

SOCIETA' PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO - TRENTO

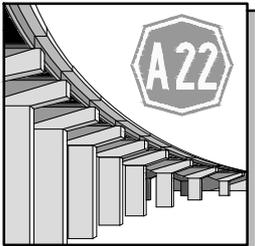
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO
dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

1	ELABORATI GENERALI
3.1.1.	STUDI SISMICI Regione Veneto Relazione sismica

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. ZINI	M. TAMANINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009		DIREZIONE TECNICA GENERALE	IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 		
NUMERO PROGETTO: 31/09					

INDICE

1	Premesse	2
1.1	Inquadramento geografico	3
1.2	Normativa di riferimento	4
1.3	Parametri di progetto	4
1.4	Principali informazioni pregresse	5
1.4.1	<i>Relazione geologica – Progetto Esecutivo</i>	5
1.4.2	<i>Altre fonti informative</i>	5
1.5	Elaborati grafici prodotti	6
1.5.1	<i>Carta dei terremoti</i>	6
1.5.2	<i>Carta della pericolosità sismica</i>	7
2	Indagini geognostiche e sismiche utilizzate	8
2.1	Indagini sismiche	8
2.1.1	<i>Down-Hole</i>	8
2.1.2	<i>MASW</i>	10
2.2	Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU)	10
2.3	Sondaggio a carotaggio continuo	11
3	Definizione della pericolosità sismica di base	13
3.1	Inquadramento geologico e tettonico	13
3.2	Caratteristiche sismotettoniche	18
3.3	Sismicità del territorio	19
3.3.1	<i>Comune di Verona (VR)</i>	20
3.3.2	<i>Sisma di Isola della Scala, Gennaio 1117</i>	22
3.4	Classificazione sismica	23
3.5	Disaggregazione e magnitudo	25
3.6	Categoria di sottosuolo	28
4	Rischio di liquefazione	30
4.1	Metodologia	30
4.1.1	<i>Calcolo di CRR partendo da prove CPT</i>	32
4.1.2	<i>Calcolo di CRR partendo da prove SPT</i>	33
4.2	Parametri di input	34
4.3	Analisi dei risultati	35
5	Analisi della risposta sismica locale	38
5.1	Segnali in input	38
5.2	Modello geofisico del sottosuolo	39
5.2.1	<i>Litologia</i>	39
5.2.2	<i>Determinazione della Vs e del Badrock sismico</i>	39
5.2.3	<i>Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G/G₀) in funzione della deformazione</i>	44
5.3	Codice di calcolo per la valutazione della RSL	45
5.4	Risultati della modellazione numerica	45
5.4.1	<i>RSL per la verticale in provincia di Verona (VR-CPTU4)</i>	45

1 PREMESSE

La presente relazione descrive lo studio sismico effettuato a supporto della progettazione esecutiva per la realizzazione della terza corsia dell'autostrada A22, "del Brennero", prevista tra Verona Nord (km 223) e l'intersezione con l'autostrada A1 (km 314), relativamente al tratto ricadente nella sola Regione Veneto.

Detto studio è stato eseguito nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel paragrafo 1.2, e, in particolare del D.M. 14/01/2008, Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Esso ha comportato lo svolgimento delle seguenti attività:

1. raccolta di tutta la documentazione esistente relativa all'area oggetto d'intervento, quali, carte tematiche, dati di carattere sismico, studi geologici e simili precedenti, in gran parte, citati nel paragrafo 1.4 (in particolare, va sottolineata la vasta mole di informazioni fornite dalle indagini effettuate dopo la redazione del progetto definitivo dell'intervento in esame);
2. definizione della pericolosità sismica di base partendo dalla grande scala: caratteristiche sismotettoniche dell'area, sismicità del territorio e classificazione sismica da normativa; scendendo successivamente nel dettaglio: categoria sismica di sottosuolo e definizione della Magnitudo massima attesa;
3. stima del rischio di liquefazione lungo le verticali indagate mediante prova penetrometrica statica di tipo elettrico e da probe SPT eseguite nei fori di sondaggio;
4. analisi della risposta sismica locale realizzate su una verticale significativa.

tavole e allegati:

Elaborato	Titolo	Scala
1_3_1_2	Carta dei terremoti	1:200.000
1_3_1_3	Carta della pericolosità sismica	1:25.000
1_3_1_4	Allegato - Verifiche a liquefazione	-
1_3_1_5	Allegato -Indagini sismiche	-
1_3_1_6	Allegato - Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU)	-
1_3_1_7	Allegato - Stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo	-

Tab. 1 – Tavole e allegati

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il tratto veneto dell'autostrada A22 "del Brennero", ha una lunghezza di oltre una ventina di chilometri, collegando all'incirca le chilometriche 223 e 246 (cfr. immagine aerea di Fig. 1).

Esso ricade interamente in provincia di Verona, interessando, da nord verso sud, i comuni di Bussolengo, Sona, Verona, Sommacampagna, Villafranca, Vigasio, Povegliano Veronese e Nogarole Rocca.

In questo tratto, l'infrastruttura attraversa una porzione dell'alta pianura padana, compresa tra i fiumi Adige e Mincio, lambendo la città di Verona e incrociando, al limite sud-orientale di tale abitato, l'autostrada A4.

