcolati da questi profili limite, dando maggior rilevanza a quello ricavato dal profilo medio.

Sono stati pertanto utilizzati i tre pesi 0.6, 0.2 e 0.2 per ottenere uno spettro medio pesato da quelli risultanti dai tre profili di Vs analizzati. Lo spettro di risposta elastico in superficie ottenuto con questa media pesata è mostrato in Figura 6.4, dove è confrontato con lo spettro delle norme NTC08 per terreno di tipo C.

Per facilitarne l'uso ai fini della progettazione, lo spettro medio pesato di Figura 6.4 è stato approssimato da una curva lisciata, denominata "spettro di riferimento" nella legenda. Il confronto con lo spettro applicabile delle NTC2008 mostra che lo spettro di riferimento, derivato sfruttando tutti i dati utili provenienti da misure in sito e di laboratorio e mettendo in conto le principali incertezze in gioco nel calcolo della risposta di sito, ha ordinate significativamente inferiori a quello standard delle NTC2008 nell'intervallo di periodi 0.0-0.8 s. Questo risultato conferma in pieno l'interesse dell'analisi svolta. I valori dello spettro di riferimento suggerito sono riportati in Tabella 6.1.

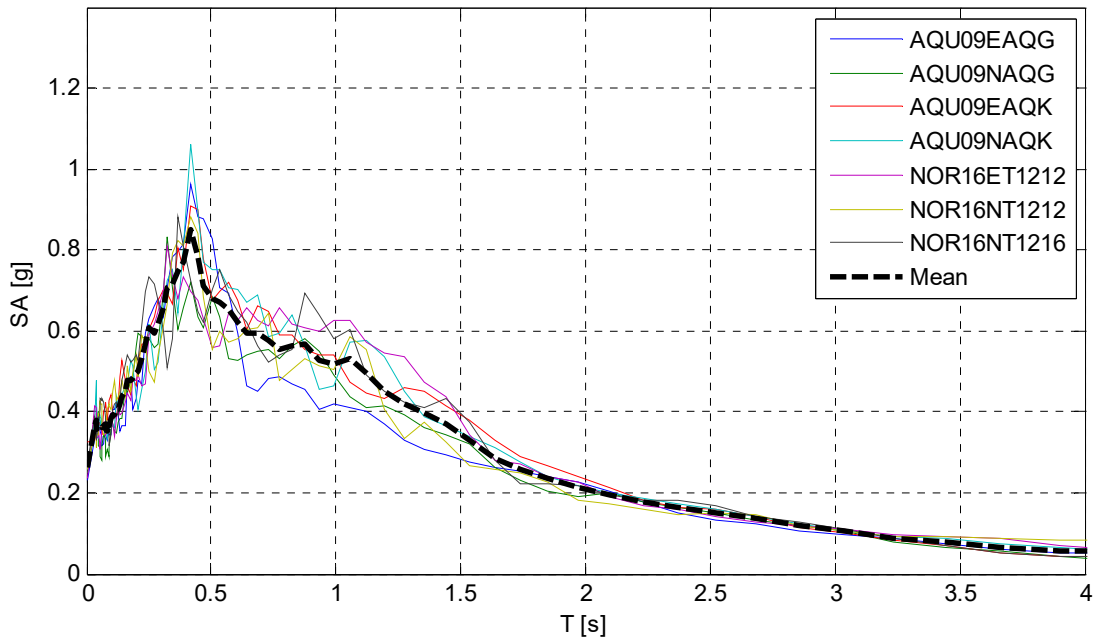


Figura 6.2 Spettri di risposta calcolati in superficie dei 7 accelerogrammi selezionati come input e corretti in frequenza. L'analisi di propagazione 1D è stata effettuata con il profilo di velocità medio. La curva nera tratteggiata evidenzia la media dei 7 accelerogrammi.

