

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI: <i>ing. Vincenzo Marzi</i> <i>Ordine Ing. di Bari n.3594</i> <i>ing. Achille Devitofranceschi</i> <i>Ordine Ing. di Roma n.19116</i>		
IL GEOLOGO: <i>geol. Serena Majetta</i> <i>Ordine Geol. del Lazio n.928</i>		
RESPONSABILE DEL SIA <i>arch. Giovanni Magarò</i> <i>Ordine Arch. di Roma n.16183</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>geom. Fabio Quondam</i>		
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO : <i>ing. Nicolò Canepa</i>		
PROTOCOLLO	DATA	

RELAZIONE SISMICA

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. DPT007 D 1701		NOME FILE T00_GEO0_GET_RE02_A.pdf		REVISIONE	SCALA:
CODICE ELAB.		T00GEO0GETRE02		A	-
C					
B					
A	EMISSIONE	18/05/2018	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	RIFERIMENTO NORMATIVO	4
3	BIBLIOGRAFIA.....	5
4	ELEMENTI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008.....	9
5.1	INDAGINI SVOLTE	9
5.2	RISULTATI DELLE INDAGINI E CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	9
5.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	14
6	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	16
6.1	SISMICITÀ LOCALE.....	16
6.2	SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI	20
6.3	METODOLOGIE DI ANALISI	23
6.3.1	<i>Procedura di calcolo.....</i>	<i>24</i>
6.4	ANALISI PROBABILISTICA DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	25
6.5	SPETTRI DI PROGETTO DELLE ZONE S2	28
7	VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE	32
7.1	VERIFICHE DA PROVE SPT.....	35
8	CONCLUSIONI.....	37
	ALLEGATO A: SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI – RICHIAMI DI TEORIA.....	38

1 Introduzione

La presente relazione sismica è parte integrante del Progetto Definitivo del Collegamento tra l'A4 (Torino-Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri-Gravellona) in località Ghemme - Lotto 1. L'area di intervento è ubicata in un quadrante nevralgico per lo sviluppo regionale piemontese, tanto è che l'opera, già programmata dalla Legge Obiettivo, costituisce, nel contesto nazionale, il ramo occidentale della Pedemontana veneto-lombarda-piemontese.

Il tracciato della Pedemontana piemontese, della lunghezza di circa 40 km, nel primo tratto si sviluppa dall'autostrada A4 Torino-Milano verso nord, in direzione di Biella, attraversando i comuni di Cavaglià, Dorzano, Salussola, Massazza, Verrone, Benna, Candelo e Valdengo, e nel secondo tratto piega verso est, sfruttando un tratto della S.R. 142, della quale è previsto l'adeguamento, e infine, attraversando i Comuni di Cossato, Lessona, Masserano, Brusnengo, Roasio, Lozzolo e Gattinara, raggiunge il Comune di Ghemme, dove si collega alla A26 Voltri-Arona.

Il progetto dell'intervento, che prevede di conservare il tracciato già individuato in fase preliminare, verrà realizzato con una piattaforma stradale di categoria B1 "extraurbana principale" (ai sensi del D.M. 2001) con due corsie per senso di marcia da 3,75 m e banchine laterali da 1,75 m, per una larghezza complessiva pari a 22,00 m. Rispetto al progetto preliminare della Pedemontana Piemontese sono stati stralciati alcuni cavalcavia e sottopassi a servizio della viabilità secondaria interferita. Tale stralcio non condiziona la fluidità della viabilità al contorno all'opera, in quanto permangono altre opere di scavalco dell'asse in progetto in prossimità di strade provinciali di maggiore importanza.

Il lotto del presente progetto riguarda il tratto di circa 15 km che va dallo Svincolo di Masserano fino allo Svincolo con l'autostrada A26 nei pressi di Ghemme.

Come previsto da norma, la Relazione Sismica determina le caratteristiche dinamiche del sito fondale del tracciato, definendo l'entità del terremoto di progetto. Nel caso in essere questo è stato possibile solo tramite l'approccio semplificato di classificazione sismica, ma anche eseguendo uno specifico studio di Risposta Sismica Locale.

Tale studio, oltre che giustificato dai dati sperimentali, è stato eseguito per ottemperare alle prescrizioni del "Parere del MIT contenente la Valutazione di Impatto Ambientale del Progetto Preliminare n. 848 del 16.12.2011" che al punto 32 recita:

"Le opere d'arte dovranno essere progettate con i criteri ed i parametri di calcolo antisismici caratteristici per la zona 4, così come indicato nella D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – "Aggiornamento ed adeguamento delle zone sismiche (OPCM 3274/2003 e OPCM 3519/2006)", tenendo conto dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale"

Per l'inquadramento complessivo del sito fondale in oggetto sono stati presi in considerazione anche i seguenti elaborati:

- o Relazione Geotecnica Generale

Progetto Definitivo

- Planimetria con classificazione sismica del territorio
- Elaborati di Geologia: relazioni, carte tematiche e certificati indagini geognostiche.

2 Riferimento normativo

Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

D.M. del 14/09/05 "Norme tecniche per le costruzioni";

Ordinanza n. 3519 del 29/04/06 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e

D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare Ministero dei LL.PP. 02/02/09 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

D.M. 11/03/88 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»";

D. Lgs. n. 163 del 12 aprile 2006: "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".

Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI;

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI;

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture.

3 Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicamento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicamento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	Flaccovio	2010
Ferrari P. e Giannini F.	Ingegneria Stradale.	ISED	1979
Garbin F. e Storoni Ridolfi S.	Geologia e geotecnica stradale.	Flaccovio	2010
Gherzi A.	Il cemento armato.	Flaccovio	2010
Giangreco E.	Teoria e tecnica delle costruzioni.	Liguori	1963
Lai C. G., Foti S. e Rota M.	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	IUSS Press	2009
Lancellotta R.	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	Levrotto e Bella	1983
Lancellotta R.	Geotecnica.	Zanichelli	1987
Lancellotta R. e Cavalera J.	Fondazioni.	McGraw-Hill	1999
Leonhardt F.	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	ETS	1977
Mancina M., Nori R. e Iasiello P.	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	DEI	2006
Nori L. – Di Marcantonio P.	Manuale Pratico di Risposta Sismica Locale	EPC	2014
Pane V. e Tamagnini C.	Analisi dei diaframmi multiancorati.	Hevelius	2004
Pasqualini E	Standard Penetration Test SPT	Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo	1983
Perretti A., Gherzi A., Sattamino P., Brenna A.	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	Maggioli Editore	2007

Autore	Titolo	Editore	Anno
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4 Elementi di inquadramento geologico

L'area interessata dal tracciato in progetto ricade, partendo da E verso W, nei Comuni di Romagnano Sesia (VC), Ghemme (NO), Gattinara (VC), Lozzolo (VC), Roasio (BI), Brusnengo (BI) e Masserano (BI), consentendo la transizione tra le provincie di Vercelli, Novara e Biella. Il tracciato in progetto risulta così confinante dal settore collinare dell'asse Masserano – Gattinara (a Nord), dalla valle del torrente Ostola (ad Ovest), dal territorio agricolo (ad Sud) mentre con l'alveo inciso del Fiume Sesia (ad Est).

In profilo longitudinale si può osservare che il tracciato compie una curva ideale con concavità verso il basso: con il picco m 275 circa s.l.m., nel Comune di Roasio, mentre i valori minimi alle estremità iniziali e finali di m 228,0 circa s.l.m., ubicate in prossimità delle incisioni vallive del torrente Ostola e del fiume Sesia.

Il territorio attraversato appare piuttosto omogeneo e caratterizzato da estese aree pianeggianti o poco acclivi localizzate unicamente lungo i fondovalle principali dei torrente Ostola, Marchiazza, Rovasenda e del fiume Sesia. L'ambiente caratteristico è quello della Baraggia con ampie superfici completamente boscate e coltivate, e rari i nuclei abitati o fabbricati isolati. Nonostante la regolarità del paesaggio, sono riconoscibili, lungo il tracciato tre livelli fondamentali del settore di pianura in esame, che sommariamente, possono essere così descritti:

- Livello superiore: costituito dalle superfici terrazzate interne ai depositi di origine fluvioglaciale del "Fluvioglaciale Riss" (Pleistocene Medio) ricoperti da un paleosuolo essenzialmente argilloso. Il terrazzo rissiano risulta in corrispondenza del tracciato in esame sopraelevato rispetto al fondovalle attuale del fiume Sesia di 20 - 25 m ed insiste sulla quasi totalità del tracciato in esame (75%);

- Livello intermedio: costituito dalle superfici terrazzate modellate all'interno dei depositi di origine fluvioglaciale del "Fluvioglaciale Wurm-Riss" (Pleistocene Sup. - Pleistocene Medio) appartenenti al livello fondamentale della pianura, che si sviluppano sia in sinistra che in destra orografica del fiume Sesia. Tale livello è caratteristico del settore più orientale del tracciato (svincolo di Ghemme incluso);

- Livello inferiore: costituito dalla piana del fiume Sesia, formata dalle fasce di alluvioni recenti ed antiche a contorno del corso d'acqua su ambedue le sponde, più estesa in destra orografica. Tale livello è caratteristico del settore più orientale del tracciato (svincolo di Ghemme incluso).

Il modello evolutivo del tratto di pianura è significativamente influenzato dall'assetto idrografico dell'area, costituito da una fitta rete di canali di dimensioni medio piccole (ad esclusione del fiume Sesia). Il decorso dei canali naturali è prevalentemente orientato lungo la direzione N – S, mentre i canali irrigui mostrano andamento subparallelo e in alcuni casi trasversale al reticolo naturale.

Escluso il settore montano, la situazione generale relativa alla distribuzione superficiale dei complessi stratigrafici e delle unità strutturali può essere sommariamente descritta, da N verso S, come in seguito riportato:

Un settore collinare dove le unità affioranti alle quote di interesse delle opere sono per lo più:

- "Depositi pliocenici" (copertura pliocenica). Sedimenti marini e di transizione all'ambiente continentale in facies astiana (sabbie), piacentiana (silts sabbiosi) e fossaniana (sabbie ghiaiose), in forma di lembi, ridotti in estensione e potenza, addossati al piede dei rilievi collinari.
- "Depositi quaternari" (copertura quaternaria). Ghiaie ciottolose sabbiose, sabbie ghiaiose, limi sabbiosi la cui origine è legata alle fasi di alluvionamento da parte del reticolo idrografico attuale (depositi olocenici) e passato (depositi pleistocenici). Si distribuiscono lungo le fasce adiacenti i corsi d'acqua attuali (alluvioni oloceniche) o costituiscono, nelle porzioni di territorio più elevate, limitate superfici terrazzate (Pleistocene), isolate o che si raccordano con i depositi continentali della pianura.

Un settore di pianura dove le unità affioranti alle quote di interesse delle opere sono per lo più "Depositi quaternari", organizzati in un sistema terrazzi morfologici, disposti su quote diverse tra loro e in rapporto di parziale sovrapposizione, con contatto attraverso un meccanismo erosionale. Il substrato, non è affiorante, ed è costituito da sedimenti marini di età pliocenica.

L'area interessata dal progetto insiste sui depositi fluviali, fluvioglaciali e glaciali del quaternario, sia di età pleistocenica, che di età olocenica (alluvioni antiche, recenti ed attuali dei principali corsi d'acqua).

L'esame del contesto geologico di progetto è riportato negli elaborati di Geologia a cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

5 Caratterizzazione sismica ai sensi del D.M. 14/01/2008

5.1 Indagini svolte

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito sono state effettuate quindici misure della velocità delle onde sismiche mediante prove *down hole* nei fori di sondaggio S1, S2, S4, S6, S8, S9, S11, S12, S13, S16, S17, S19, S22, S23, S25. Di seguito si riporta una tabella (Tabella 1) riepilogativa delle prove *DH* cui fa riferimento la presente relazione.

N°	ID PROVA	UBICAZIONE	METRI ACQUISITI
1	S1 DH	Svincolo di Masserano - BI	34
2	S2 DH	Cavalcavia 1 (Strada Provinciale 317, Masserano-BI)	35
3	S4 DH	Ponte 1 Spalla Cavalcavia (area coop. La Barraggia, Masserano-BI)	35
4	S6 DH	Cavalc. 2 Spalla Cavalcavia (area coop. La Barraggia S.P. 318 Brusnengo-BI)	35
5	S8 DH	Cavalc. 3 (Strada Provinciale 64, Roasio-VC)	35
6	S9 DH	Ponte 2 spalla ponte (Via Cascina Biellese, Roasio-VC)	35
7	S11 DH	Ponte 3 spalla ponte (Via Cascina Biellese, Roasio-VC)	35
8	S12 DH	Ponte 4 spalla ponte (via Mondovi - Gattinara-VC)	35
9	S13 DH	Cavalcavia 4 (Strada Provinciale 3, Gattinara_VC)	35
10	S16 DH	Ponte 5 spalla ponte (Gattinara-VC)	35
11	S17 DH	Svincolo di Gattinara - Spalla cavalcavia (S.S.594 Gattinara-VC)	35
12	S19 DH	Viadotto ponte fiume Sesia (Argine in dx Sesia Gattinara - VC)	40
13	S22 DH	Viadotto ponte fiume Sesia (Loc. Cascina Carità - Ghemme - NO)	40
14	S23 DH	Svincolo di Gattinara Viadotto (Loc. Cascina Carità - Ghemme - NO)	35
15	S25 DH	Svincolo di Gattinara Viadotto (Loc. Cascina Carità - Ghemme - NO)	35

Tabella 1- Riepilogo prove e metri acquisiti

Le suddette prove hanno permesso di determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione e di taglio per uno spessore adeguato al volume significativo dell'opera e comunque al di là del limite di profondità richiesto dalla normativa (30 m). L'ubicazione delle indagini è riportata nelle tavole di Ubicazione Indagini Geognostiche T00GE00GEOPU_01-14_A.

5.2 Risultati delle indagini e categoria di sottosuolo

I diagrammi seguenti riportano, per ciascun foro di sondaggio, l'andamento delle velocità delle onde di taglio e di compressione con la profondità. Per ciascuna prova è stato eseguito il calcolo del parametro di riferimento $V_{s,30}$, secondo la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