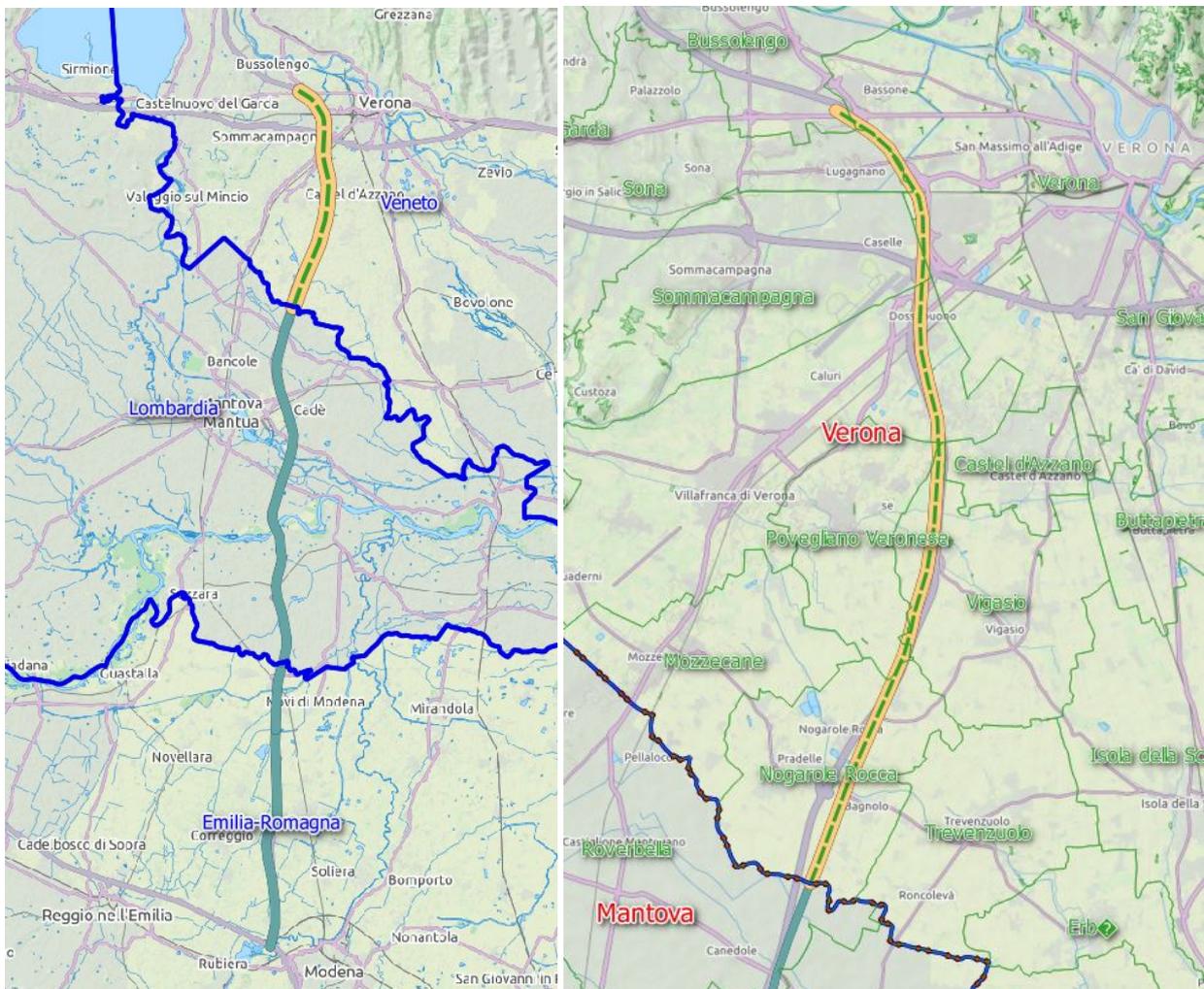


Fig. 1 – Immagine con ubicazione del tratto di autostrada veneto oggetto d'intervento

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008, Circolare 2 febbraio 2009.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007.
- Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).
- Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove in sito – UNI.
- O.P.C.M. n° 3274 (2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Delibera della Regione Veneto D.C.R. n. 67 del 3/12/2003, "Nuova classificazione sismica del territorio regionale".

1.3 PARAMETRI DI PROGETTO

Coerentemente con quanto disposto delle NTC 2008 (Cap. 2.4), in accordo con la Committenza, sono stati definiti i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: *"Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni"* (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2008);
- CLASSE D'USO: Classe IV: *"Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento diacuedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."* (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2008);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso IV, il coefficiente d'uso risulta **$C_u=2$** (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2008), e di conseguenza la Vita di riferimento dell'opera è **$V_R=V_N \cdot C_u= 100$ anni**.

1.4 PRINCIPALI INFORMAZIONI PREGRESSE

Come indicato nelle premesse, la prima fase dello studio è consistita nella ricerca e raccolta di tutta la documentazione di carattere sismico, geologico e geognostico esistente, relativa all'area oggetto d'intervento. Il materiale consultato ha consentito di descrivere la pericolosità sismica di base e ha fornito le basi geognostiche necessarie per definire la categoria di sottosuolo, per valutare il rischio di liquefazione e per eseguire l'analisi di risposta sismica locale.

Di seguito sono citate tutte le fonti informative utilizzate.

1.4.1 Relazione geologica – Progetto Esecutivo

La relazione geologica redatta da Engeo S.r.l. a corredo del progetto Esecutivo ha fornito numerose informazioni utili per la redazione del presente studio. In particolare si è fatto riferimento alle indagini geognostiche e sismiche presenti derivati da:

- Studio geologico a supporto del Progetto Definitivo
- Dati forniti da Autostrada del Brennero S.p.a: relativi alla progettazione sia dell'intera autostrada che di interventi locali, come: sottopassi, sovrappassi, svincoli, stazioni di accesso, piazzole, ecc.
- Studi a supporto dei piani territoriali
- Nuova campagna indagini realizzata ad hoc.

1.4.2 Altre fonti informative

Informazioni in merito alle zone simogenetiche (ZS9) e i relativi dati di magnitudo massima attesa sono state reperite dalla

- Mappa di Pericolosità Sismica (Ordinanza PCM 20.03.03 n. 3274) redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia a cura di: *C.Maletti e G.Valensise (2004)*.

Un elenco delle sorgenti sismogenetiche e delle faglie potenzialmente attive e capaci è contenuto nel

- DISS 3.2.0 (*Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3*), il database delle sorgenti sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nell'area Italiana.

La storia sismica è stata desunta dal

- Database Macrosismico Italiano (*M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2016*). *DBMI15, la versione 2015 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI15>. DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI15*), versione DBMI15, che contiene informazioni relative a 86.071 osservazioni macrosismiche dall'anno 1000 al 2015, e in cui sono presenti 6806 località con almeno 3 osservazioni.

1.5 ELABORATI GRAFICI PRODOTTI

A supporto della presente relazione sono stati redatti gli elaborati grafici indicati nella seguente tabella (cfr. Tab. 2 – Elaborati grafici prodotti):

Elaborato	Titolo	Scala
1_3_1_2	Carta dei terremoti	1:200.000
1_3_1_3	Carta della pericolosità sismica	1:25.000

Tab. 2 – Elaborati grafici prodotti

Di seguito verrà brevemente descritto il contenuto di tali elaborati, rimandando ai capitoli successivi un commento di maggiore dettaglio sul significato di quanto riportato in carta.