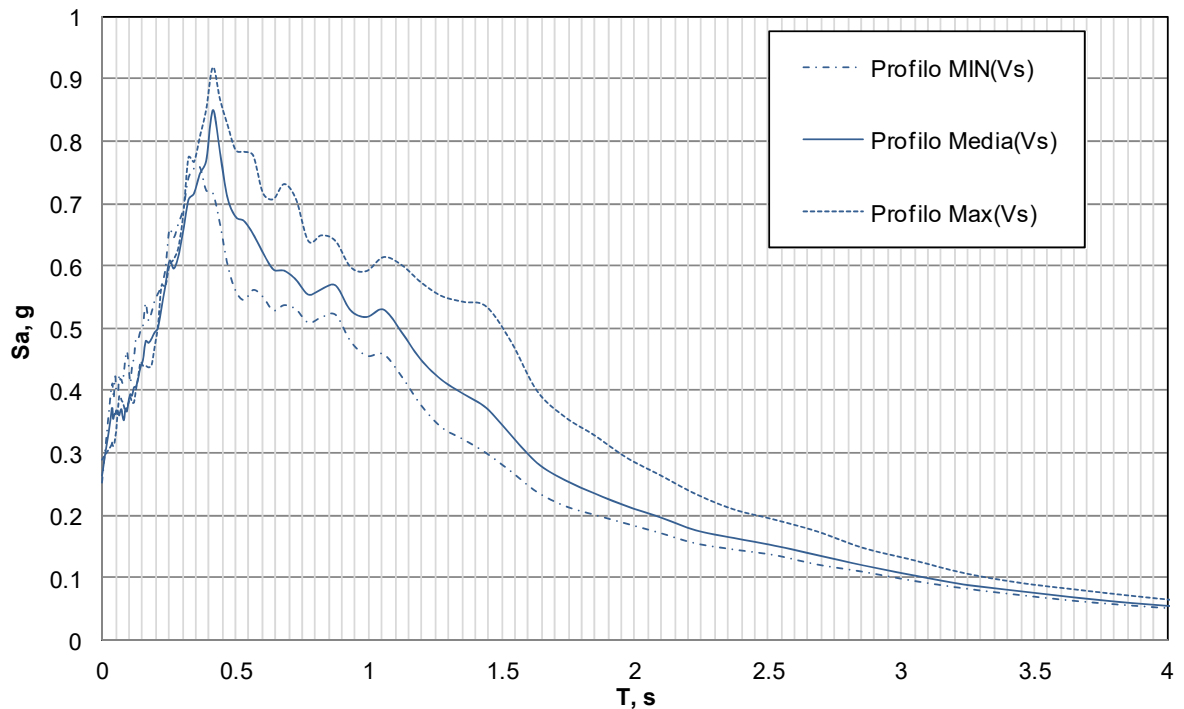


Figura 6.3 Spettro di risposta medio in superficie dalle analisi di propagazione 1D per i tre profili di Vs definiti nel Capitolo 3. Ogni spettro rappresenta la media dei 7 accelerogrammi selezionati.