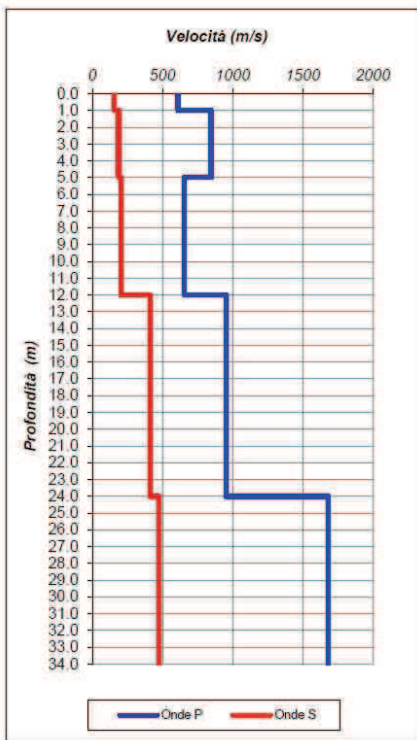


Fig. 1 - Velocità onde S e P - S1_DH

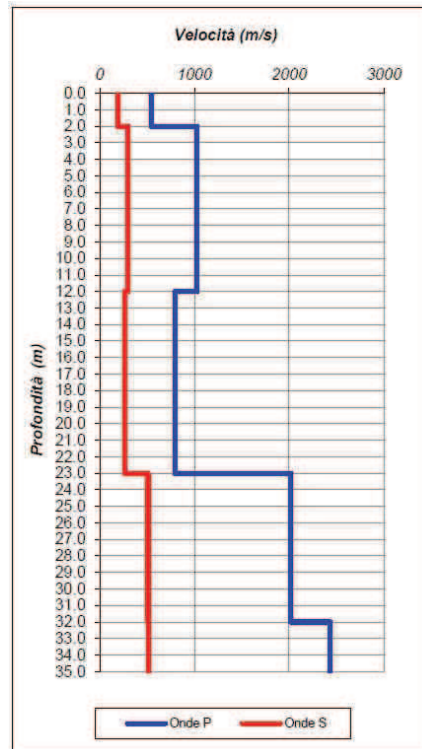


Fig. 2 - Velocità onde S e P - S2_DH

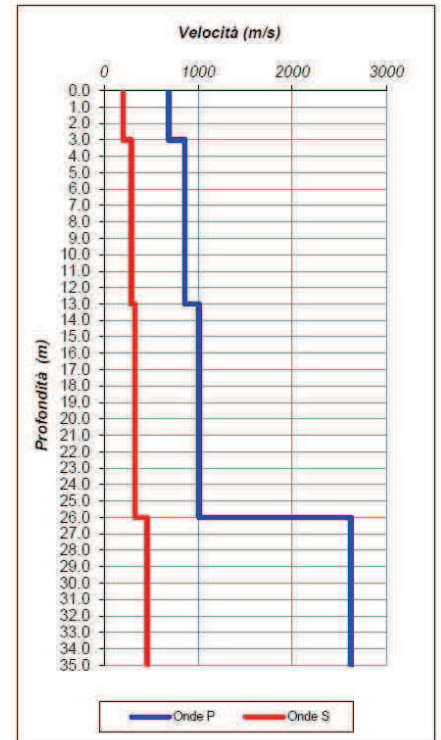


Fig. 3 - Velocità onde S e P - S4_DH

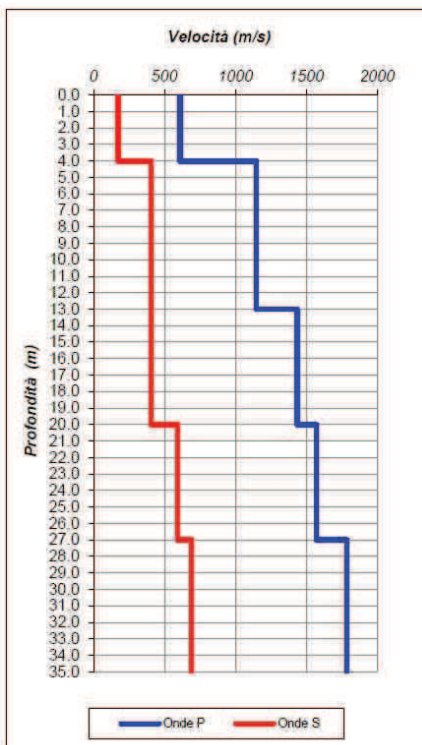


Fig. 4 - Velocità onde S e P - S6_DH

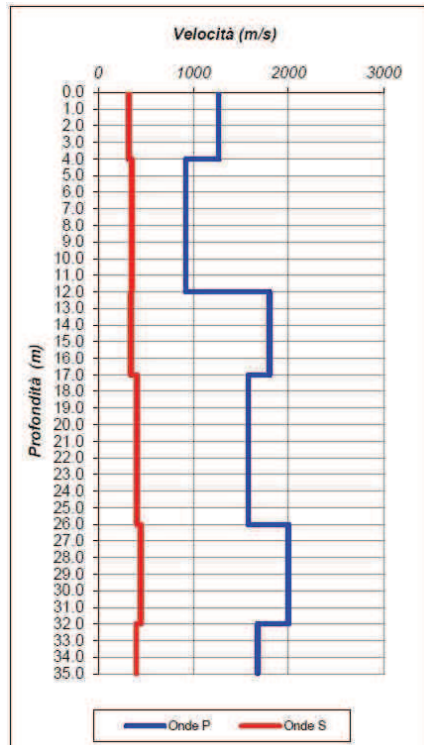


Fig. 5 - Velocità onde S e P - S8_DH

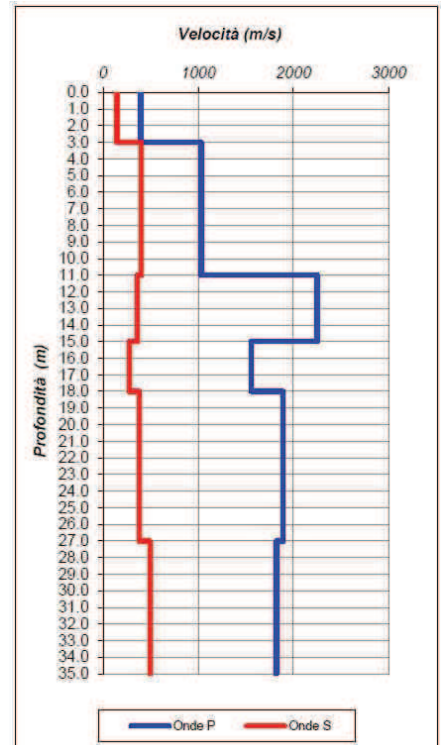


Fig. 6 - Velocità onde S e P - S9_DH

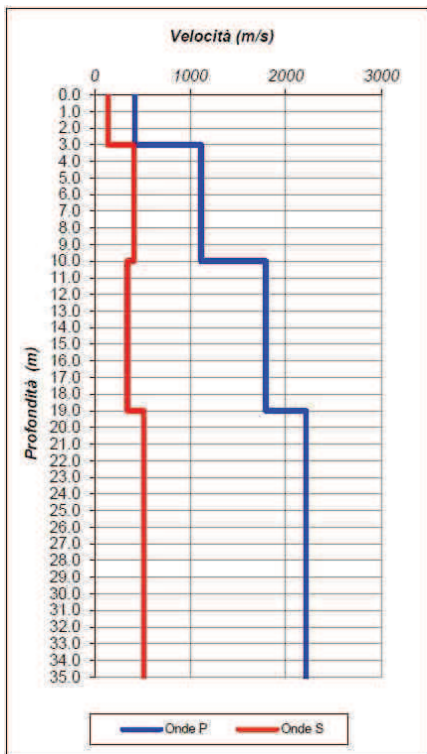


Fig. 7 - Velocità onde S e P - S11_DH

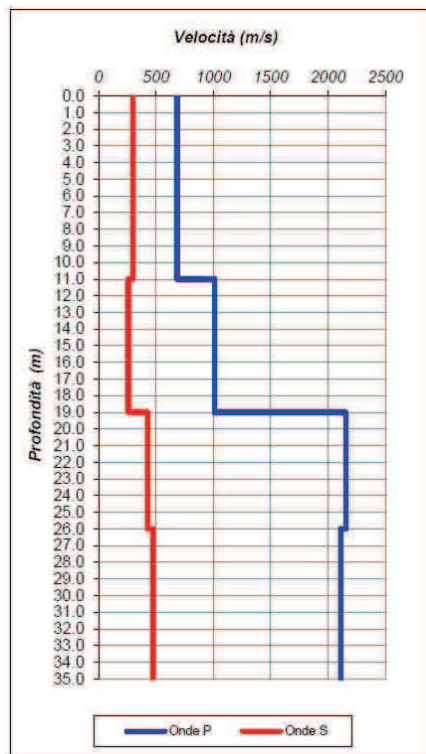


Fig. 8 - Velocità onde S e P - S12_DH

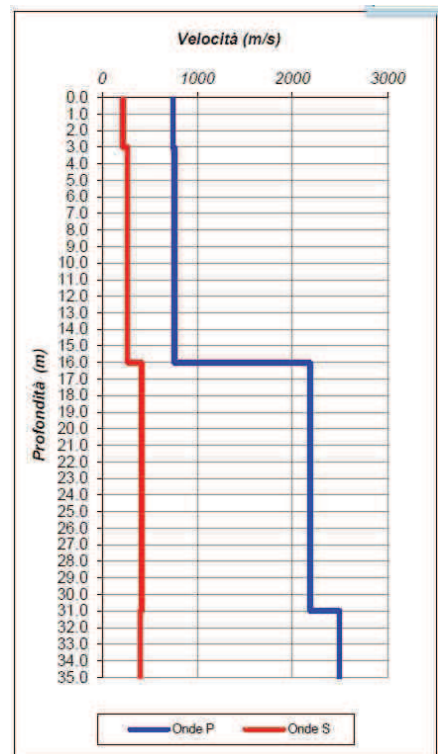


Fig. 9 - Velocità onde S e P - S13_DH

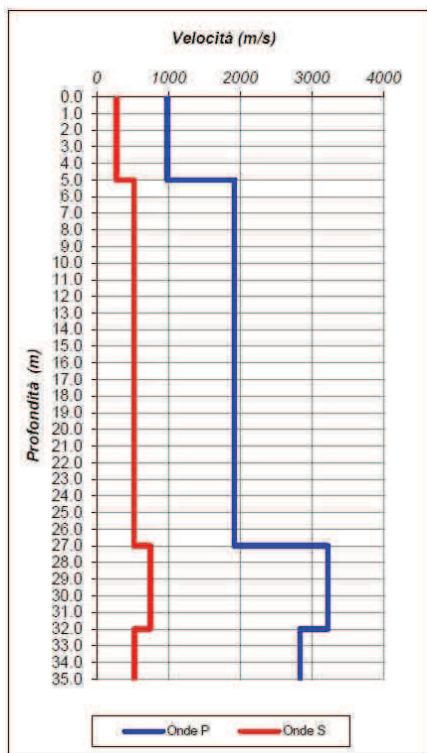


Fig. 10 - Velocità onde S e P - S16_DH

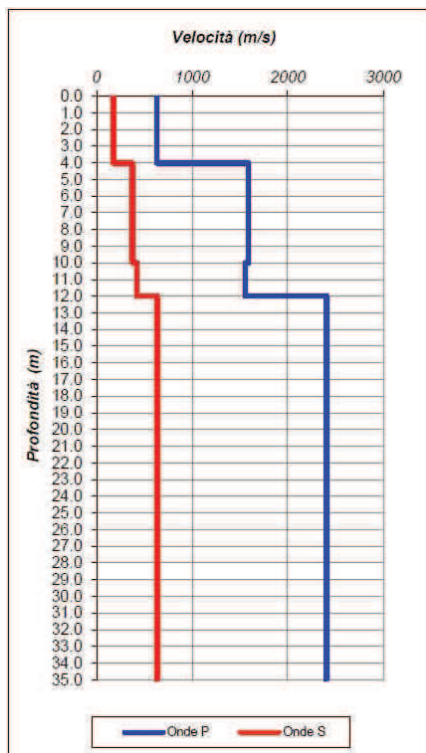


Fig. 11 - Velocità onde S e P - S17_DH

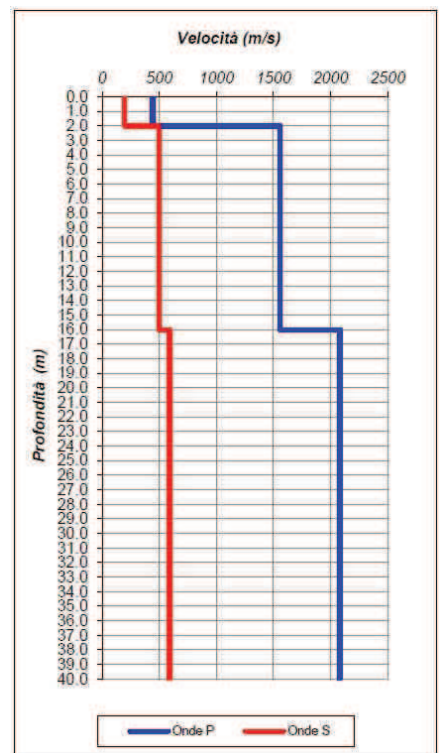


Fig. 12 - Velocità onde S e P - S19_DH

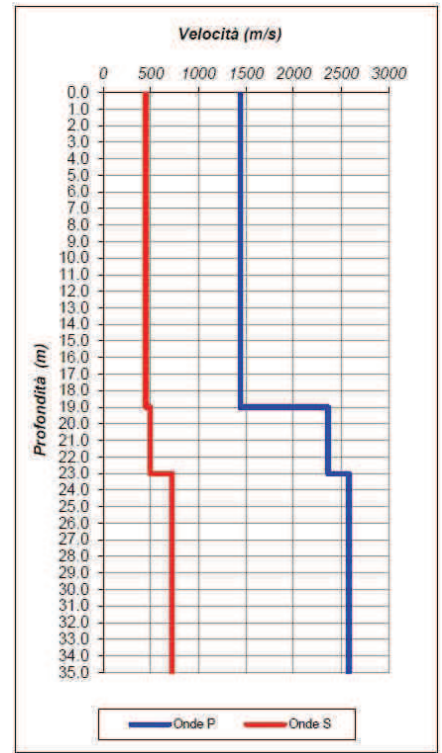
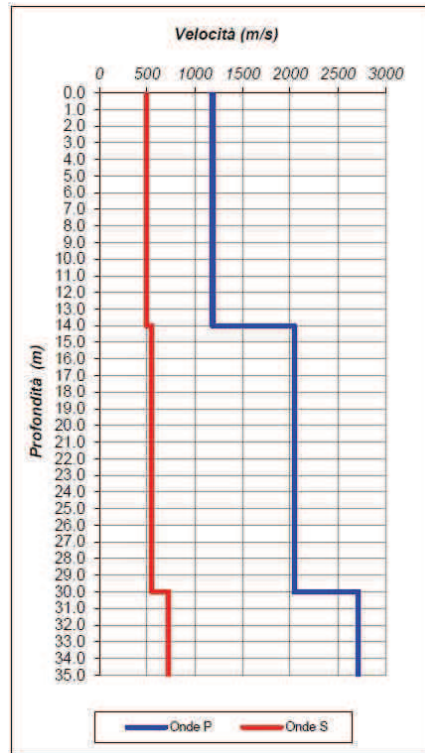
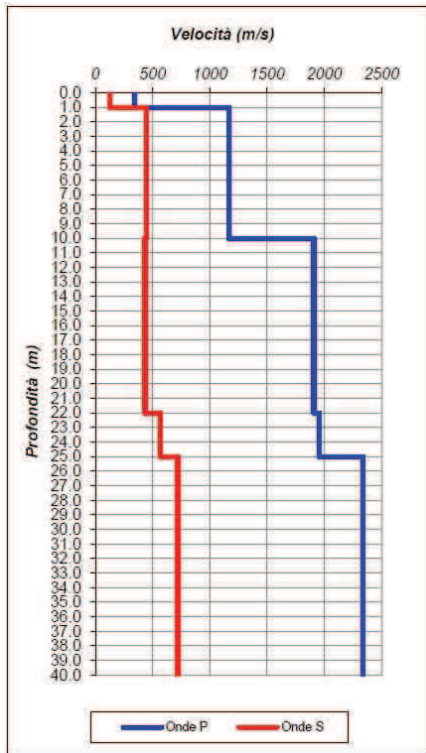


Fig. 13 – Velocità onde S e P – S22_DH

Fig. 14 – Velocità onde S e P – S23_DH

Fig. 15 – Velocità onde S e P – S25_DH

h_i spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Il dettaglio dei risultati ottenuti dalle indagini geofisiche è riportato nella documentazione sulle indagini geonostiche allegata al progetto.

Come si osserva, nelle figure precedenti l'andamento della velocità delle onde S con la profondità non è sempre crescente (Fig. 5; Fig. 6; Fig. 7; Fig. 8; Fig. 10 e Fig. 13), pertanto tali zone sono classificate con categoria S2, diversamente, negli altri casi possiamo ricorrere all'approccio semplificato di classificazione proposto dalla norma. I risultati della classificazione dei terreni nell'intorno di ciascuna prova DH si riportano in Tabella 2.

ID PROVA	UBICAZIONE	$V_{s,30}$ [m/s]	CATEGORIA
S1 DH	Svincolo di Masserano	351	C
S2 DH	Cavalcavia 1 (Strada Provinciale 317, Masserano – BI)	342	S2

ID PROVA	UBICAZIONE	V_{s,30} [m/s]	CATEGORIA
S4 DH	Ponte 1 Spalla Cavalcavia (area coop. La Barraggia)	351	C
S6 DH	Cavalc.2 Spalla Cavalcavia (area coop. La Barraggia SP318)	501	B
S8 DH	Cavalc.3 (Strada provinciale 64, Rosaio – VC)	390	B
S9 DH	Ponte 2 spalla ponte (Via Cascina Biellese, Rosaio – VC)	382	S2
S11 DH	Ponte 3 spalla ponte (Via Cascina Biellese, Rosaio – VC)	436	S2
S12 DH	Ponte 4 spalla ponte (Via Montovì, Gattinara – VC)	350	S2
S13 DH	Cavalcavia 4 (Strada Provinciale 3, Gattinara – VC)	349	C
S16 DH	Ponte 5 spalla ponte (Gattinara – VC)	611	B
S17 DH	Svincolo di Gattinara	556	B
S19 DH	Viadotto fiume Sesia	580	B
S22 DH	Viadotto fiume Sesia	558	S2
S23 DH	Svincolo di Gattinara Viadotto	555	B
S25 DH	Svincolo di Gattinara Viadotto	579	B

Tabella 2- Riepilogo risultati prove e categorie di sottosuolo

Stante la presenza lungo il tracciato di tre categorie di sottosuolo differenti (B, C e S2), l'estesa lineare di ciascun tratto con zona sismica omogenea, è stata definita in relazione alla distribuzione spaziale delle unità geotecniche fondamentali che li determinano, come definita nell'elaborato di Profilo Geotecnico. La loro estensione è pertanto rappresentata sia in Tabella 3 sia nella Planimetria di Classificazione Sismica del Territorio.

Tratto di Tracciato	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
Da pk 2514,86 a pk 26375,00	B
Da pk 26375,00 a pk 27500,00	S2
Da pk 27500,00 a pk 29000,00	C
Da pk 29000,00 a pk 31650,00	B
Da pk 31650,00 a pk 35350,00	S2
Da pk 35350,00 a pk 36225,00	C
Da pk 36225,00 a pk 39075,00	B
Da pk 39075,00 a pk 40089,25	S2

Tabella 3- Categorie di sottosuolo lungo il tracciato

Per i sottosuoli appartenenti alla categoria S2 sono state predisposte specifiche analisi di risposta sismica locale (RSL) al fine di quantificare l'azione sismica di progetto.

5.1 Caratterizzazione sismica di riferimento

Come previsto dalle linee guida Anas, per la strada in progetto si assumono come parametri sismici di riferimento:

- vita nominale dell'opera $V_N=50$ anni.
- classe d'uso IV, coefficiente d'uso $C_U=2$;

Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica sarà pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

Le analisi sono svolte allo SLV al quale è associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento ($V_R=50$ anni) pari al 10%; data tale probabilità associata al periodo di riferimento V_R , si ricava il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R :

$$T_R = -V_R / \ln (1 - P_{[V_R]}) = -50 / \ln (1 - 0.1) = 950 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento e considerata l'effettiva posizione dell'opera sul territorio nazionale, che si riassume con un punto rappresentativo (Lat. 45.6004 e Long. 8.4226), si ricavano per lo SLV i seguenti parametri su suolo di riferimento rigido orizzontale:

- Accelerazione orizzontale massima: $a_g = 0.045$ [g]
- Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro orizzontale: $F_0 = 2.659$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro orizzontale: $T^*_C = 0.305$ [s]

Data la morfologia del territorio attraversato dell'opera in esame, marcatamente pianeggiante, la categoria topografica è la cat. T1. Per le zone classificate con le categorie di sottosuolo B e C, possiamo esprimere i valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e del coefficiente di accelerazione massima calcolata secondo la geomorfologia del sito a_{max} , come di seguito riportato:

Sottosuolo tipo B

- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.2$
- accelerazione massima $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 0.054 \text{ g}$

Sottosuolo tipo c

- $S_S = 1.5$
- $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 0.0675 \text{ g}$

Definite le suddette grandezze siamo lo spettro di progetto per le zone B e C è definito ed è rappresentato graficamente in Figura 1.