1.5.1 Carta dei terremoti

La carta dei terremoti è un elaborato cartografico d'inquadramento che descrive le caratteristiche sismogenetiche dell'area di studio e delinea l'attività sismica in termini di eventi sismici con magnitudo superiore a 3 Mw. Osservando la legenda, di cui se ne riporta uno stralcio in Fig. 2, si osserva che in tale elaborato i principali eventi sismici (tratti dal Database Macrosismico Italiano) sono stati rappresentati con differente simbologia per diversi intervalli di magnitudo, partendo da un valore minimo di 3 Mw fino a un massimo di 7 Mw.

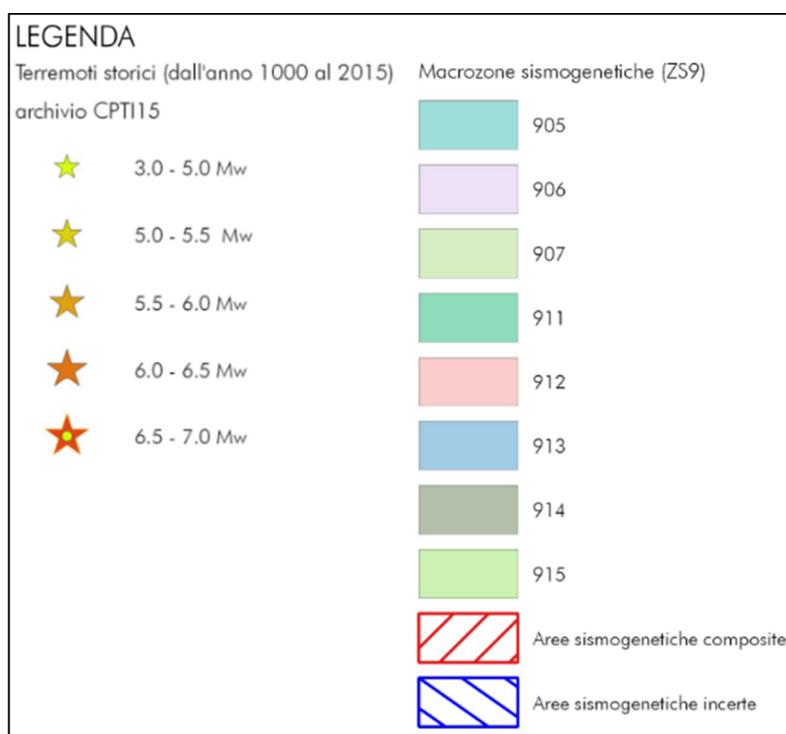


Fig. 2 – Stralcio di legenda dell'elaborato 1_3_1_2

In carta vengono inoltre rappresentate le Macrozone sismogetiche (ZS9) e le aree sismogenetiche composite (tratte dal database DISS 3.2.0); come si vedrà successivamente (Capitolo 3) ogni area

sismogenetica composita è caratteristica di un sistema sismo-tettonico ben definito e ad esse è associato un valore di magnitudo massima attesa.

1.5.2 Carta della pericolosità sismica

A differenza del precedente elaborato cartografico, d'inquadramento, la Carta della pericolosità sismica è un elaborato di dettaglio: oltre a riassume le principali caratteristiche sismiche dei terreni in esame, come la classificazione sismica comunale (OPC n°3271 del 2003) e le isosismiche (in termini di PGA, con tempo ritorno 475 anni) ricavate dal reticolo sismico nazionale (Allegato B delle NTC 2008), riporta le classi sismiche dei terreni in esame definite dalle indagini sismiche consultate (cap. 3.2.2 delle NTC 2008) e i valori di potenziale di liquefazione calcolati secondo la metodologia descritta nel capitolo 3.

In Fig. 3 si riporta uno stralcio della legenda, da cui si note che sono oltre sì rappresentati i punti di indagine utilizzati nel presente studio e la rispettiva tipologia.