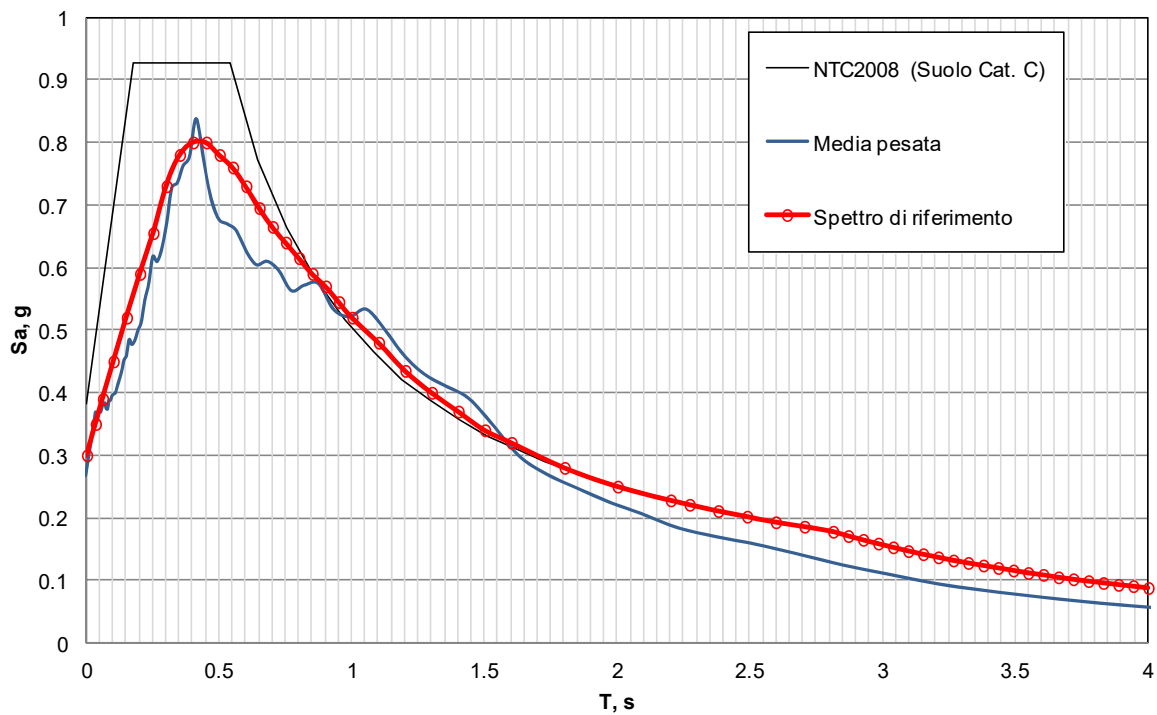


Figura 6.4 Spettro medio pesato risultante dell'analisi di propagazione, spettro di riferimento liscio, suggerito per la progettazione. Per confronto si riporta lo spettro da normativa NTC08 . categoria di suolo C.

Tabella 6.1: Spettro di riferimento in accelerazione (in g) per verifiche allo Stato Limite SLV, ($T_r = 712$ anni), per superficie topografica orizzontale.

T, s	Sa, g
0.00	0.300
0.03	0.350
0.06	0.390
0.10	0.450
0.15	0.520
0.20	0.590
0.25	0.655
0.30	0.730
0.35	0.780
0.40	0.800
0.45	0.800
0.50	0.780
0.55	0.760
0.60	0.730
0.65	0.695
0.70	0.665
0.75	0.640
0.80	0.615
0.85	0.590
0.90	0.570
0.95	0.545
1.00	0.520
1.10	0.480
1.20	0.435
1.30	0.400
1.40	0.370
1.50	0.340
1.60	0.320
1.80	0.280
2.00	0.250
2.20	0.228
2.27	0.221
2.38	0.211
2.49	0.202
2.60	0.193
2.70	0.186
2.81	0.178
2.87	0.171
2.93	0.165
3.00	0.159

7. AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Le NTC2008 definiscono il fattore di sito S come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente S_s in questo caso viene considerato pari a 1, visto che è stata condotta un'apposita analisi di risposta sismica al sito, mentre occorre considerare il coefficiente di amplificazione topografica (S_T).

Il sito di progetto si colloca su una superficie topografica inclinata, caratterizzata da una scarpata sottomarina con pendenze non trascurabili. In Figura 7.1 è illustrata in pianta l'opera che sarà realizzata e sono evidenziate 3 sezioni per le quali è stata valutata la pendenza della superficie topografica, mostrata in Figura 7.2. L'inclinazione della scarpata sottomarina ha nella parte prossima alla spiaggia inclinazioni intorno ai 7° mentre raggiunge valori nell'intervallo $13-23^\circ$ allontanandosi da riva. In accordo alle NTC08, si è considerata l'area oggetto di studio nella categoria topografica T2 (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$), cui corrisponde un coefficiente topografico pari a 1.2.