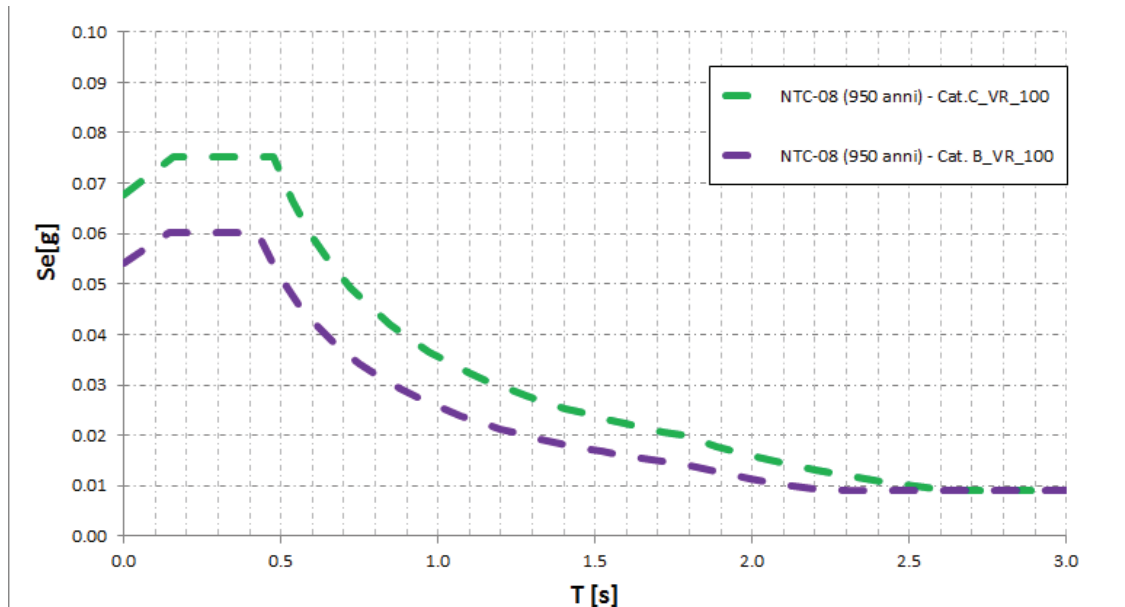


Figura 1: spettri di risposta elastici (smorzamento strutturale 5%) secondo NTC-08 per la categoria di sottosuolo B e C, categoria topografica T1, relativamente agli stati limite SLV

Le uniche analisi di stabilità eseguite in condizioni sismiche, sono state svolte per:

- le pareti della trincea;
- le berme del rilevato stradale;
- le opere di sostegno definitive (Muro di Sottoscarpa su IN01; Muri Andatori CV06).

I metodi pseudo statici, a cui si è fatto ricorso, prevedono la definizione dell'azione sismica, tramite un'azione statica equivalente, definita attraverso le due componenti di accelerazione determinate nel seguente modo:

- $k_h = \beta_s \times a_{max} / g$
- $k_v = \pm 0.5 k_h$

6 Analisi di Risposta Sismica Locale

Per i sottosuoli appartenenti alla categoria S2, sono state eseguite quattro analisi di risposta sismica locale, assumendo per ognuna delle quattro zone individuate, l'opera d'arte di riferimento più importante appartenente a quel tratto, come punto topografico rappresentativo: Viadotto Sesia, Cavalcavia Rolino/Rovasenda, Ponte Marchiazza e Ponti Torbola/Rovasenda. Si rende noto che, lo studio di risposta sismica locale, oltre che giustificato dai dati sperimentali, è stato eseguito per ottemperare alle prescrizioni del "Parere del MIT contenente la Valutazione di Impatto Ambientale del Progetto Preliminare n. 848 del 16.12.2011" che al punto 32 recita:

"Le opere d'arte dovranno essere progettate con i criteri ed i parametri di calcolo antisismici caratteristici per la zona 4, così come indicato nella D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – "Aggiornamento ed adeguamento delle zone sismiche (OPCM 3274/2003 e OPCM 3519/2006)", tenendo conto dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale"

6.1 Sismicità locale

Per sismicità locale si intende il "grado di probabilità che si verifichi, in una determinata area ed in un determinato periodo di tempo, un evento sismico dannoso con l'insieme degli effetti geologici e geofisici ad esso connessi, senza alcun riguardo per le attività umane". L'analisi del livello di pericolosità distingue quindi due fasi:

- la definizione della pericolosità sismica di base, in condizioni di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), in assenza di discontinuità stratigrafiche e/o morfologiche;
- l'analisi della pericolosità locale, ossia della modificazione locale dello scuotimento sismico prodotta dalle reali caratteristiche del terreno, dalla successione litostratigrafia locale, dalle condizioni morfologiche, unitamente alla possibilità di sviluppo di effetti cosismici: figliazione superficiale, fenomeni di densificazione, fenomeni di liquefazione, cedimenti differenziali, instabilità dei pendii e frane indotte dal sisma, movimenti gravitativi profondi, tsunami, ecc.

L'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", rappresentò una prima istanza del legislatore alla necessità di aggiornare gli strumenti normativi per la riduzione del rischio sismico. Con tale ordinanza si stabilirono i criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la nuova classificazione sismica dei comuni italiani, successivamente integrati e aggiornati dall'OPCM 3519/06. L'intero territorio nazionale venne suddiviso in 4 zone, sulla base di un differente valore dell'accelerazione di picco a_g su terreno a comportamento rigido, derivante da studi predisposti dall'INGV-DPC. Gli intervalli di accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni sono stati rapportati alle 4 zone sismiche indicate dall'OPCM 3519/06 nella tabella seguente:

Zona Sismica	Accelerazione con Probabilità di Superamento pari al 10% in 50 anni
(-)	(a_g)
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

Tabella 4- Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido.

Tale classificazione è basata su un'approssimazione dei valori e della distribuzione del parametro a_g secondo i limiti amministrativi (criterio "zona dipendente").

La valutazione della pericolosità sismica viene fatta utilizzando i dati pubblicati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ed impiegati per la redazione della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, disponibili all'indirizzo internet: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>. In Figura 2 è riportata la mappa delle aree in esame, con l'indicazione dei punti del reticolo di riferimento, relativi all'accelerazione su suolo rigido attesa con tempo di ritorno di 950 in cui ricade il valore del tempo di ritorno per lo SLV.

Lo studio INGV fornisce inoltre il grafico di disaggregazione della pericolosità sismica in termini di magnitudo, distanza epicentrale ed epsilon (parametro è legato alla deviazione dello spettro del segnale sismico al sito rispetto a quanto predetto da un'opportuna legge di attenuazione). Tali parametri, riportati come valori medi, si riferiscono al terremoto con maggiore probabilità di determinare il valore di PGA in riferimento ad una certa possibilità di occorrenza nel sito in esame.

In tal modo è possibile separare i diversi contributi alla pericolosità sismica, espressa da un determinato parametro (ad es. l'accelerazione su suolo rigido a_g) e quindi identificare per alcuni prefissati tempi di ritorno, quale sorgente sismica contribuisca maggiormente alla pericolosità.

Nel caso in esame, considerando il tempo di ritorno di 950 anni; introducendo le coordinate topografiche delle opere d'arte più importanti per ciascuna zona di riferimento, il diagramma di disaggregazione, riportato in Figura 3, indica le coppie M_w (magnitudo), R (distanza epicentrale) di interesse per la definizione dello scenario sismico di riferimento. I valori numerici del diagramma sono riportati in Figura 4, e per le aree in esame le coppie Magnitudo – Distanza significative sono riportate in Tabella 5.

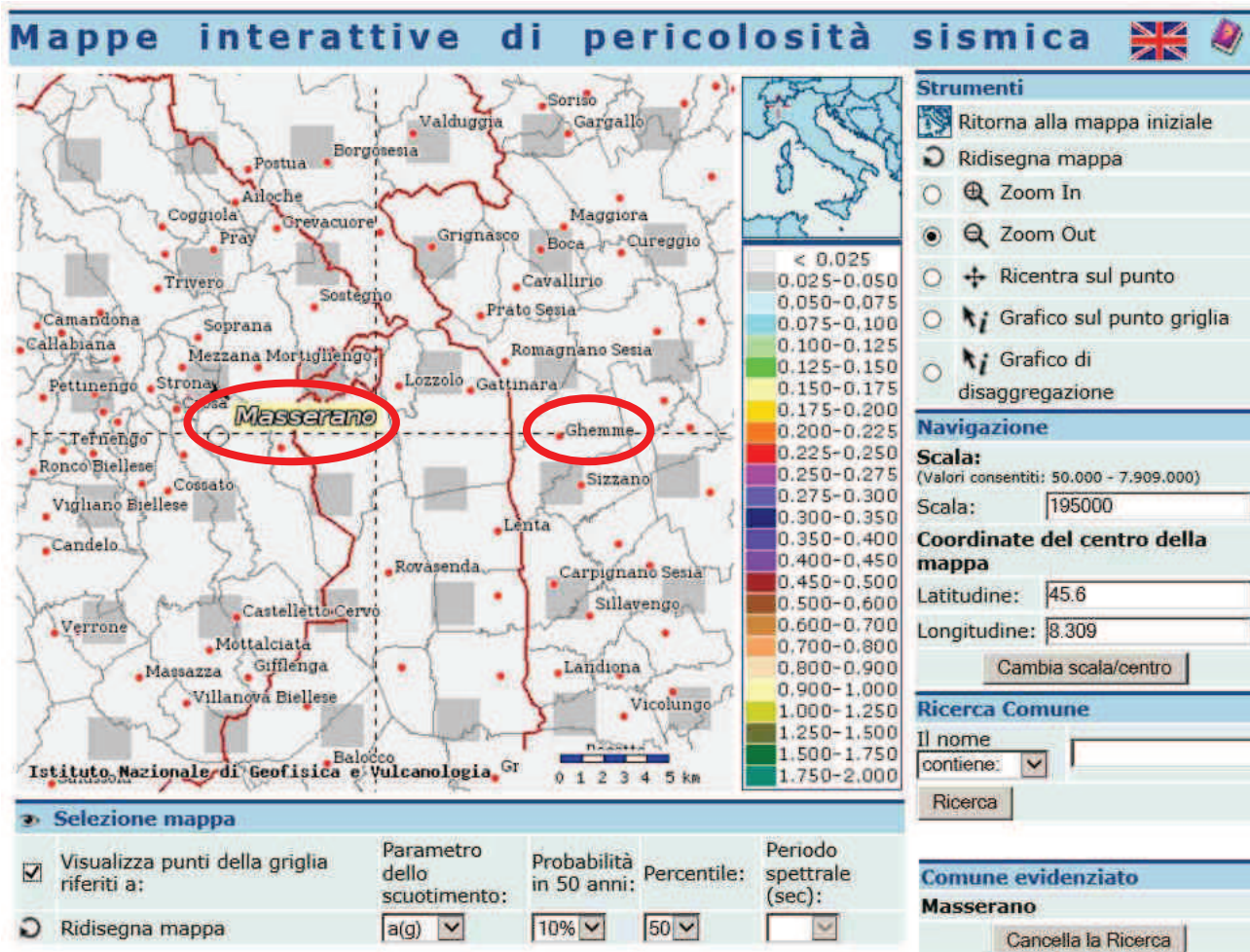


Figura 2: Mappa dei valori di Pericolosità sismica nell'area del tracciato (INGV 2006).

Opera d'arte/zona	Magnitudo		Distanza [km]	
	M_{min}	M_{max}	R_{min}	R_{max}
Viadotto Sesia	4.5	6.5	70	120
Cavalcavia Rolino Rovasenda	4.5	6.5	70	110
Ponte Marchiazza	4.5	6.5	60	110
Ponti Torbola e Rovasenda	4.5	6.5	60	110

Tabella 5 - Parametri di disaggregazione

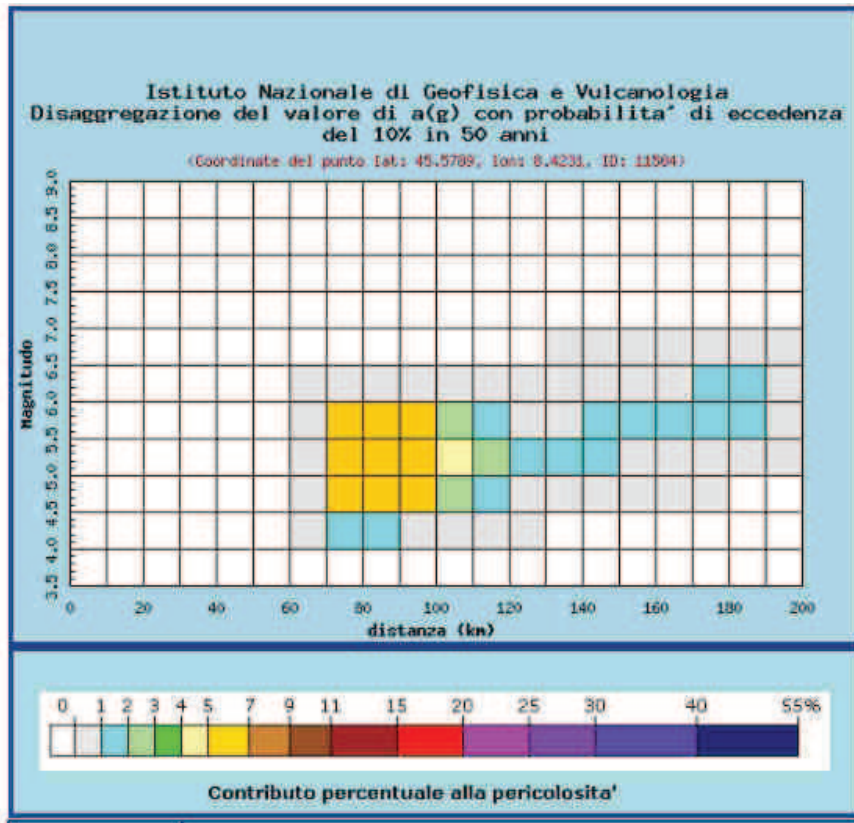


Figura 3: : Grafico di disaggregazione di a_g con probabilità di eccedenza con $T_r=915$ anni

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.5697, lon: 8.2095, ID: 11581)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.183	0.545	0.545	0.389	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	1.630	5.340	5.840	4.220	0.678	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	1.590	6.200	7.540	5.850	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	1.030	5.610	7.520	5.770	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.237	3.220	5.220	3.900	0.697	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.033	1.290	2.670	1.610	0.249	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.014	0.707	1.800	0.972	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.303	1.080	0.544	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.120	0.640	0.323	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.042	0.424	0.312	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.012	0.411	0.616	0.157	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.003	0.615	1.530	1.360	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.405	1.300	1.310	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.181	0.798	0.870	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.073	0.472	0.563	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.320	93.700	1.850

Figura 4 valori magnitudo – distanza

6.2 Selezione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili

La selezione degli accelerogrammi spettro-compatibili è stata eseguita utilizzando un criterio di selezione basato sulle informazioni relative a condizioni di magnitudo e distanza riportati nella Tabella 5. La ricerca è stata limitata alle sole registrazioni caratterizzate da classi di sottosuolo A, considerando il fatto che i segnali estratti devono rappresentare condizioni di affioramento rigido al fine di limitare l'influenza delle condizioni locali su ampiezza, frequenza e durata. Infatti, nelle analisi numeriche il moto sismico di input viene applicato al substrato sismico rigido (*bedrock*) e fatto propagare nel deposito sovrastante fino alla superficie, modellando la risposta sismica locale contestualmente agli effetti deformativi.

Nel caso in esame è stato scelto un insieme di accelerogrammi in grado di soddisfare le prescrizioni di normativa, utilizzando il codice di calcolo *REXEL*, sviluppato da Iervolino I., Galasso C. e Cosenza E.: "REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis (Earthquake Engineering Bulletin 2010 8:339-362) che permette una rapida ricerca nella Banca dati degli eventi sismici italiani o europei di accelerogrammi il cui spettro di risposta medio risulti spettro-compatibile con lo spettro obiettivo scelto, corrispondente allo stato limite considerato. Il codice è reso disponibile nell'ambito del progetto interuniversitario Reluis all'indirizzo: http://www.reluis.it/index_eng.html.

In particolare sono stati selezionati 7 accelerogrammi, per ciascun punto preso in considerazione, registrati in funzione dell'intervallo di magnitudo (M) e distanza epicentrale (R).

L'esito delle elaborazioni è riportato da Tabella 6 a Tabella 9, includendo anche informazioni riguardanti la magnitudo dell'evento, le condizioni di sottosuolo della stazione di registrazione, la distanza epicentrale e l'accelerazione di picco al suolo (PGA).