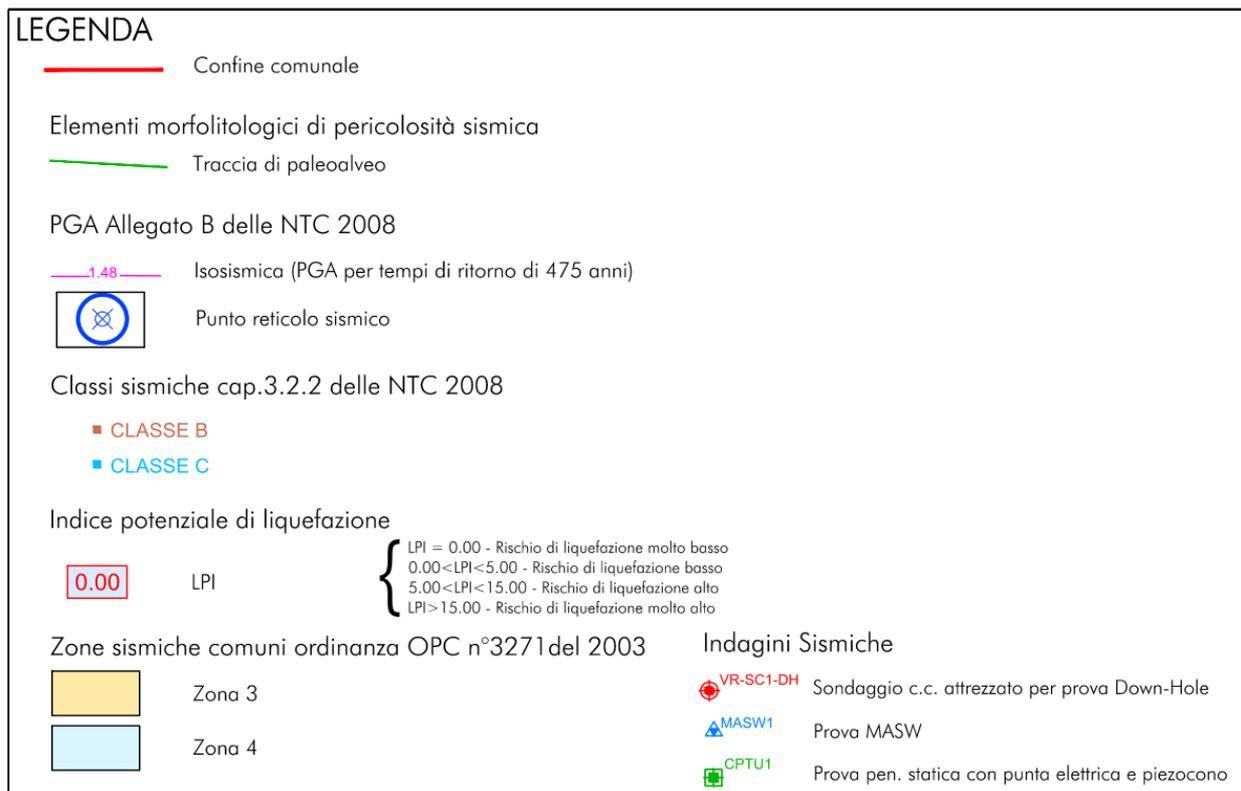


Fig. 3 – Stralcio di legenda dell'elaborato 1_3_1_3

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE E SISMICHE UTILIZZATE

I risultati delle indagini geognostiche e sismiche utilizzati nel presente studio sono riportati negli allegati elencati nella seguente tabella (cfr. Tab. 3).

Elaborato	Titolo
1_3_1_5	Allegato -Indagini sismiche
1_3_1_6	Allegato - Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU)
1_3_1_7	Allegato - Stratigrafia sondaggi a carotaggio continuo

Tab. 3 – Allegati con report indagini geognostiche e sismiche

Per ricostruire le caratteristiche sismiche dei terreni dell'area oggetto di studio, sono stati considerati, innanzitutto, i dati pregressi già citati nel paragrafo 1.4. Trattasi di indagini sismiche di tipo Down-Hole eseguite in foro di sondaggio, di una prova sismica tipo MASW. Per l'analisi del rischio di liquefazione si sono utilizzati i risultati di prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) oltre ai risultati di prove SPT eseguite nei fori di sondaggio a carotaggio continuo per la ricostruzione della stratigrafia necessaria per eseguire l'analisi di risposta sismica locale sono stati utilizzati i risultati di 1 sondaggio a carotaggio continuo.

Nei successivi paragrafi, sono descritte le varie tipologie d'indagine di cui si sono potuti esaminare i risultati.

2.1 INDAGINI SISMICHE

Nel tratto veneto dell'autostrada A22 le indagini sismiche utilizzate sono per lo più di tipo Down-Hole e una prova di tipo MASW, come di seguito illustrato.

2.1.1 Down-Hole

Le prove sismiche in foro di tipo Down-Hole vengono realizzate in fori di sondaggio appositamente predisposti, il tubo viene reso solidale con il terreno mediante cementazione con boiaccia di cemento iniettato mediante pompa a bassa pressione, con l'uso di geofoni da pozzo di tipo tridimensionale ed opportuni sistemi di energizzazione.

Il metodo Down-Hole prevede la sorgente energetica in superficie e i sensori all'interno del foro. Si adoperano geofoni particolarmente assemblati per essere calati e fissati a profondità via via crescenti contro la parete di un foro opportunamente condizionato; energizzando il terreno in superficie e misurando i tempi di arrivo del primo impulso ai geofoni, si ha la possibilità di determinare la velocità dei litotipi riscontrati nella perforazione e i loro moduli elastici.

Gli impulsi sismici vengono originati con procedure specifiche in modo da generare, oltre alle onde di compressione (Onde P), anche onde a componente di taglio orizzontale (onde SH), essendo queste

utilizzabili per la determinazione del Modulo dinamico G_0 , del Modulo di Young E , nonché la velocità delle onde di taglio V_s .

Nel primo caso sono generate prevalentemente onde di compressione (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z).

Nel secondo caso verranno generate prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y).

Il sistema di ricezione, costituito da un geofono tridimensionale da foro ad ancoraggio elettromeccanico, viene calato nel foro, sino alla profondità massima di investigazione e progressivamente sollevato dell'interdistanza propria di ciascuna indagine (solitamente 1 m).

L'analisi interpretativa dei dati, prevede un sismogramma per le forme d'onda relative al geofono verticale (asse z) e in un altro sismogramma le forme d'onda relative ai geofoni orizzontali (assi x e y).

Nel tratto in esame sono state utilizzate 16 prove Down-Hole. In Tab. 4, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata.

Codice	Provincia	Quota (m)	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
VR-SC1-DH	VR	98,4	222+887	40,00	5034344,43	647634,99
VR-SC3-DH	VR	91,1	224+080	35,00	5033547,10	648524,28
VR-SC8-DH	VR	81,9	225+682	35,00	5032151,12	649226,08
VR-SC11-DH	VR	77,5	227+050	35,00	5030904,55	649766,82
VR-SC15-DH	VR	71,4	227+930	40,00	5030045,64	649629,42
VR-SC20-DH	VR	66,7	229+303	30,00	5028688,21	649418,89
VR-SC22-DH	VR	67,5	229+649	40,00	5028346,19	649366,33
VR-SC25-DH	VR	62,6	230+170	35,00	5027830,62	649438,01
VR-SC28-DH	VR	49,0	232+897	30,00	5025262,65	650317,89
VR-SC29-DH	VR	47 / 52,8	234+007	45,00	5024165,94	650354,18
VR-SC33-DH	VR	41,0	236+704	40,00	5021475,08	650211,95
VR-SC36-DH	VR	38,0	238+667	40,00	5019610,34	649669,11
VR-SC45-DH	VR	36,0	241+546	40,00	5017088,51	648319,53
VR-SC46-DH	VR	36,0	241+588	40,00	5017080,61	648257,80
VR-SC47-DH	VR	40.6/35	243+198	40,00	5015690,86	647443,15
VR-SC52-DH	VR	32,1	245+536	45,00	5013474,40	646751,21

Tab. 4– Tabella riepilogativa delle prove Down-Hole

I report con le tabelle e i grafici dei valori di V_s , rilevati nel corso delle prove Down-Hole, sono riportati nell'elaborato 1_3_1_5.