Lo spettro di riferimento, discusso nel capitolo 6.3, è stato moltiplicato per il coefficiente di amplificazione topografica così da ottenere lo spettro di progetto, mostrato in Figura 7.3, i cui valori sono riportati in Tabella 7.1.

In accordo a quanto riportato al par. 4 relativamente ai risultati della disaggregazione dei valori di pericolosità sismica, per le verifiche a liquefazione si adotterà la seguente coppia di valori di PGA e Magnitudo²:

$$PGA = 0.360 \text{ g}; M = 6$$

² Valore arrotondato per eccesso.



Figura 7.1: inquadramento dell'opera e sezioni per la valutazione del coefficiente topografico.

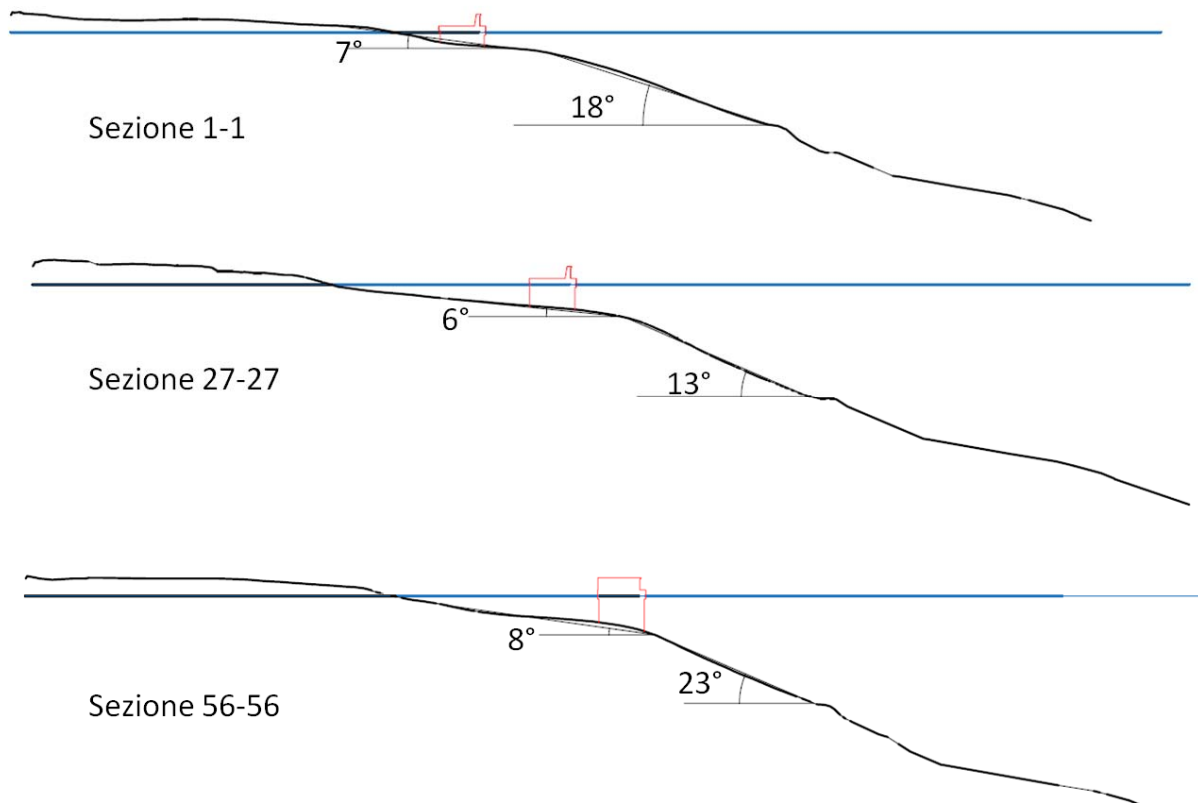


Figura 7.2: Sezioni, la cui traccia è mostrata in Figura 7.1 e loro pendenza per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica.