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
1877	Griva	21/12/1990	6.1	88	0.0984	0.0904	0.0066	0.0086	A
6956	Izmit (aftershock)	31/08/1999	5.1	73	0.0228	0.0179	0.0012	0.0009	A
6126	Aigion	15/06/1995	6.5	71	0.2102	0.2645	0.0133	0.0176	A
6274	South Iceland	17/06/2000	6.5	78	0.277	0.3804	0.0186	0.0233	A
52	Friuli	06/05/1976	6.5	108	0.3661	0.4374	0.0251	0.0153	A
618	Umbria Marche	26/09/1997	6	100	0.1439	0.1587	0.0157	0.0204	A
51	Friuli	06/05/1976	6.5	91	0.1266	0.1666	0.021	0.0225	A

Tabella 6: Principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati – Viadotto Sesia

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
6956	Izmit (aftershock)	31/08/1999	5.1	73	0.0228	0.0179	0.0012	0.0009	A
1877	Griva	21/12/1990	6.1	88	0.0984	0.0904	0.0066	0.0086	A
6126	Aigion	15/06/1995	6.5	71	0.2102	0.2645	0.0133	0.0176	A
6274	South Iceland	17/06/2000	6.5	78	0.277	0.3804	0.0186	0.0233	A
618	Umbria Marche	26/09/1997	6	100	0.1439	0.1587	0.0157	0.0204	A
617	Umbria Marche	26/09/1997	6	79	0.5813	0.674	0.0261	0.0271	A
51	Friuli	06/05/1976	6.5	91	0.1266	0.1666	0.021	0.0225	A

Tabella 7: Principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati – Cavalcavia Rolino Rovasenda

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
5814	Kalamata	13/10/1997	6.4	61	0.2046	0.2014	0.0147	0.0146	A
6271	South Iceland	17/06/2000	6.5	65	0.1111	0.1058	0.0139	0.0083	A
1877	Griva	21/12/1990	6.1	88	0.0984	0.0904	0.0066	0.0086	A
6126	Aigion	15/06/1995	6.5	71	0.2102	0.2645	0.0133	0.0176	A
6979	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	97	0.0832	0.0599	0.0065	0.0047	A
6979	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	97	0.0832	0.0599	0.0065	0.0047	A
6174	Kozani	13/05/1995	6.5	60	0.2933	0.2604	0.0298	0.024	A

Tabella 8: Principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati – Ponte Marchiazza

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
5814	Kalamata	13/10/1997	6.4	61	0.2046	0.2014	0.0147	0.0146	A
6271	South Iceland	17/06/2000	6.5	65	0.1111	0.1058	0.0139	0.0083	A
1877	Griva	21/12/1990	6.1	88	0.0984	0.0904	0.0066	0.0086	A
6126	Aigion	15/06/1995	6.5	71	0.2102	0.2645	0.0133	0.0176	A
6979	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	97	0.0832	0.0599	0.0065	0.0047	A
6979	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	97	0.0832	0.0599	0.0065	0.0047	A
6174	Kozani	13/05/1995	6.5	60	0.2933	0.2604	0.0298	0.024	A

Tabella 9: Principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati – Ponti Torbola e Rovasenda

Da Figura 5 a Figura 8 si riportano le verifiche di compatibilità spettrale, degli accelerogrammi selezionati: è da tener presente (non si può osservare solo per questioni tipografiche) che in nessun punto dell'intervallo di periodi 0,2s-2,0s l'ordinata spettrale media presenta uno scarto in eccesso e difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico obiettivo.

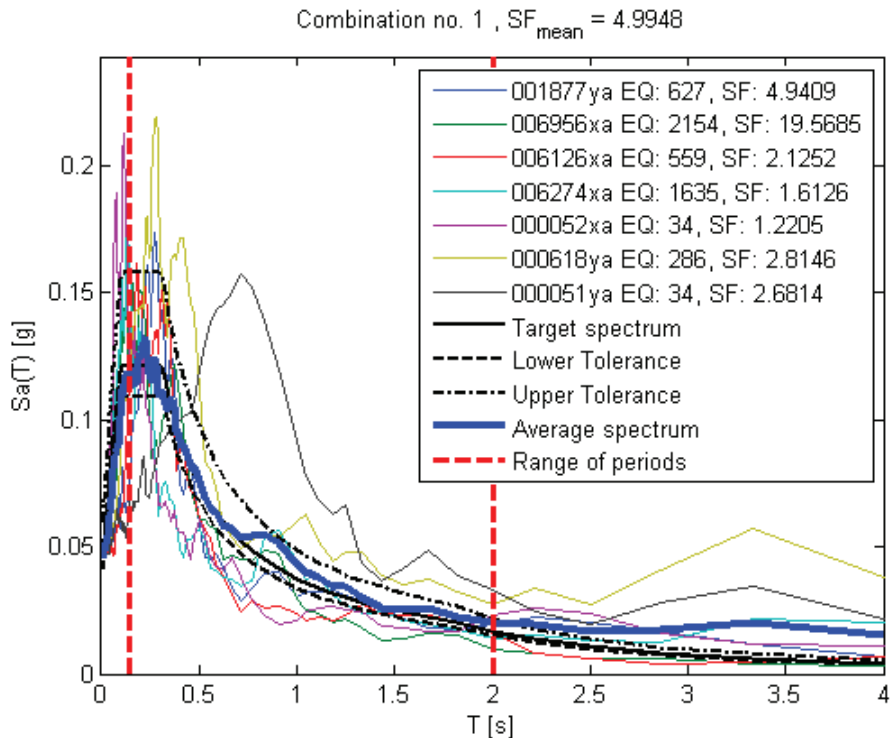


Figura 5 Confronto tra spettro medio e spettro da normativa (suolo A) –Zona Viadotto Sesia

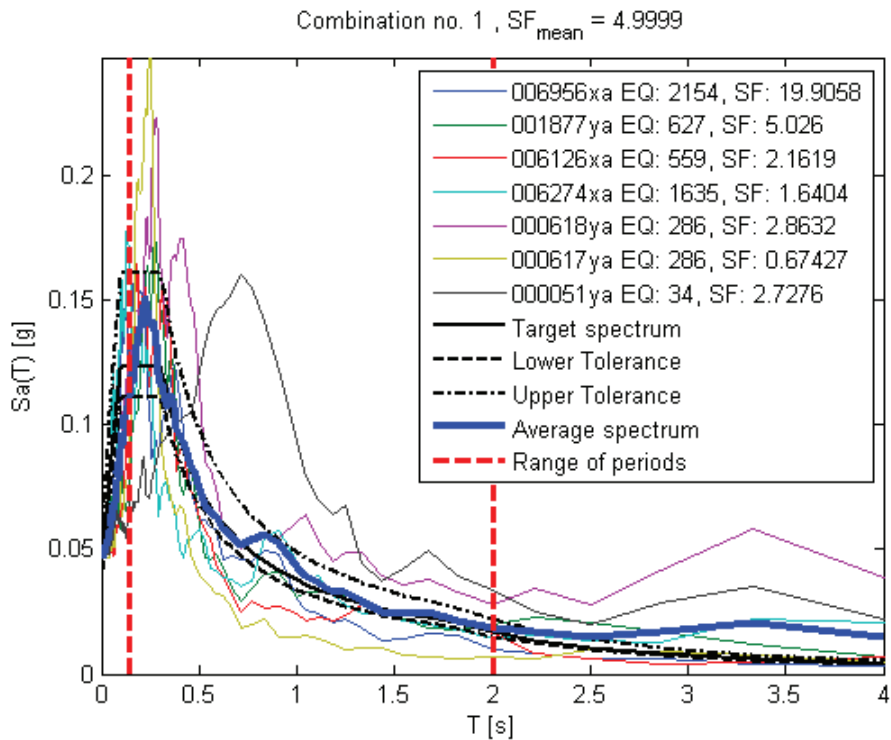


Figura 6: Confronto tra spettro medio e spettro da normativa (suolo A) – Zona Cavalcavia Rolino Rovasenda

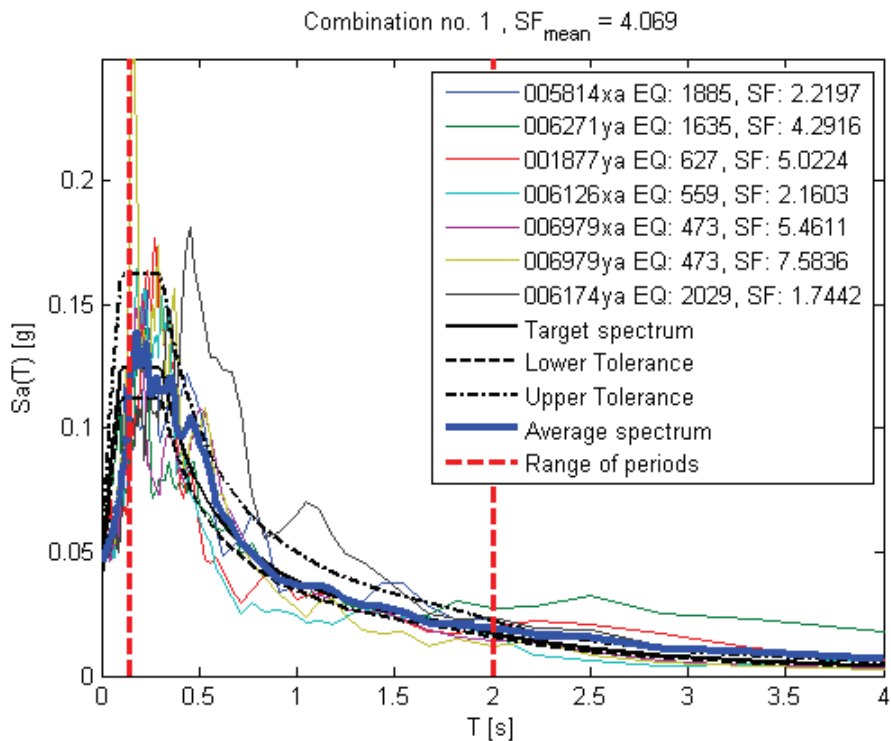


Figura 7: Confronto tra spettro medio e spettro da normativa (suolo A) – Zona Ponte Marchiazza

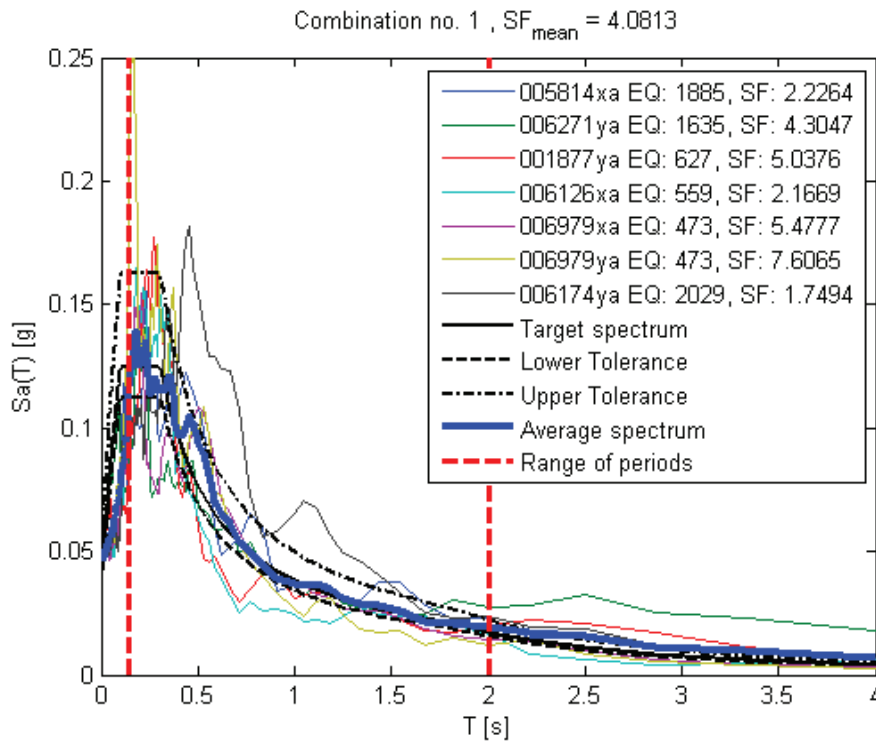


Figura 8: Confronto tra spettro medio e spettro da normativa (suolo A) – Zona Ponti Torbola e Rovasenda

6.3 Metodologie di Analisi

Sulla base della caratterizzazione sismica di sito di progetto che ha fornito il valore dell'accelerazione di riferimento su substrato rigido a_g in relazione al tempo di ritorno corrispondente allo stato limite SLV considerato, sono state eseguite le analisi di risposta sismica locale in assenza della struttura (c.d. condizioni campo libero) utilizzando accelerogrammi completi.

A tal fine, dopo aver scelto gli accelerogrammi di riferimento spettro-compatibili, in linea con quanto indicato dalle NTC08, è stata eseguita la caratterizzazione dei terreni di imposta anche da un punto di vista sismico. Quindi sono state eseguite le analisi finalizzate alla valutazione della risposta sismica locale utilizzando il codice di calcolo *STRATA* scritto dal Prof. Ellen Rathje, The Texas University at Austin, (Stati Uniti d'America) e reso disponibile dal Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) dell'Università di Berkeley, California. Tali analisi, seppur monodimensionali, hanno permesso di confrontare le caratteristiche spettrali dei vari accelerogrammi e sono state utili a tarare i parametri che permettono di calcolare il potenziale di liquefazione.

6.3.1 Procedura di calcolo

Lo scopo principale dell'analisi RSL è quello di definire una previsione di come e quanto il movimento sismico del suolo in profondità possa venir filtrato nel suo contenuto in frequenza dalla successione degli strati di terreno sovrastanti, in modo tale da poter stimare le caratteristiche del terremoto di progetto agente a piano campagna e non al substrato sismico. Le ipotesi alla base, nel caso di analisi monodimensionale sono le seguenti:

- la stratigrafia del suolo sia orizzontale;
- le onde sismiche si propagano dal basso verticalmente;
- le deformazioni del suolo sono funzione delle proprietà dinamiche dei litotipi;

L'algoritmo del codice utilizzato, può essere sintetizzato come segue:

- acquisizione del sismogramma al bedrock, costituito dai 7 accelerogrammi;
- applicazione della Trasformata di Fourier(FFT) per il calcolo dello Spettro di Fourier ($FAS_{bedrock}$) sempre al bedrock;
- calcolo della Funzione di Trasferimento (TF) nel sito (ovvero il rapporto tra l'ampiezza dell'onda incidente sullo strato in direzione verticale verso l'alto "upward" e la sua riflessa in direzione verticale verso il basso "downward"). La Funzione di trasferimento dà immediatamente, grazie alla sua forma, informazioni importanti sui modi di vibrazione del suolo;
- calcolo dello Spettro di Fourier (FAS_{suolo}) stavolta in superficie, moltiplicando lo Spettro di Fourier al bedrock per la Funzione di Trasferimento con la formula:

$$FAS_{suolo} = FAS_{bedrock} \times TF$$

- applicazione della Trasformata inversa di Fourier (IFFT), per la determinazione dell'accelerazione al suolo.

Per gestire la non linearità del comportamento del terreno alle piccole deformazioni, il codice assume un modello del terreno lineare equivalente, in cui esegue un calcolo iterativo, aggiornando progressivamente le caratteristiche dinamiche del terreno, il cui andamento è marcatamente non lineare. I dati di input del codice STRATA possono essere distinti in tre gruppi:

- I. Sismo-Stratigrafia per ogni zona individuata, costituita da: spessore dello strato; tipo di terreno (scegliendo dal database la curva di decadimento); velocità delle onde di taglio V_s ;
- II. Curva di decadimento del modulo di elasticità longitudinale e dello smorzamento con il livello di deformazione, che per il caso in esame, in assenza di dati sperimentali, si utilizzano quelle proposte in Darendeli and Stokoe (2001) in funzione dei seguenti parametri: Sforzo efficace medio; Indice di plasticità; OCR; Frequenza d'eccitazione; Numero di cicli.
- III. Accelerogrammi spettro compatibili (selezionati in questo caso tramite Rexel), scalati alla PGA scelta, ovvero 0,045g (substrato sismico rigido - Suolo A).

6.4 Analisi Probabilistica di Risposta Sismica Locale

Come noto, l'affidabilità dei risultati dell'analisi RSL è strettamente correlata ai dati di input, che sono però affetti da notevole incertezza: curve decadimento e proprietà dei materiali, velocità delle onde di taglio, spessore dei sismo-strati e profondità del substrato rigido. Pertanto, per cercare di contenere i possibili effetti di tali incertezze si esegue un'analisi con approccio probabilistico, in cui si ammettono degli intervalli di variazione dei suddetti parametri, secondo dei modelli statistici.

La variazione delle proprietà non lineari del terreno, a partire dalle relazioni scelte di Darendeli e Stokoe (2001), è essenzialmente legata dalla pressione efficace media dello strato e dall'indice di plasticità. I rimanenti parametri (OCR, frequenza di eccitazione e numero di cicli) non hanno effetti significativi sullo spettro in affioramento.

La velocità delle onde di taglio, definita a partire dalle stratigrafie sismiche fornite dalle prove di geofisiche, che, a titolo di esempio, si mostra in Figura 9 quella relativa alla prova S22-DH, viene fatta variare per ogni valore con un intervallo di ampiezza pari a 100 m/s in cui il valore sperimentale è il valor medio.

Il modello adottato per definire la variazione dello spessore dei sismo-strati è quello di Toro et. al. (1995): Probabilistic seismic hazard mapping of the Missisipi Embayment (Seismological Research Letters), che tra l'altro essendo stato definito in un sito fondale di tipo fluviale, si può adattare con una certa confidenza a quello di progetto.

Profondità base(m)	Onde P	Onde S	Poisson	Young (MPa)	Share (MPa)	Bulk (MPa)	γ (kN/m ³)
	Velocità (m/sec)	Velocità (m/sec)					
1.00	342.16	123.47	0.43	72.49	25.43	161.42	16.7
10.00	1168.64	449.27	0.41	1046.21	370.13	2010.85	18.3
22.00	1911.74	433.90	0.47	1099.40	373.22	6747.32	19.8
25.00	1956.58	570.75	0.45	1885.73	648.69	6758.23	19.9
40.00	2339.30	720.73	0.45	3109.77	1074.14	9883.78	20.7

Figura 9: sismostrati risultanti nella prova S22-DH

La variazione della profondità del substrato sismico rigido è supportata dall'andamento delle tomografie sismiche, di cui in Figura 10 si riporta quella relativa alla prova BS3. Sulla base degli esiti di tali prove è infatti fissato il valore di partenza di profondità del substrato, quindi l'intervallo di variazione scelto, si estende da -10 m a +40 m rispetto il valore di partenza.