2.1.2 MASW

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di prospezione sismica che, attraverso la registrazione della propagazione delle onde di superficie (Rayleigh), permette di risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio S nel sottosuolo, portando quindi a determinare anche il parametro Vs30 (velocità media delle onde S nei primi 30 m).

In un mezzo stratificato le onde di superficie (Rayleigh) danno vita al fenomeno della dispersione, cioè lunghezze d'onda diverse si propagano con diverse velocità di fase e gruppo: le componenti ad alta frequenza (con piccola lunghezza d'onda) "sentono" solamente gli strati più superficiali del suolo, mentre le componenti a più bassa frequenza "sentono" anche gli strati più profondi consentendo quindi di determinarne le caratteristiche.

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5Hz e i 70Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione si realizza con uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati con distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di un punto di energizzazione effettuata tipicamente ad una distanza compresa fra 2 e 20 m dal primo geofono.

L'acquisizione delle onde di Rayleigh può essere fatta mediante geofoni verticali, oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

Nel presente studio si sono utilizzati i risultati di 1 prova MASW. In Tab. 4, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione della suddetta indagine.

Codice	Provincia	Progressiva (km)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
VR-MASW1	VR	240+005	5018226,94	649439,30

Tab. 5– Tabella riepilogativa delle indagini MASW

Anche il report della prova MASW è riportato nell'elaborato 1_3_1_5.

2.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

Queste prove consistono nella misurazione della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità

costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici e successivamente elaborati.

Nel presente studio, come si vedrà con maggiore dettaglio dei capitoli successivi, i valori ottenuti da tali indagini sono stati utilizzati per l'analisi del Rischio di liquefazione.

Nel tratto in esame sono state utilizzate 4 prove CPTU tutte ubicate in provincia di Verona.

In Tab. 6, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata, come si nota di quattro indagini solo una ha raggiunto profondità significative, le restanti prove si sono fermate nei primi metri di profondità a causa della presenza di depositi ghiaiosi non investigabili con tale tipologia d'indagine.

Codice prova	Provincia	Quota (m)	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
VR-CPTU1	VR	59,0	231+000	2,12	5027019,49	649676,37
VR-CPTU2	VR	39,6	239+000	0,92	5019293,54	649540,55
VR-CPTU3	VR	39,0	239+366	3,5	5018932,23	649449,98
VR-CPTU4	VR	34,1	242+399	16,0	5016398,34	647824,08

Tab. 6– Tabella riepilogativa delle prove CPTU

I report con le tabelle e i grafici dei valori di resistenza, rilevati nel corso delle prove CPTU, sono riportati nell'elaborato 1_3_1_6.

2.3 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

Per la ricostruzione della stratigrafia necessaria per eseguire l'analisi di risposta sismica locale è stato utilizzato il risultato di 1 sondaggio a carotaggio continuo. Inoltre per la valutazione del rischio di liquefazione si è fatto riferimento a prove SPT realizzate nei fori di ulteriori 8 sondaggi a carotaggio continuo.

In Tab. 7 sono riportate le principali informazioni quali: l'ubicazione dell'indagine e la profondità investigata.

Codice	Provincia	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
VR-SC27-PZ	VR	232+887	30	5025296.1	650402.2
VR-SC30-PZ	VR	234+007	45	5024163.6	650410.4
VR-SC34-PZ	VR	236+704	40	5021472.7	650268.1
VR-SC36	VR	238+667	40	5019610.3	649669.1
VR-SC39	VR	240+019	60	5018365.7	649153.3
VR-SC47-DH	VR	243+198	40	5015690.9	647443.2
VR-SC48-PZ	VR	243+259	40	5015596.0	647492.7
VR-SC52-DH	VR	245+536	45	5013474.4	646751.2

Tab. 7– Tabella riepilogativa del sondaggio a carotaggio continuo consultato

I report delle stratigrafie ottenute durante la realizzazione di sondaggi e i risultati delle prove SPT realizzate nei fori sono riportati nell'elaborato 1_3_1_7.

3 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E TETTONICO

Il territorio in esame appartiene al settore nord orientale della Pianura Padana la cui evoluzione geologica risulta connessa allo sviluppo della catena alpina e di quella appenninica, costituendo, sin dal tardo Cretacico, la parte frontale delle due sistemi ad opposta convergenza.

Dal Pliocene ad oggi tale depressione, dal profilo asimmetrico, con minore inclinazione del lato settentrionale, è stata progressivamente colmata da sedimenti dapprima marino-transizionali e quindi strettamente continentali.

Strutturalmente la pianura veronese rientra in un settore della Pianura Padana a carattere omonoclinale (*Pedealpine Homocline*), con una debole immersione regionale del basamento mesozoico verso sud (cfr. Fig. 4).