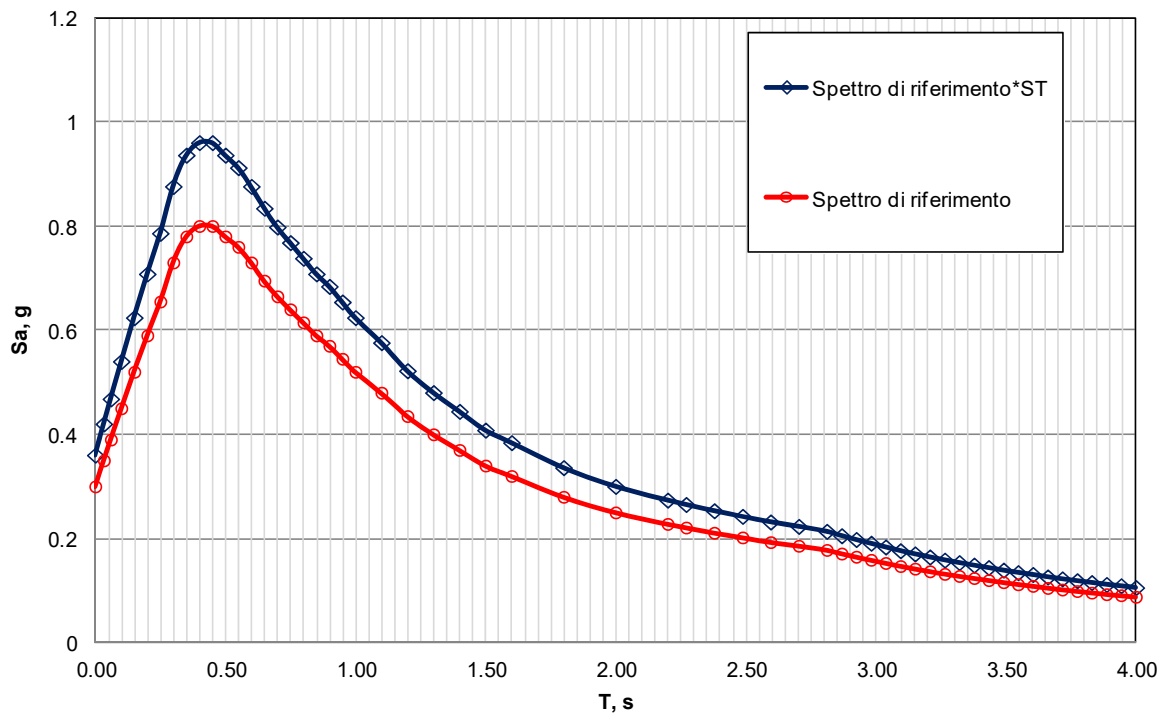


Figura 7.3: Effetto dell'amplificazione topografica sulla definizione dello spettro di progetto; in rosso lo spettro di riferimento ottenuto dalle analisi di risposta sismica locale, in blu lo spettro di riferimento moltiplicato per il coefficiente di amplificazione topografica.

Tabella 7.1. Valori dello spettro di progetto, tenuto conto del coefficiente di amplificazione topografica.

Spettro di riferimento* S_T	
T, s	Sa, g
0.00	0.360
0.03	0.420
0.06	0.468
0.10	0.540
0.15	0.624
0.20	0.708
0.25	0.786
0.30	0.876
0.35	0.936
0.40	0.960
0.45	0.960
0.50	0.936
0.55	0.912
0.60	0.876
0.65	0.834
0.70	0.798
0.75	0.768
0.80	0.738
0.85	0.708
0.90	0.684
0.95	0.654
1.00	0.624
1.10	0.576
1.20	0.522
1.30	0.480
1.40	0.444
1.50	0.408
1.60	0.384
1.80	0.336
2.00	0.300
2.20	0.274
2.27	0.265
2.38	0.253
2.49	0.242
2.60	0.232
2.70	0.223
2.81	0.214
2.87	0.205
2.93	0.198
3.00	0.191