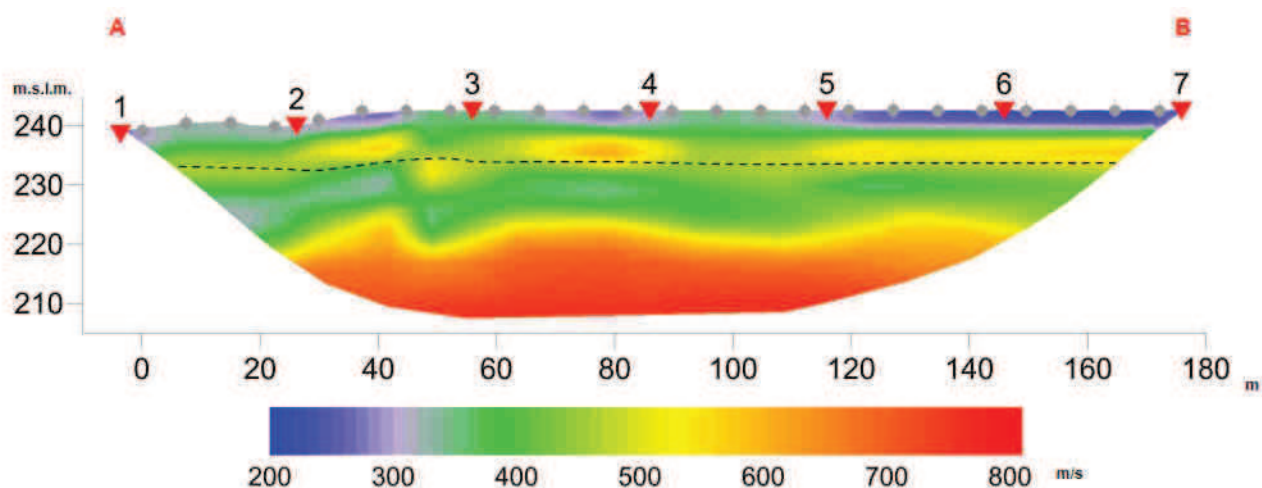


Figura 10: tomografia sismica BS3

Impostati gli intervalli e le leggi di variazione delle diverse grandezze, si riporta in Figura 11 l'esito delle analisi RSL relativa alla zona S2, più orientale del tracciato, laddove è ubicato il viadotto Sesia. Lo spettro scelto all'interno del fascio di probabilità, costituito da 350 "realizzazioni statistiche", è rappresentato anche in Figura 12, posto a confronto con gli spettri di norma da approccio semplificato. Il criterio di scelta dello spettro di progetto da analisi probabilistica RSL, all'interno del fascio di realizzazioni statistiche, è quello della massima amplificazione possibile (Figura 11), considerando anche un'amplificazione dell'accelerazione a $T = 0$, introdotta cautelativamente per tenere conto di periodi propri di vibrazione particolarmente bassi.

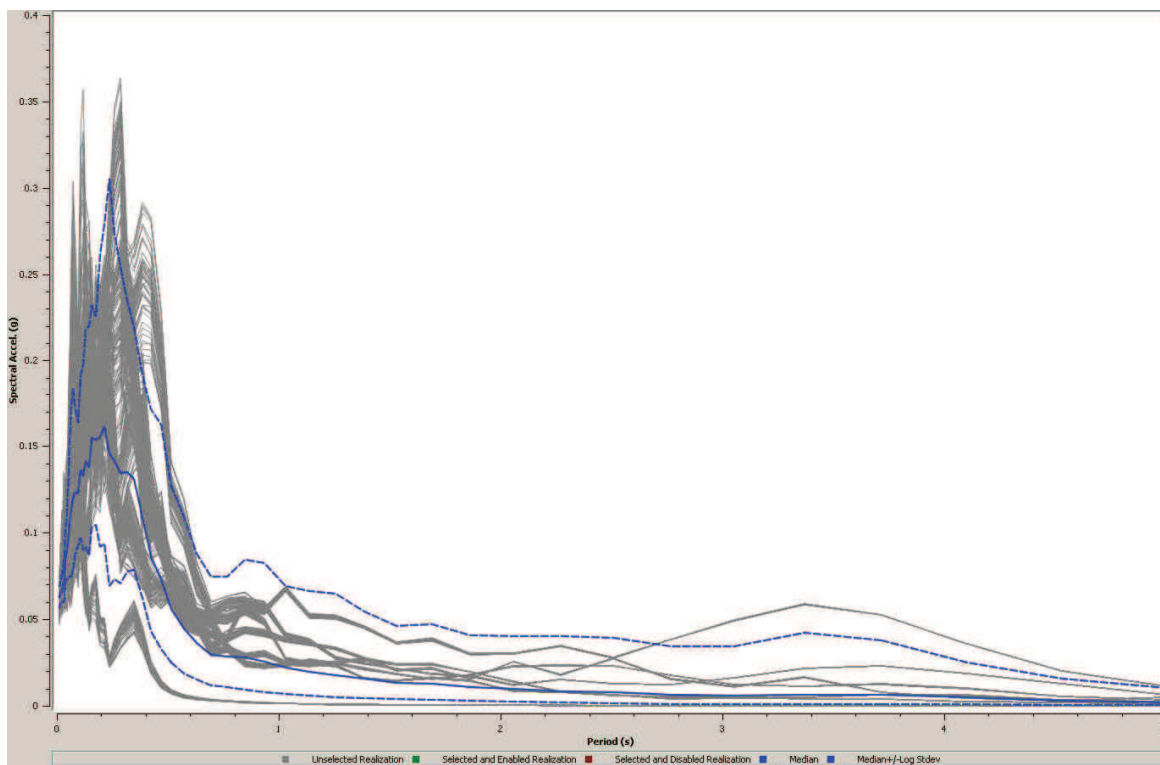


Figura 11: Esito dell'analisi probabilistica di RSL per la zona S2 – Viadotto Sesia

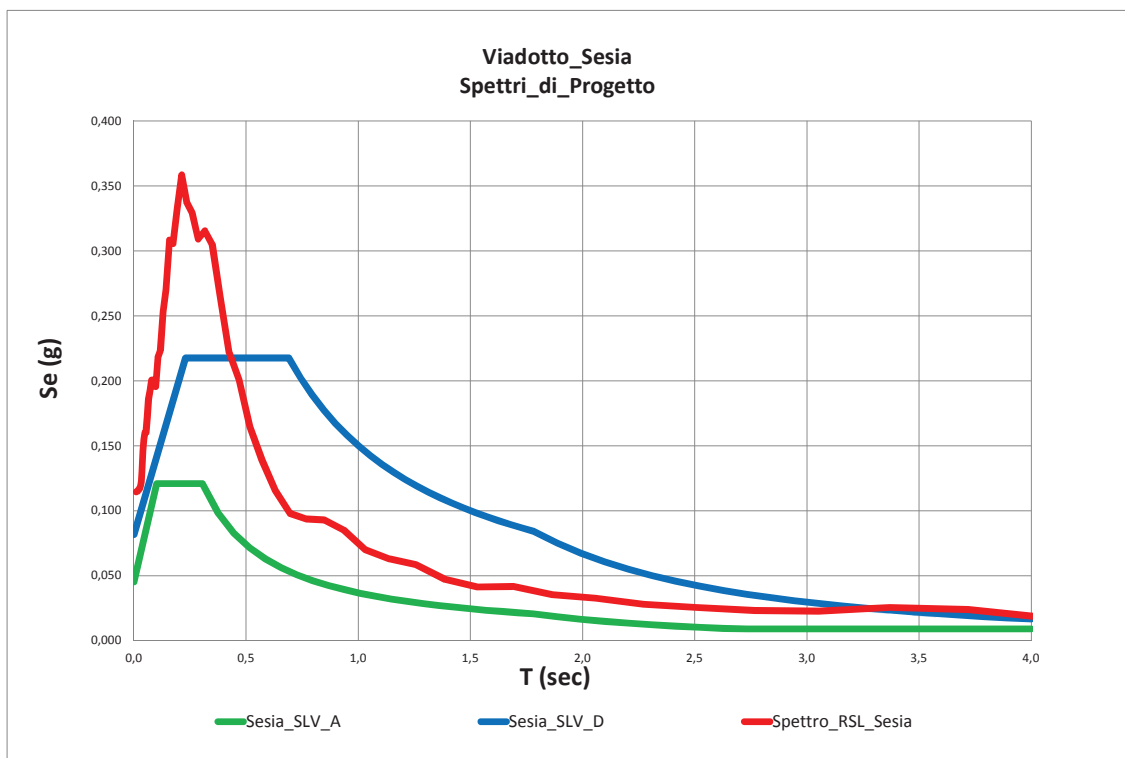


Figura 12: Confronto tra gli spettri di norma e lo spettro da analisi probabilistica di RSL per Zona S2 Viadotto Sesia

6.5 Spettri di Progetto delle zone S2

I risultati delle analisi RSL in termini di spettro elastico di progetto delle accelerazioni per le restanti tre zone indagate, ricadenti sul sottosuolo di categoria S2, sono riportati di seguito, sempre a confronto con gli spettri di norma da approccio semplificato.

In Figura 13, Figura 14 e Figura 15, si può osservare che nel caso SLV l'accelerazione di picco a_g è pari a 0,124g per il Suolo A, è pari a 0,224g per il Suolo D, mentre la massima accelerazione spettrale raggiunge valori rispettivamente pari a 0,445g, 0,415g e 0,432g.

I valori numerici degli spettri selezionati sono riportati in Tabella 10.

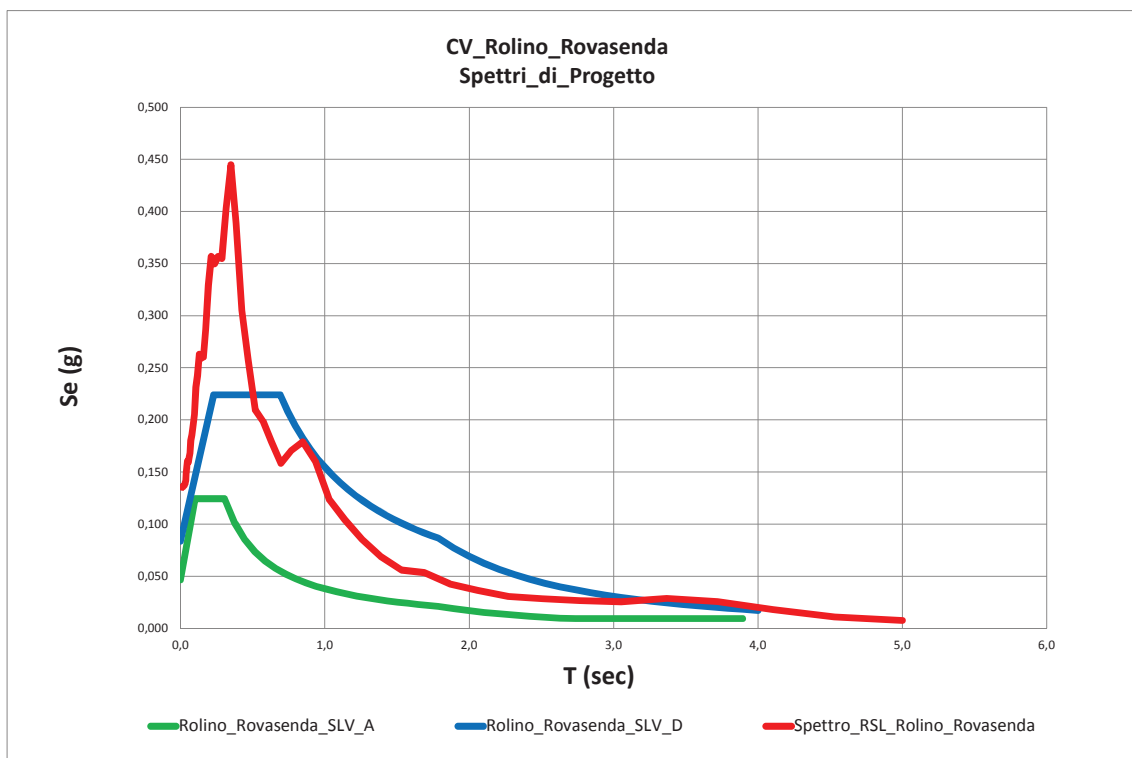


Figura 13: confronto tra gli spettri di norma e lo spettro da analisi probabilistica di RSL per Zona S2 Cavalcavia Rolino Rovasenda

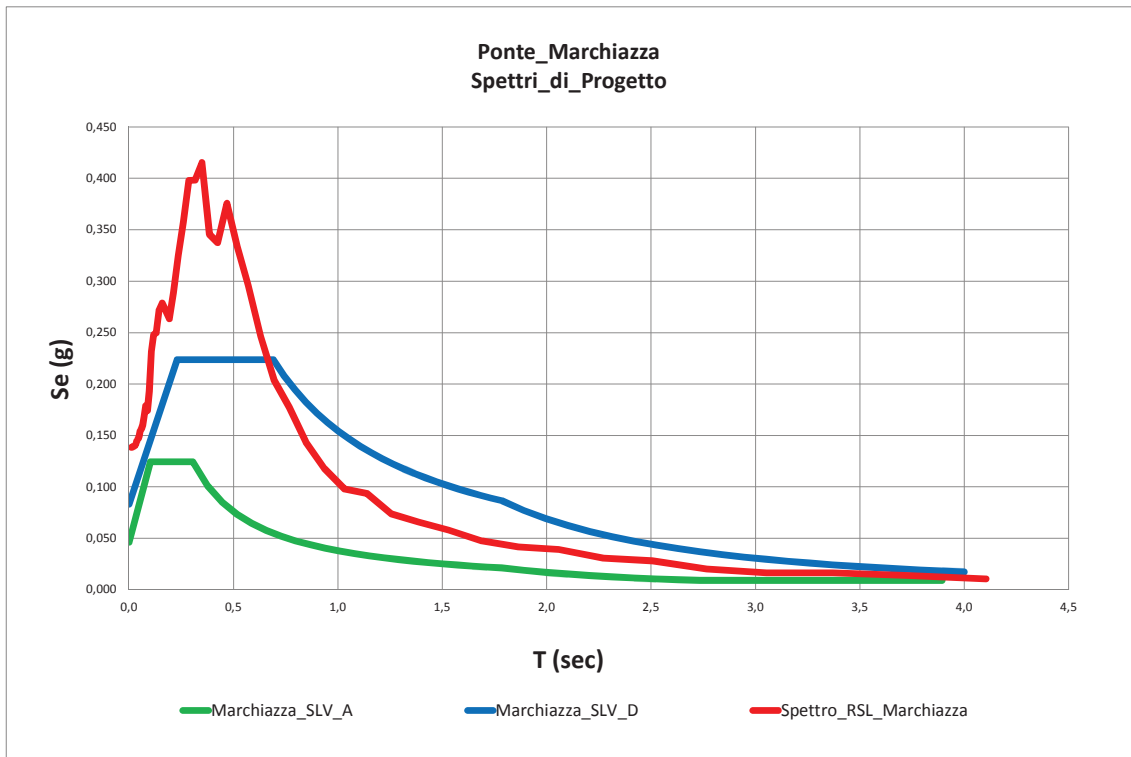


Figura 14: confronto tra gli spettri di norma e lo spettro da analisi probabilistica di RSL per Zona S2 Ponte Marchiazza

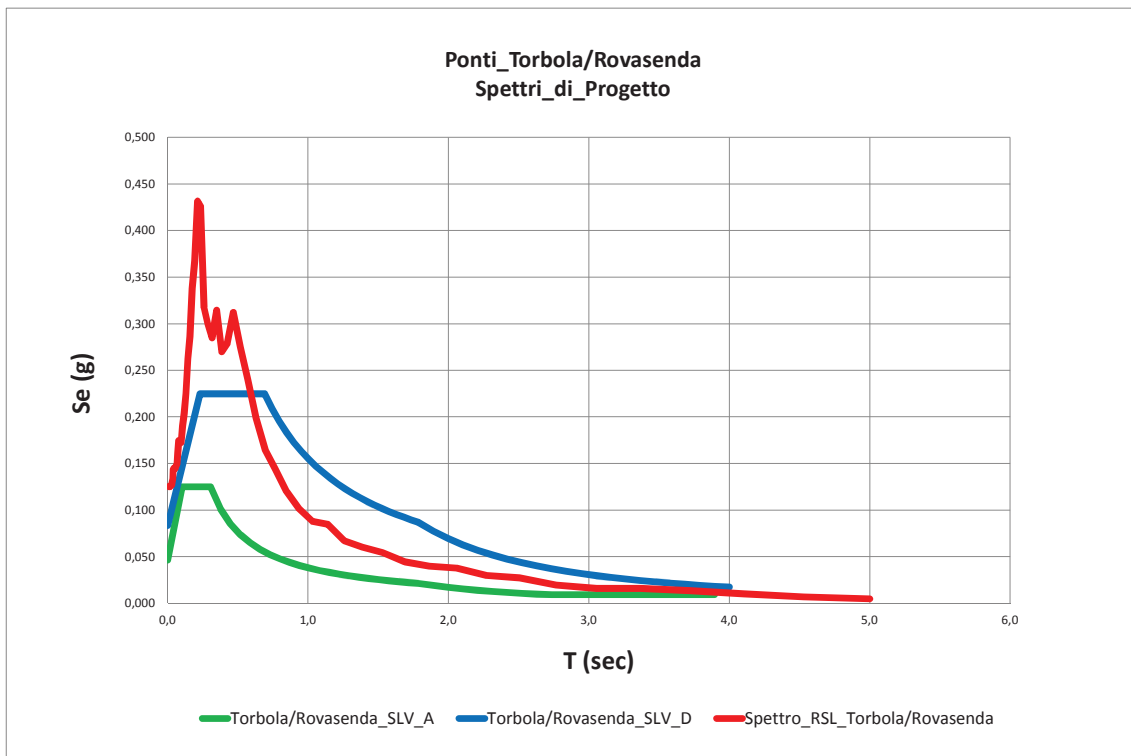


Figura 15: confronto tra gli spettri di norma e lo spettro da analisi RSL probabilistica per Zona S2 Ponti Torbola/Rovasenda