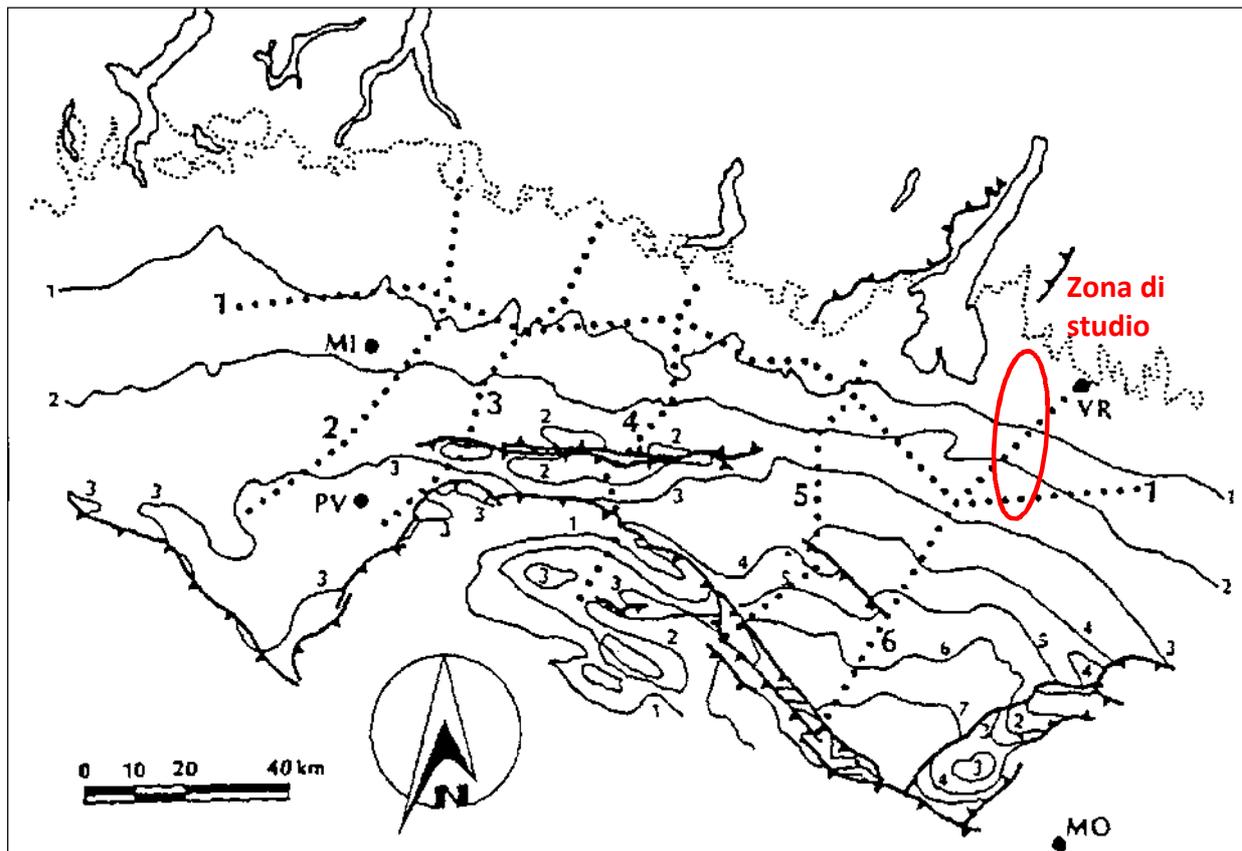


Fig. 4 – Schema tettonico strutturale della pianura padana (da Pieri e Groppi, 1981)
(isobate del tetto del Pliocene in migliaia di metri)

L'evoluzione del bacino padano vede, a partire dal Messiniano, la quasi completa cessazione dei movimenti tettonici legati all'edificio alpino. Nel contempo si registra un sensibile spostamento verso Nord-Est del fronte dell'Appennino settentrionale. Da questo momento le geometrie deposizionali del bacino padano sono strettamente legate ai repentini sollevamenti e movimenti in avanti delle falde

Nord Appenniniche e dai lunghi periodi di relativa calma e subsidenza isostatica dei bacini. Il margine meridionale del bacino padano, a ridosso del fronte appenninico, risente in modo consistente di tali movimenti.

Il margine settentrionale risente, invece, in modo più blando di quanto succede nel bacino. I movimenti sono registrati da superfici di erosione arealmente anche molto estese, dalla riattivazione di strutture mioceniche sepolte e dalla deposizione di livelli detritici fini legati a movimenti eustatici.

Gli studi della successione sedimentaria plio-pleistocenica padana ne hanno messo in evidenza il carattere tendenzialmente regressivo.

Infatti, i depositi torbiditici di mare profondo, presenti alla base, sono ricoperti da un prisma sedimentario all'interno del quale si distinguono le seguenti facies: scarpata, piattaforma esterna, litorale, deltizia/lagunare e fluviale.

I corpi sedimentari presentano due direzioni prevalenti di progradazione: la prima assiale rispetto al bacino Padano, Est vergente, originata dal paleo-delta del Po; la seconda trasversale Sud-Est vergente, originata dai sistemi deltizi ad alimentazione alpina.

Le principali classi di sistemi deposizionali possono essere raggruppate come segue:

- Piana alluvionale ad alimentazione assiale (paleo-Po)
- Conoide alluvionale e piana alluvionale ad alimentazione alpina e appenninica
- Delta ad alimentazione assiale (paleo Po) alpina e appenninica
- Delta conoide alpino e appenninico
- Piana costiera
- Piattaforma sommersa
- Scarpate sottomarina
- Piana bacinale.

L'organizzazione verticale delle *facies* all'interno delle prime quattro classi di sistemi deposizionali, ed in particolare nei sistemi di piana alluvionale, di conoide alluvionale e nei sistemi deltizi, è invariabilmente costituita dall'alternanza ciclica di corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana con corpi a granulometria fine. Molte volte è possibile distinguere una gerarchia di spessori, con insiemi di cicli di rango inferiori spessi alcuni metri che costituiscono cicli di rango superiore, spessi alcune decine metri.

Si può ipotizzare che tali unità cicliche rappresentano fasi sedimentarie di alta energia alternate a fasi di bassa energia dovute rispettivamente all'attivazione e alla disattivazione dei sistemi deposizionali.

Il settore meridionale del sottosuolo in esame è stato recentemente studiato, con particolare dettaglio, in quanto interno all'area pilota italiana individuata dal Progetto Geomol¹ per poter analizzare un settore strategico, sia dal punto di vista della valutazione del geopotenziale (geotermia) che per la presenza di strutture tettoniche sismicamente attive.

In particolare, grazie all'interpretazione di un dataset costituito da 12.200 km di linee sismiche (807 linee) e da 126 log di pozzi (cfr. Fig. 5), è stato possibile ottenere una modellazione geologica omogenea 3D per l'intera area pilota.