Spettro_RSL_ Sesia		Spettro_RSL_ Rolino_Rovas enda		Spettro_RSL_ Marchiazza		Spettro_RSL_ Torbola/Rova senda	
T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)
0,01000	0,11450	0,01000	0,13535	0,01000	0,13844	0,01000	0,12510
0,01104	0,11461	0,01104	0,13541	0,01104	0,13849	0,01104	0,12515
0,01218	0,11474	0,01218	0,13549	0,01218	0,13855	0,01218	0,12520
0,01344	0,11490	0,01344	0,13558	0,01344	0,13862	0,01344	0,12527
0,01484	0,11510	0,01484	0,13570	0,01484	0,13870	0,01484	0,12535
0,01638	0,11534	0,01638	0,13584	0,01638	0,13881	0,01638	0,12546
0,01807	0,11565	0,01807	0,13602	0,01807	0,13895	0,01807	0,12559
0,01995	0,11600	0,01995	0,13626	0,01995	0,13915	0,01995	0,12577
0,02202	0,11649	0,02202	0,13655	0,02202	0,13936	0,02202	0,12597
0,02430	0,11709	0,02430	0,13693	0,02430	0,13961	0,02430	0,12624
0,02682	0,11789	0,02682	0,13747	0,02682	0,13997	0,02682	0,12670
0,02960	0,11932	0,02960	0,13817	0,02960	0,14049	0,02960	0,12785
0,03267	0,12259	0,03267	0,13942	0,03267	0,14154	0,03267	0,13002
0,03605	0,13082	0,03605	0,14204	0,03605	0,14426	0,03605	0,13361
0,03979	0,14624	0,03979	0,14890	0,03979	0,14575	0,03979	0,14351
0,04391	0,15500	0,04391	0,15490	0,04391	0,14698	0,04391	0,14499
0,04847	0,15993	0,04847	0,16059	0,04847	0,14965	0,04847	0,14533
0,05349	0,16008	0,05349	0,15934	0,05349	0,15460	0,05349	0,14462
0,05904	0,17193	0,05904	0,16337	0,05904	0,15643	0,05904	0,14680
0,06516	0,18613	0,06516	0,16810	0,06516	0,16013	0,06516	0,14934
0,07191	0,19226	0,07191	0,18023	0,07191	0,16780	0,07191	0,16113
0,07937	0,20062	0,07937	0,18561	0,07937	0,17862	0,07937	0,17462
0,08760	0,20033	0,08760	0,19509	0,08760	0,17403	0,08760	0,17352
0,09668	0,19555	0,09668	0,20518	0,09668	0,19311	0,09668	0,17240
0,10670	0,21809	0,10670	0,23139	0,10670	0,23193	0,10670	0,19042
0,11777	0,22338	0,11777	0,24239	0,11777	0,24792	0,11777	0,20382
0,12998	0,25313	0,12998	0,26293	0,12998	0,24983	0,12998	0,22492
0,14345	0,27026	0,14345	0,25907	0,14345	0,27194	0,14345	0,26255
0,15832	0,30829	0,15832	0,26017	0,15832	0,27890	0,15832	0,28641
0,17474	0,30567	0,17474	0,28652	0,17474	0,27158	0,17474	0,33792
0,19285	0,33248	0,19285	0,32930	0,19285	0,26338	0,19285	0,36746
0,21285	0,35841	0,21285	0,35691	0,21285	0,28900	0,21285	0,43165
0,23491	0,33727	0,23491	0,34967	0,23491	0,32498	0,23491	0,42569
0,25927	0,32915	0,25927	0,35679	0,25927	0,35764	0,25927	0,31734
0,28615	0,30909	0,28615	0,35470	0,28615	0,39797	0,28615	0,29942
0,31581	0,31549	0,31581	0,40320	0,31581	0,39833	0,31581	0,28494
0,34855	0,30505	0,34855	0,44486	0,34855	0,41532	0,34855	0,31464

Spettro_RSL_ Sesia		Spettro_RSL_ Rolino_Rovas enda		Spettro_RSL_ Marchiazza		Spettro_RSL_ Torbola/Rova senda	
T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)	T (s)	Sd (g)
0,38469	0,26537	0,38469	0,38875	0,38469	0,34562	0,38469	0,26993
0,42457	0,22191	0,42457	0,30522	0,42457	0,33749	0,42457	0,27918
0,46859	0,20072	0,46859	0,25720	0,46859	0,37573	0,46859	0,31218
0,51717	0,16484	0,51717	0,20980	0,51717	0,33410	0,51717	0,27498
0,57078	0,13910	0,57078	0,19881	0,57078	0,29608	0,57078	0,24061
0,62996	0,11567	0,62996	0,17906	0,62996	0,24628	0,62996	0,19881
0,69527	0,09805	0,69527	0,15828	0,69527	0,20338	0,69527	0,16427
0,76735	0,09379	0,76735	0,17055	0,76735	0,17726	0,76735	0,14397
0,84691	0,09306	0,84691	0,17889	0,84691	0,14351	0,84691	0,11990
0,93471	0,08532	0,93471	0,15980	0,93471	0,11809	0,93471	0,10171
1,03161	0,07020	1,03161	0,12331	1,03161	0,09802	1,03161	0,08803
1,13857	0,06312	1,13857	0,10418	1,13857	0,09365	1,13857	0,08481
1,25661	0,05865	1,25661	0,08543	1,25661	0,07370	1,25661	0,06722
1,38688	0,04718	1,38688	0,06877	1,38688	0,06572	1,38688	0,06040
1,53067	0,04147	1,53067	0,05601	1,53067	0,05795	1,53067	0,05431
1,68936	0,04187	1,68936	0,05355	1,68936	0,04741	1,68936	0,04441
1,86450	0,03548	1,86450	0,04260	1,86450	0,04147	1,86450	0,03979
2,05780	0,03271	2,05780	0,03653	2,05780	0,03921	2,05780	0,03776
2,27114	0,02811	2,27114	0,03056	2,27114	0,03084	2,27114	0,02984
2,50660	0,02575	2,50660	0,02850	2,50660	0,02813	2,50660	0,02736
2,76647	0,02323	2,76647	0,02657	2,76647	0,02026	2,76647	0,01961
3,05328	0,02282	3,05328	0,02561	3,05328	0,01652	3,05328	0,01601
3,36982	0,02573	3,36982	0,02880	3,36982	0,01643	3,36982	0,01606
3,71918	0,02401	3,71918	0,02576	3,71918	0,01397	3,71918	0,01352
4,10477	0,01707	4,10477	0,01796	4,10477	0,01053	4,10477	0,01022
4,53032	0,01033	4,53032	0,01101			4,53032	0,00681
5,00000	0,00708	5,00000	0,00772			5,00000	0,00484

Tabella 10: valori numerici degli spettri di progetto da analisi probabilistica di RSL

7 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE

Nel presente paragrafo viene eseguita la valutazione della suscettibilità e del pericolo di liquefazione per le zone ricadenti sul sottosuolo di categoria S2. I sondaggi di riferimento sono S2, S9, S11, S12, S22. Le modalità di analisi sono riportate al paragrafo: ALLEGATO A: SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE.

In via preliminare è stato fatto ricorso al metodo di *Seed et al. (1983)*, per la stima di CSR (*Cyclic Stress Ratio*), e a quello di *Idriss e Boulanger (2004)*, per la stima di CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) basato su risultati di prove penetrometriche dinamiche. Secondo le NTC2008, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (tipo SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (tipo CPT) normalizzata ad una tensione efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1(a) e 7.11.1(b) delle NTC 2008 rispettivamente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Da Figura 16 a Figura 20 è riportato il confronto tra i fusi limite suggeriti dalle NTC2008 e le curve sperimentali ricavate dai campioni prelevati durante i sondaggi S2, S9, S11, S12 e S22: si osserva che alcune curve granulometriche ricadono all'interno della fascia relativa ad elevata possibilità di liquefazione.

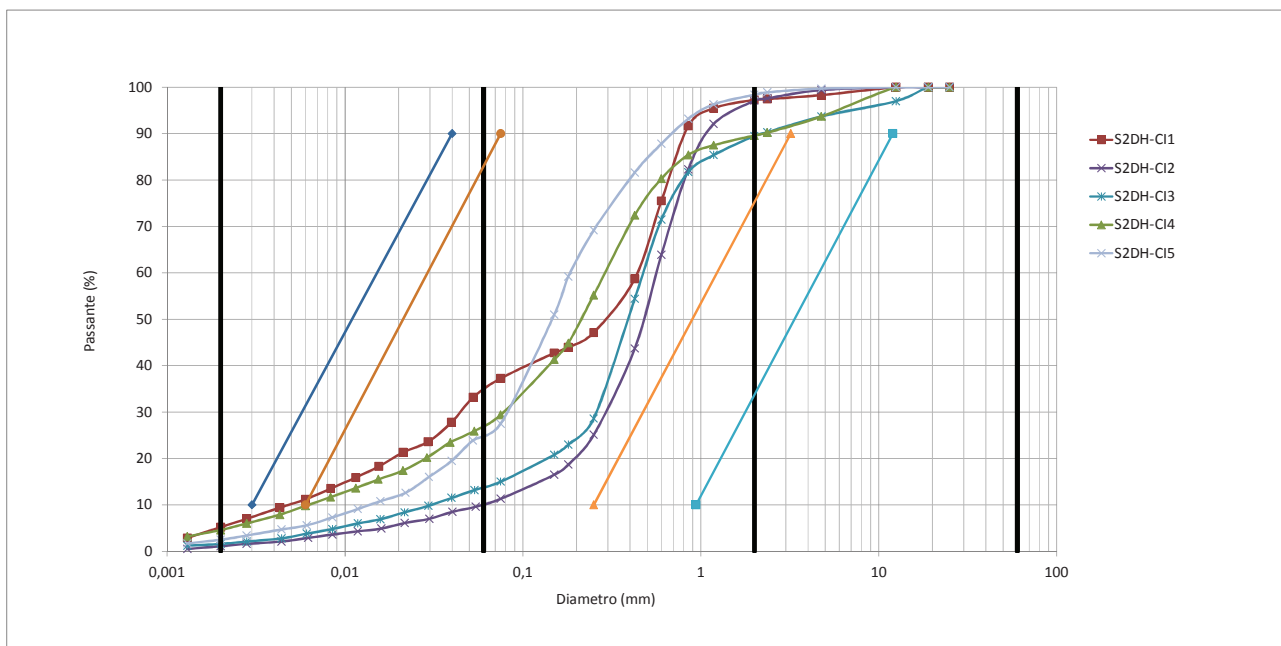


Figura 16: Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a partire dalle analisi granulometriche – Sondaggio S2DH.

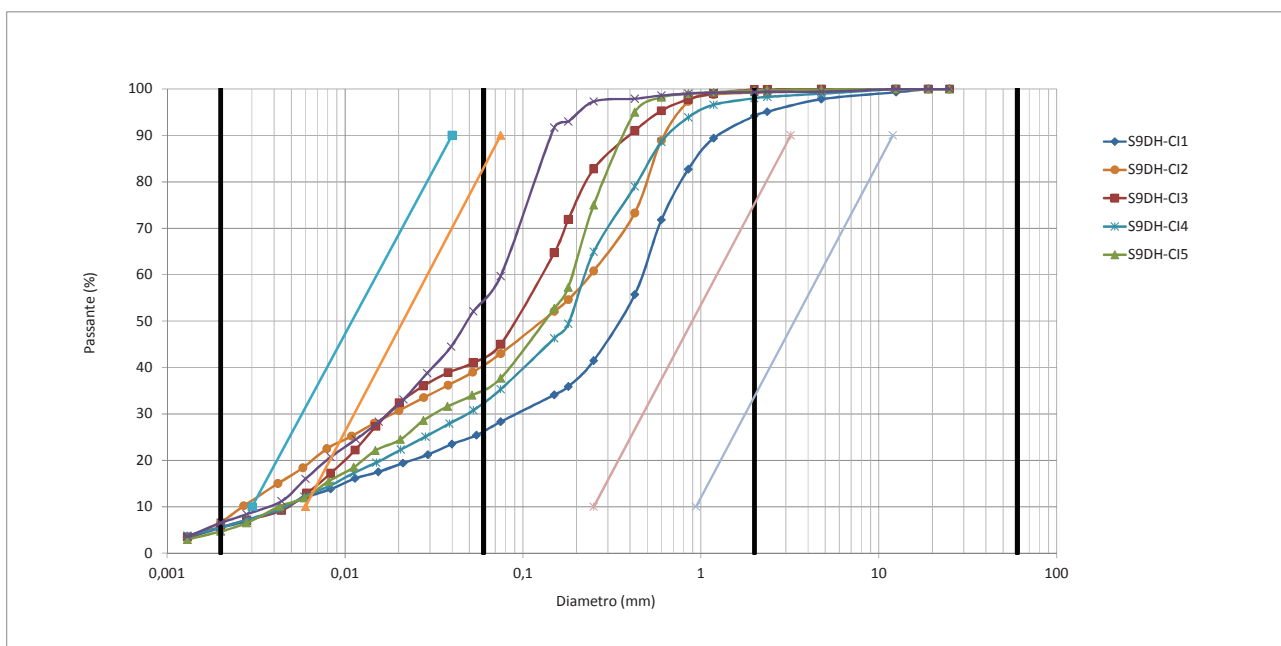


Figura 17: Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a partire dalle analisi granulometriche – Sondaggio S9DH.

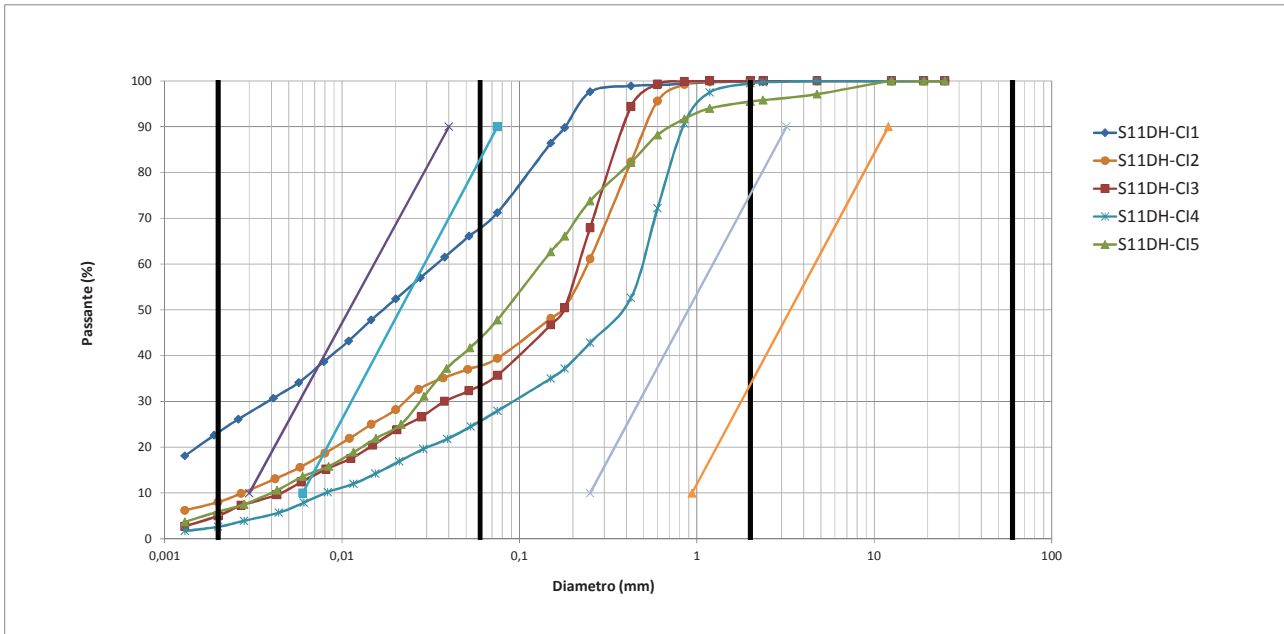


Figura 18: Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a partire dalle analisi granulometriche - Sondaggio S11DH.

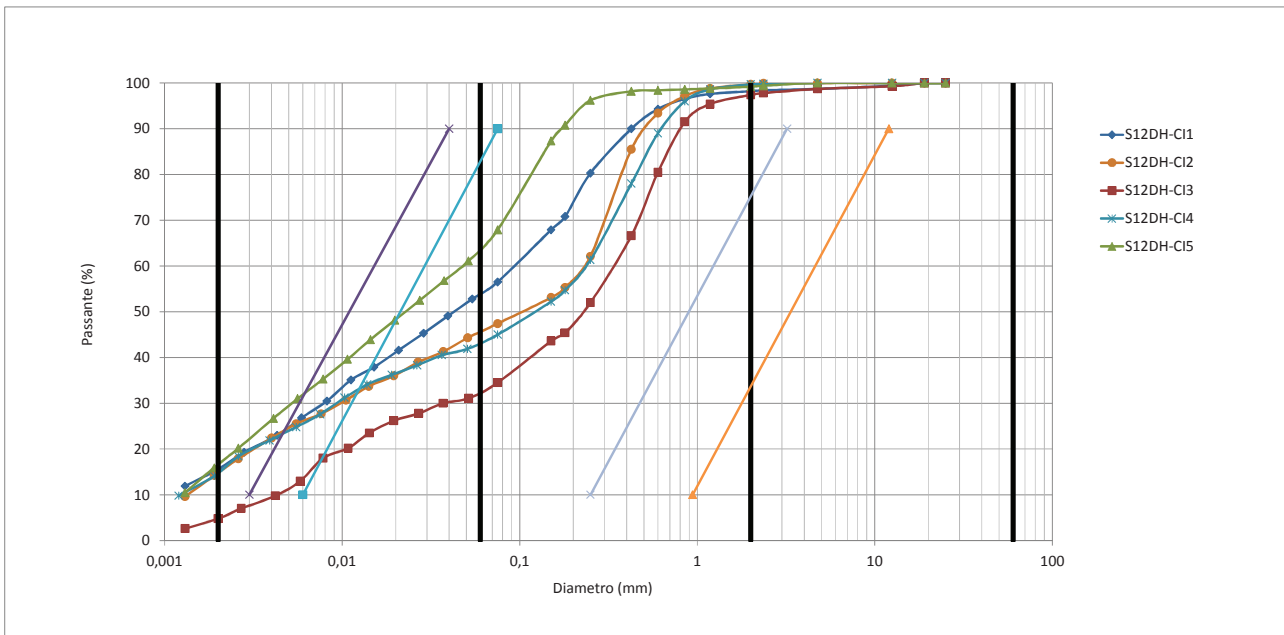


Figura 19: Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a partire dalle analisi granulometriche - Sondaggio S12DH.

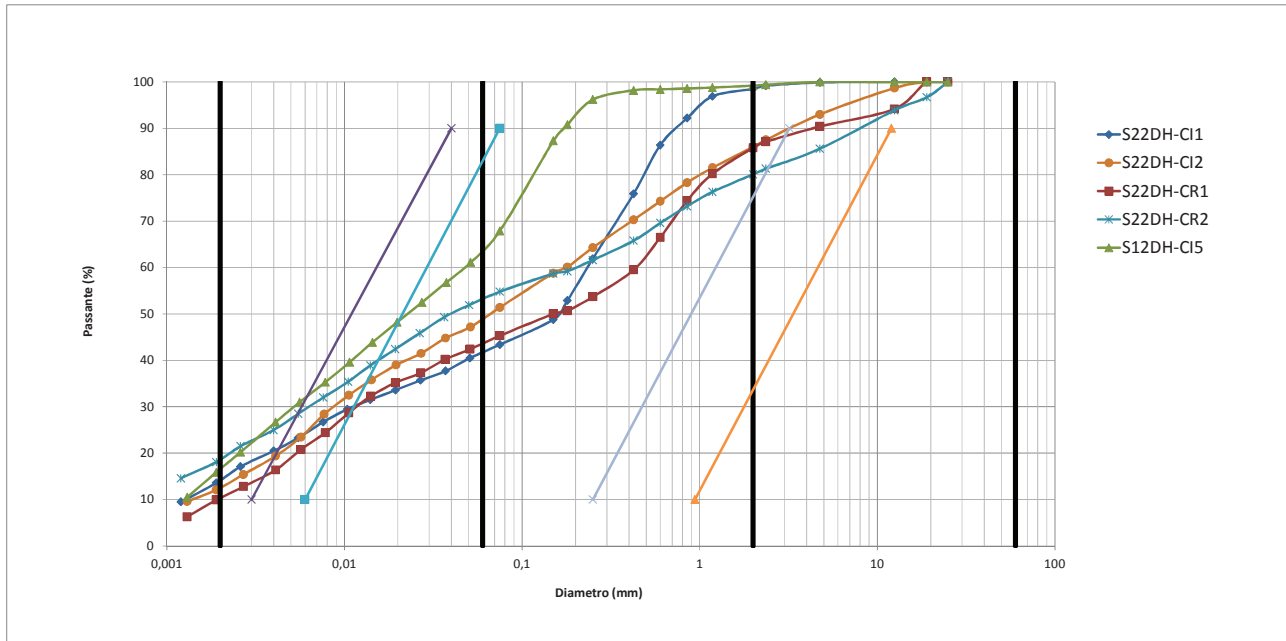


Figura 20: Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a partire dalle analisi granulometriche – Sondaggio S22DH.

7.1 Verifiche da prove SPT

I risultati delle analisi sono illustrati Figura 21 e Figura 22 in termini di profili di: a) resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60}$ e del valore equivalente per sabbie pulite $(N1)_{60CS}$; b) rapporto di resistenza ciclica CRR_M ; c) rapporto di tensione ciclica CSR_M ; d) coefficiente di sicurezza alla liquefazione FSL .

I risultati esposti evidenziano che i terreni interessati dal tracciato stradale non sono suscettibili a liquefazione. E' presumibile, infatti, che la matrice di materiali a grana fine, in cui sono spesso immersi i granuli sabbiosi e ghiaiosi di diverse unità geotecniche operi in modo da ridurre la possibilità di liquefazione a valori non di interesse ingegneristico.

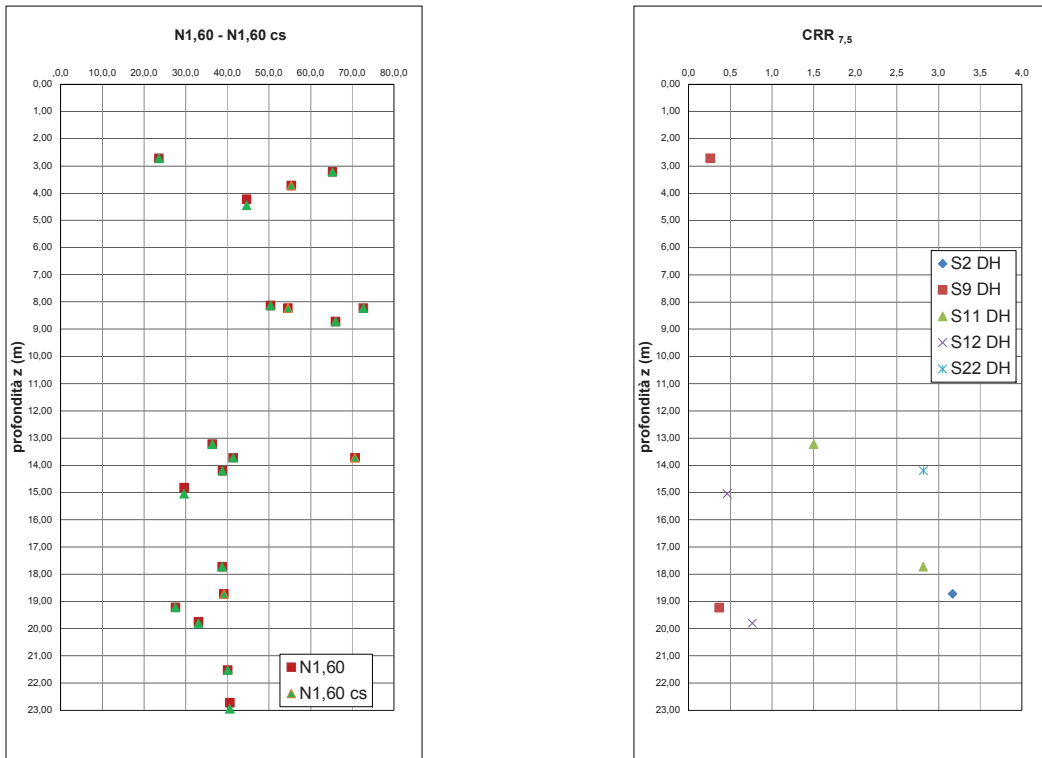


Figura 21: Profili di (a) resistenza penetrometrica normalizzata e (b) Rapporto di resistenza ciclica

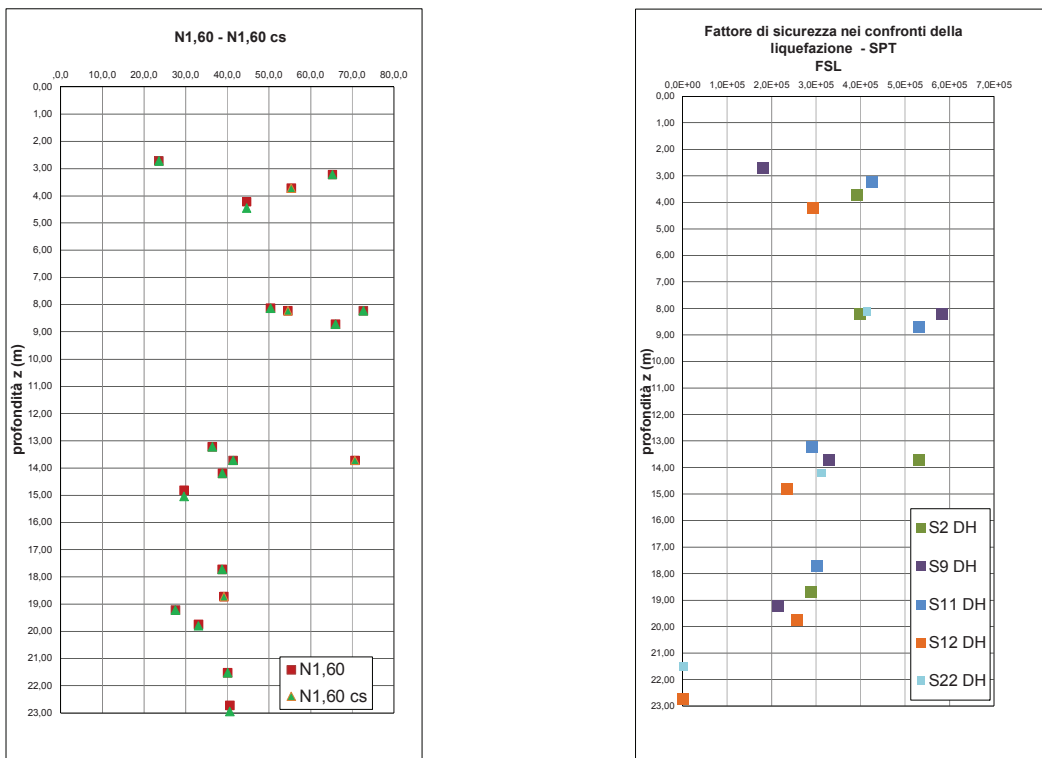


Figura 22: Profili di: (c) Rapporto di tensione ciclica; (d) Coefficiente di sicurezza alla liquefazione

8 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sismica, sono state condotte le analisi per la classificazione sismica del territorio e per la verifica della suscettibilità a liquefazione del sito di progetto.

Note le caratteristiche della strada in progetto, della sua ubicazione, nonché l'esito delle prove geofisiche, è stata definita l'azione sismica di progetto, nonché la classificazione sismica del sottosuolo, seguendo per lo più l'approccio semplificato.

Stante alcuni risultati di prove geofisiche di tipo down-hole, il cui andamento delle Vs30 non è sempre crescente con la profondità, alcune zone di tracciato sono state classificate come S2. In tali zone è stata condotta un'analisi probabilistica di risposta sismica locale che ha consentito di determinare 4 spettri di progetto, che mostrano un'amplificazione del segnale sismico al suolo rigido fino a circa 3-3,5 volte, in termini di accelerazione. Considerando la casistica analizzata, di 350 realizzazioni statistiche si ritiene l'analisi svolta sia esaustiva di tutti gli scenari sismici ragionevolmente prevedibili sulla base del campione dati a disposizione e di intervalli di variazione ragionevoli.

L'analisi RSL eseguita, ottempera altresì, alla prescrizione contenuta nel "Parere del MIT contenente la Valutazione di Impatto Ambientale del Progetto Preliminare n. 848 del 16.12.2011" al punto 32.

Sempre per le zone S2, è stata verificata la suscettibilità a liquefazione del terreno di fondazione, secondo la prassi di norma, con esito negativo.

ALLEGATO A: SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI – RICHIAMI DI TEORIA

1 INTRODUZIONE

L'analisi del pericolo di liquefazione di un sito comprende generalmente tre fasi:

- a) la valutazione delle caratteristiche dell'evento sismico di riferimento;
- b) la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo;
- c) la valutazione della possibile insorgenza del fenomeno e la stima degli effetti conseguenti.

Queste tre fasi dello studio devono essere precedute da una valutazione preliminare finalizzata ad individuare possibili motivi di esclusione della liquefazione per i terreni incoerenti; inoltre, per i terreni a grana fina, sono attualmente disponibili procedure semplificate che consentono di individuare la possibilità di liquefazione anche per tali terreni, soprattutto limi di bassa plasticità.

Per ciascuna delle tre fasi summenzionate che sono richieste per l'analisi del pericolo di liquefazione, sono disponibili in letteratura diverse metodologie di analisi che variano dai metodi qualitativi e semi-empirici ai metodi di analisi dinamica semplificata e, infine, ai più sofisticati metodi di analisi dinamica.

La scelta della metodologia più appropriata è correlata alla natura e alla qualità dei dati di cui si dispone sia in merito all'evento sismico sia per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del deposito oggetto di verifica.

Nel seguito sono descritte le metodologie di analisi utilizzate nella presente relazione, sia per la valutazione di eventuali motivi di esclusione della verifica alla liquefazione sia per la valutazione della sicurezza nei confronti della liquefazione di un dato sito.

2 Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

2.1 Criteri di *screening* per terreni incoerenti

Alcune prime indicazioni sulla necessità o meno di eseguire verifiche di suscettibilità alla liquefazione possono essere ottenute da un'analisi della sismicità di riferimento e da un esame delle caratteristiche geotecniche del deposito.

A tal proposito la letteratura scientifica mette a disposizione differenti metodologie di carattere speditivo che, sulla base di criteri di tipo empirico derivati dalle esperienze pregresse, consentono, in certe particolari condizioni, di escludere a priori la possibile insorgenza di un fenomeno di liquefazione.

Con riferimento alle indicazioni fornite dalla Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.) nelle Linee Guida riguardanti gli "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (A.G.I., 2005), si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. l'evento sismico atteso al sito sia caratterizzato da una magnitudo momento M_w inferiore a 5;

2. le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni *free-field* sono minori di 0,1g oppure sono minori di 0,15g e, contestualmente, i terreni potenzialmente interessati dal fenomeno della liquefazione hanno caratteristiche ricadenti in una delle seguenti categorie:
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC¹ è superiore al 20%, con indice di plasticità $I_p > 10$;
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC è superiore o pari al 35%, e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata resistenza $(N_1)_{60}$ è superiore a 20; $(N_1)_{60}$ rappresenta il valore della resistenza ottenuto da prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC sia inferiore o pari al 5% e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata resistenza $(N_1)_{60}$ sia superiore a 25;
3. la curva granulometrica del terreno oggetto di verifica è esterna ai fusi individuati dalle due curve granulometriche indicate con tratto rosso e blu in Figura D.1a, nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$, ed in Figura D.1b, per valori del coefficienti di uniformità $U_c > 3,5$;
4. la profondità media stagionale della falda sia superiore a 15 m dal piano campagna.

¹ La frazione di fine FC è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm).

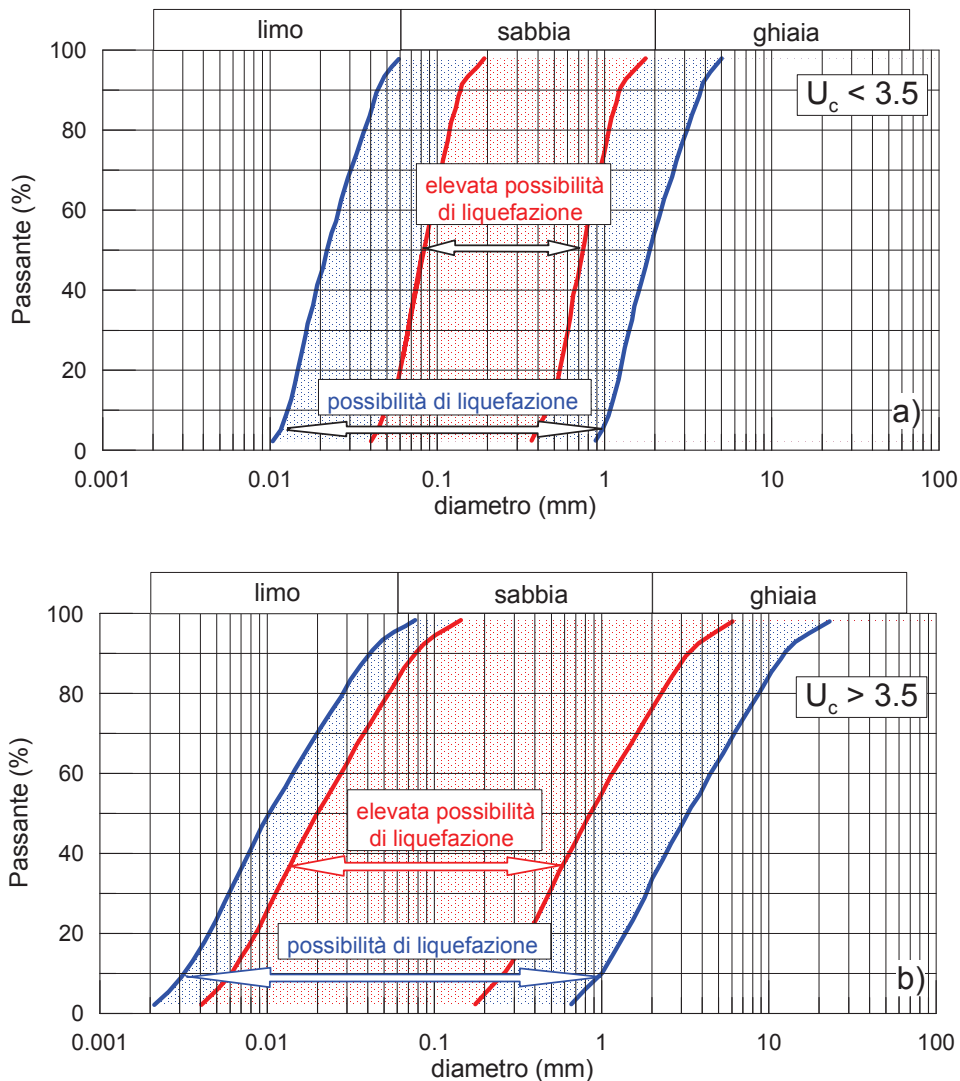


Figura D.1: Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno: a) coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$; b) coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (A.G.I., 2005)
Anche le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni NTC-08 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008), forniscono un criterio di esclusione della verifica alla liquefazione in accordo con quanto suggerito dalle Linee Guida A.G.I. Il D.M. 14.01.08 indica, infatti, che la verifica può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ e $q_{c1N} > 18$ essendo q_{c1N} la resistenza determinata da prove penetrometriche statiche CPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica del terreno oggetto di verifica esterna al fuso granulometrico individuato dalle due curve in Figura D.2a, nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$, ed in Figura D.2b per $U_c > 3,5$.