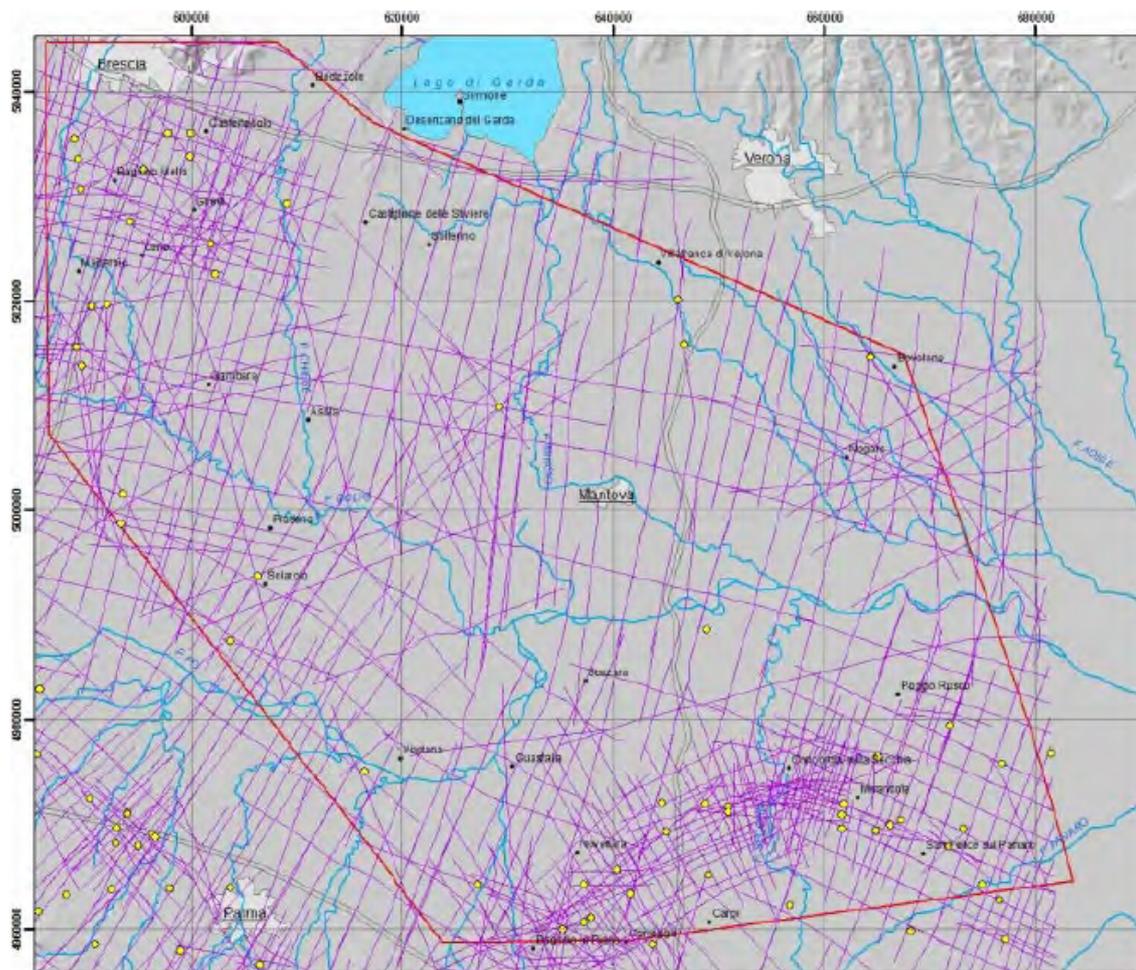


Fig. 5 – Base dati utilizzata per la modellazione geologica dell'Area Pilota Geomol in Italia

Tale modellazione è basata su uno schema stratigrafico, riportato in Fig. 6, valido alla scala regionale, che distingue 16 unità, dal Permiano al Pleistocene, separate da superfici di discontinuità

¹ Il Progetto GeoMol "Assessing subsurface potentials of the Alpine Foreland Basins for sustainable planning and use of natural resources" è finanziato dal Programma Spazio Alpino 2007-2013 - Cooperazione Territoriale Europea, nell'ambito del tema prioritario 3 - Environment and Risk Prevention.

riconoscibili nel sottosuolo, in quanto riflettori sismici ben evidenti e correlabili. Proprio in Fig. 6 si osserva che, solo nel Pleistocene, sono presenti 7 unità: 4 marine e 3 continentali.