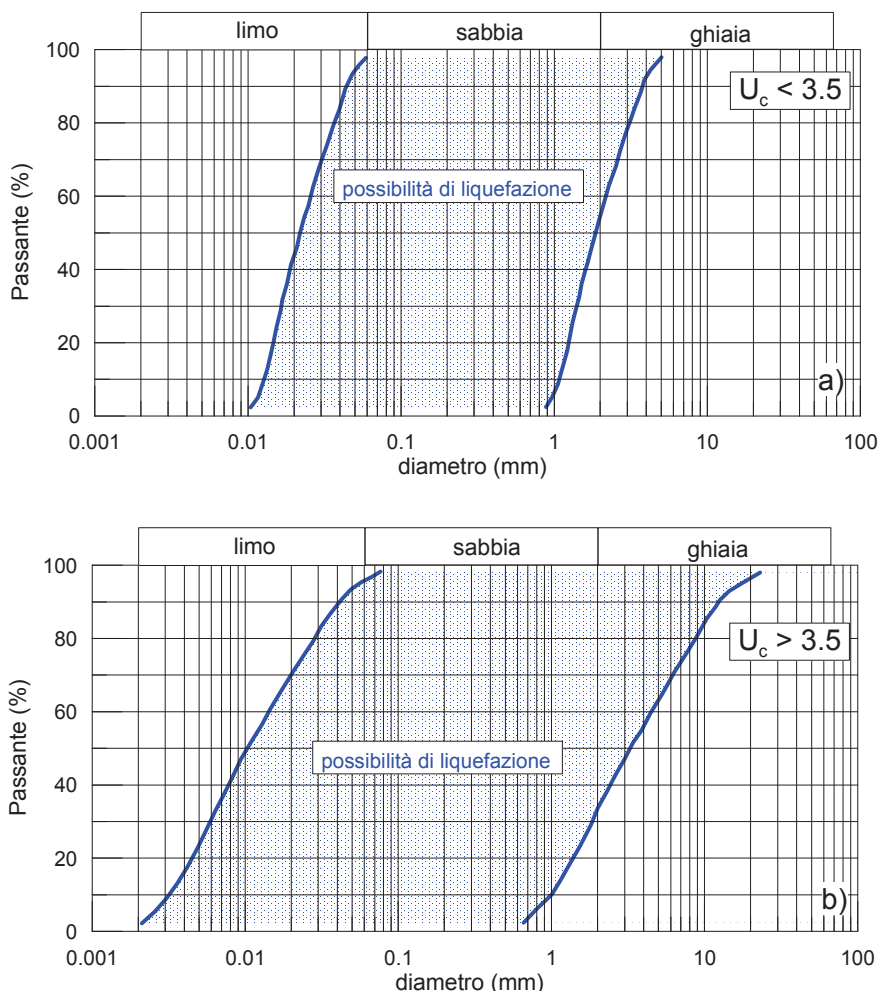


Figura D.2: Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno: a) coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$; b) coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (NTC08)

3 Metodologie di VERIFICA della liquefazione PER TERRENI INCOERENTI

Nei casi in cui occorre procedere alla verifica della liquefazione è possibile utilizzare metodologie di analisi che differiscono tra loro per le modalità con le quali è valutata l'azione sismica, la resistenza alla liquefazione dei terreni oggetto dell'analisi e, infine, per le modalità con le quali è quantificato il margine di sicurezza nei confronti dell'occorrenza del fenomeno della liquefazione.

In accordo con le Linee Guida A.G.I., i metodi disponibili possono essere classificati come appartenenti alle seguenti 3 categorie, in ordine di complessità crescente:

- metodi di analisi semplificata
- metodi di analisi dinamica semplificata
- metodi di analisi dinamica completa

Di seguito sono sintetizzate le principali metodologie di analisi utilizzate nella presente relazione (A.G.I., 2005).

3.1 Valutazione del fattore di sicurezza alla liquefazione

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata mettendo a confronto due variabili rappresentate dal rapporto di tensione ciclica, CSR, e dal rapporto di resistenza ciclica, CRR:

$$F_{liq} = \frac{CRR}{CSR}$$

In accordo con l'EC8 (CEN, 2005), si verifica liquefazione se risulta $F_{liq} \geq 1.25$.

Va considerato che i metodi di analisi disponibili in letteratura sono stati sviluppati con riferimento ad eventi sismici caratterizzati da una magnitudo momento pari a 7,5. Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione si può scrivere allora:

$$F_{liq} = \frac{CRR_{M=7.5}}{CSR_{M=7.5}}$$

Nelle applicazioni in cui valore di M_w è differente da 7.5 è necessario riportare il valore di CSR, a quello di riferimento utilizzando la seguente espressione:

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR_M}{MSF}$$

ove CSR_M è il valore del rapporto di tensione ciclica calcolato per un terremoto di data magnitudo M. Nella espressione precedente MSF è un fattore di scala per la magnitudo per il quale Idriss e Boulanger (2004) forniscono la seguente relazione:

$$MSF = \min \left\{ \begin{array}{l} 6.9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0.058 \\ 1.8 \end{array} \right.$$

Alternativamente, è possibile esprimere il coefficiente di sicurezza mediante la seguente espressione:

$$F_{liq} = \frac{CRR_M}{CSR_M}$$

essendo CRR_M e CSR_M i valori dei rapporti di resistenza e di tensione ciclica relativi ad un dato valore della magnitudo dell'evento sismico di riferimento per l'analisi. In questo caso è possibile utilizzare un valore corretto del rapporto di resistenza ciclica utilizzando la seguente espressione:

$$CRR_M = CRR_{M=7.5} MSF$$

La determinazione dei parametri CSR e CRR è effettuata in modo diverso a seconda della metodologia di analisi utilizzata.

3.1.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Per un terremoto di data magnitudo M, il rapporto di tensione ciclica CSR è definito dalla seguente relazione:

$$CSR_M = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}}$$

ove τ_{media} è il valore medio della sollecitazione indotta dall'azione sismica (pari a 0,65 per la sollecitazione massima τ_{max}) e σ'_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla profondità z alla quale si esegue la verifica. Nei metodi di analisi semplificata la tensione tangenziale media indotta dal sisma può essere determinata con metodi disponibili per la verifica a liquefazione dei terreni incoerenti (Youd et al., 2001; Idriss e Boulanger, 2004). In quest'ultimo caso il rapporto di tensione ciclica assume l'espressione:

$$CSR_M = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{a_{max,s}}{g} r_d$$

in cui:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione massima attesa al piano campagna per l'evento sismico assunto come evento di riferimento per l'analisi di suscettibilità alla liquefazione;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_{vo} e σ'_{vo} rappresentano, rispettivamente, la tensione verticale totale e la tensione verticale efficace alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che dipende dalla profondità e che porta in conto la deformabilità del sottosuolo ed i suoi effetti sul profilo della massima accelerazione sismica orizzontale attesa.

Il coefficiente riduttivo r_d può essere valutato con la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \alpha(z) + \beta(z)M$$

in cui:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad \beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Nelle espressioni precedenti z indica la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M è la magnitudo dell'evento sismico assunto come riferimento per l'analisi di suscettibilità alla liquefazione. La variazione di r_d con la profondità, per alcuni valori della magnitudo, è riportata in Figura D.6.

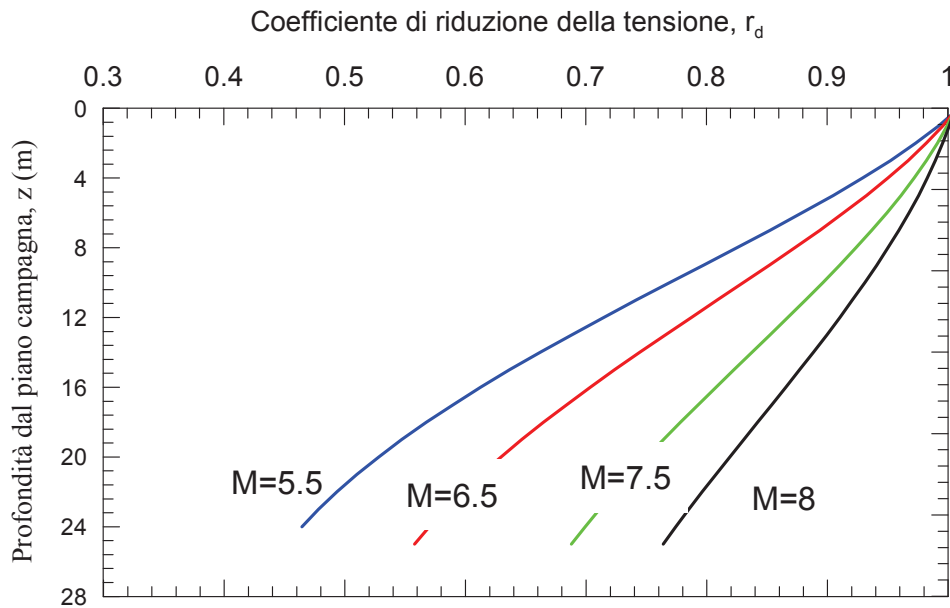


Figura D.6: Variazione di r_d con la profondità per alcuni valori della magnitudo

Nei metodi di analisi dinamica semplificata il valore della tensione tangenziale media indotta dal sisma può essere determinato mediante specifiche analisi 1-D di risposta sismica locale, condotte in tensioni totali oppure in tensioni efficaci. Alle diverse profondità in cui sono presenti materiali potenzialmente liquefacibili e in corrispondenza dei quali devono essere effettuate le verifiche, l'azione sismica che innesca il fenomeno può essere determinata in termini di storia temporale delle tensioni tangenziali $\tau(t)$. Il rapporto di tensione ciclica può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$CSR_M = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}}$$

Nei metodi di analisi dinamica avanzata (o completa), l'analisi è generalmente condotta o in condizioni bi-dimensionali mediante l'impiego di codici di calcolo alle differenze finite o agli elementi finiti. Pertanto, la verifica a liquefazione è implicitamente inclusa nella verifica complessiva del deposito e può essere effettuata portando in conto i livelli di deformazione attinti durante l'evento sismico ovvero l'entità delle sovrappressioni interstiziali indotte dalla sollecitazione sismica (A.G.I., 2005). Le analisi dinamiche avanzate richiedono un'adeguata definizione di:

- input sismico alla frontiera del deposito;
- caratteristiche geotecniche del sottosuolo;
- comportamento ciclico dei terreni.

3.1.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è definito dalla seguente relazione:

$$CRR = \frac{\tau_f}{\sigma'_{vo}}$$

ove τ_f è la resistenza ciclica. In accordo con Idriss e Boulanger (2008), il termine CRR è generalmente stimato mediante abachi, a partire dai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT o da misure di velocità di propagazione delle onde di taglio. Negli abachi, tipicamente, è riportato in ordinata il carico sismico ed in ascissa la resistenza del terreno normalizzata, stimata attraverso una delle prove in sito richiamate in precedenza. Una curva separa i punti rappresentativi di *case-histories* per le quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (giacenti sopra la curva limite) da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta (giacenti sotto la curva limite). Come già menzionato, tali abachi sono relativi a terremoti di magnitudo $M_w=7,5$. La curva limite rappresenta quindi il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica $CRR_{M=7,5}$.

Di seguito è illustrata la metodologia seguita per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica, CRR, a partire dai risultati di:

- prove SPT

3.1.2.1 Prove SPT

Per ognuna delle profondità alle quali deve essere eseguita la verifica il rapporto di resistenza ciclica è determinato attraverso la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left[\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

in cui:

- $(N_1)_{60cs}$ rappresenta il valore della resistenza penetrometrica, normalizzato ad una tensione verticale efficace di 100 kPa, che si otterrebbe qualora il deposito in esame fosse costituito da terreni sabbiosi puliti (assenza di materiale fine);
- $(N_1)_{60}$ rappresenta l'effettivo valore della resistenza ottenuto in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa.

Il valore $(N_1)_{60cs}$ può essere valutato mediante la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right]$$

in cui FC rappresenta la frazione di materiale fine intesa come frazione granulometrica passante al setaccio 200 ASTM ($d = 0,074$ mm).

Il valore $(N_1)_{60}$ è valutato mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = C_E C_R C_B C_S C_N N_{SPT}$$

in cui:

- C_N è il fattore correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace;
- C_E è il fattore correttivo che tiene conto dell'effettivo rendimento energetico dell'attrezzatura utilizzata per eseguire le prove;

- C_B è il fattore correttivo che tiene conto delle effettive dimensioni del foro di sondaggio;
- C_R è il fattore correttivo che tiene conto delle effettive dimensioni delle aste della macchina esecutrice;
- C_S è il fattore correttivo relativo alla tipologia di attrezzo campionario.

Il fattore correttivo C_N può essere determinato utilizzando la seguente relazione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$C_N = \left(\frac{p_{atm}}{\sigma'_{vo}} \right)^\alpha \leq 1.7 \quad \alpha = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}$$

in cui la pressione atmosferica $p_{atm} \cong 100$ kPa e σ'_{vo} è espresso nelle stesse unità di misura. Sulla base delle indicazioni fornite da Idriss e Boulanger (2004), il valore massimo del fattore correttivo C_N è stato assunto pari a 1,7.

In Figura D.7 sono illustrate le curve per valutare l'occorrenza della liquefazione in un dato sito dai risultati di prove SPT per diversi valori del contenuto di fine FC.

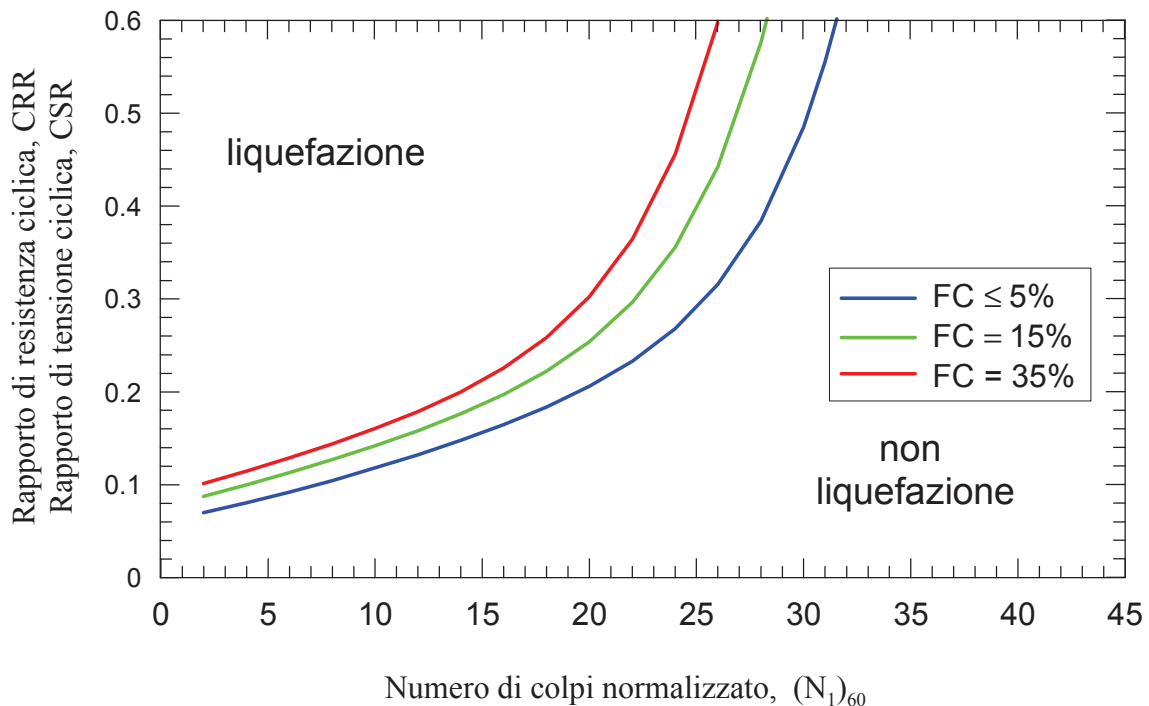


Figura D7: Curve per valutare l'occorrenza della liquefazione dai risultati di prove SPT per diversi valori del contenuto di fine FC