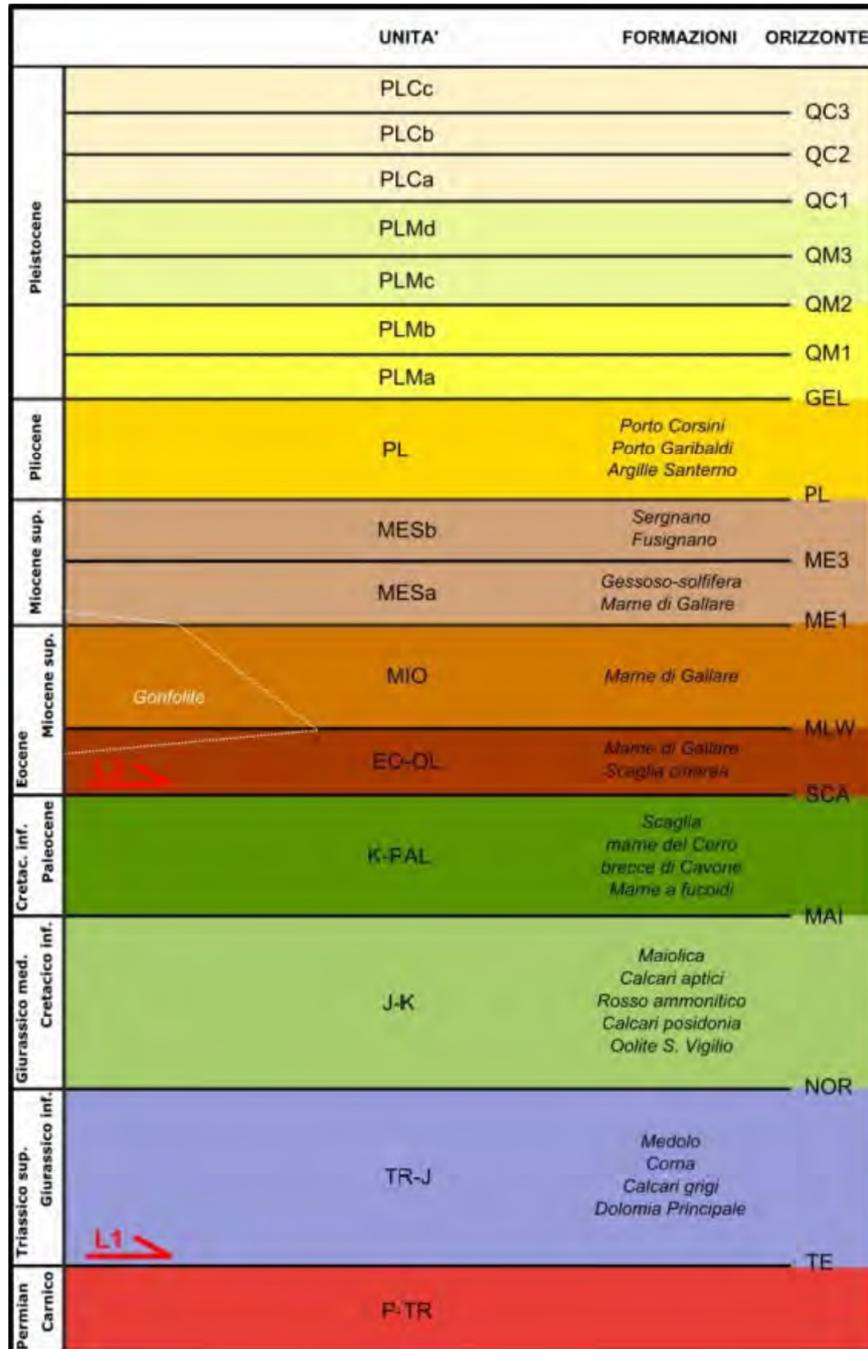


Fig. 6 – Schema stratigrafico per la modellazione geologica dell'Area Pilota Geomol in Italia

Il modello 3D permette, oltre a misurare dei volumi, di estrarre rappresentazioni numeriche 2D, sia in mappa (vedi, ad esempio, in Fig. 7 la mappa della base del Pliocene., ottenuta mediante curve a ugual quota s.l.m. e rappresentando gli elementi strutturali che la intersecano) che in sezione.

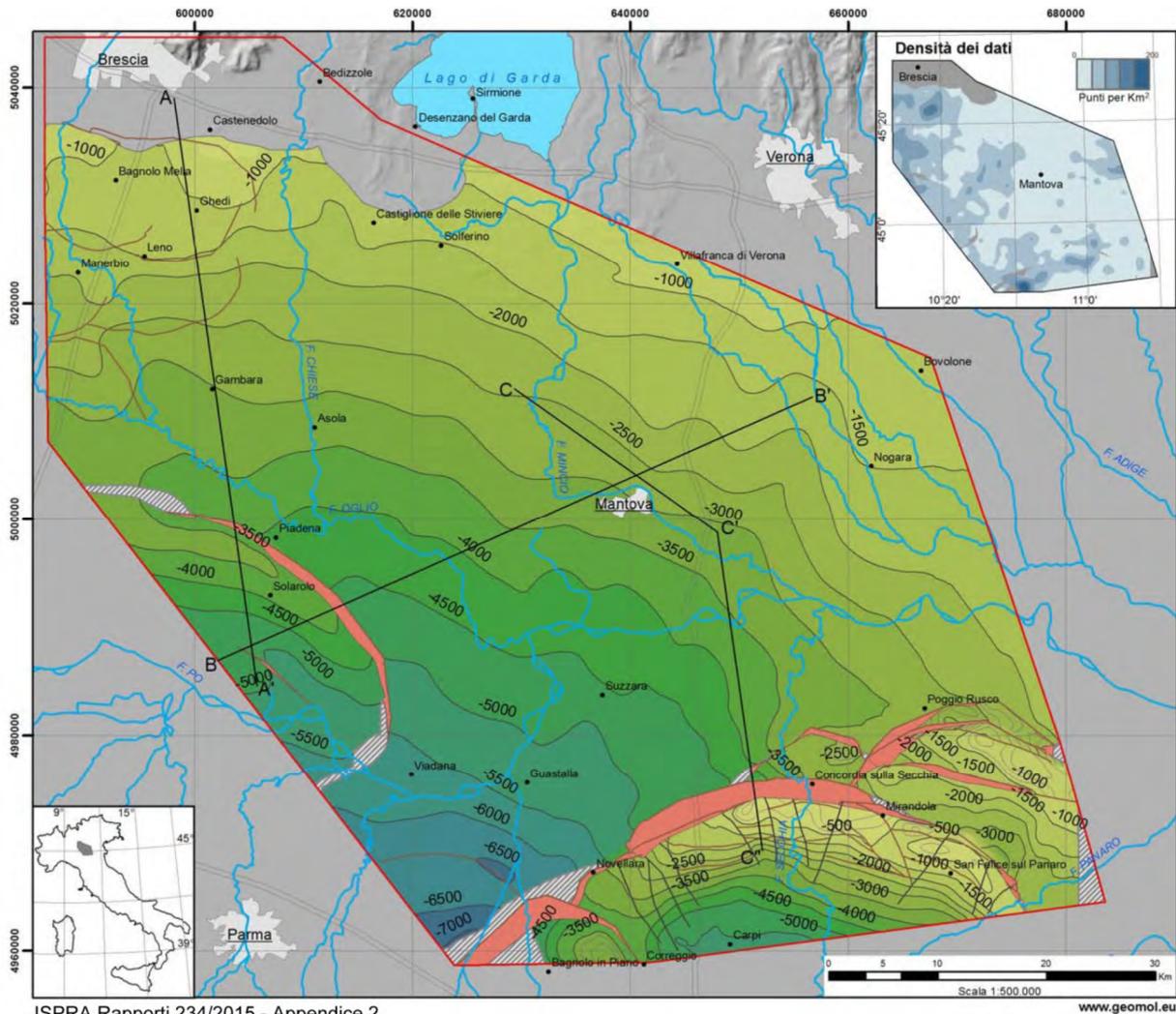


Fig. 7 –Mappa della base del Pliocene all'interno dell'Area Pilota Geomol in Italia (dalla presentazione di Andrea Piccin: "Il Progetto Europeo Geomol", Sabbioneta 3/02/16)

Le analisi effettuate nel corso del Progetto Geomol hanno consentito di migliorare anche la conoscenza della geometria e dello stato di attività delle strutture tettoniche sepolte. A riguardo in Fig. 8 è riportato uno stralcio cartografico con raffigurati i «sistemi» classificati e le sorgenti sismogetetiche ubicate nella porzione di territorio lombardo attraversata nel tratto dell'infrastruttura in esame.

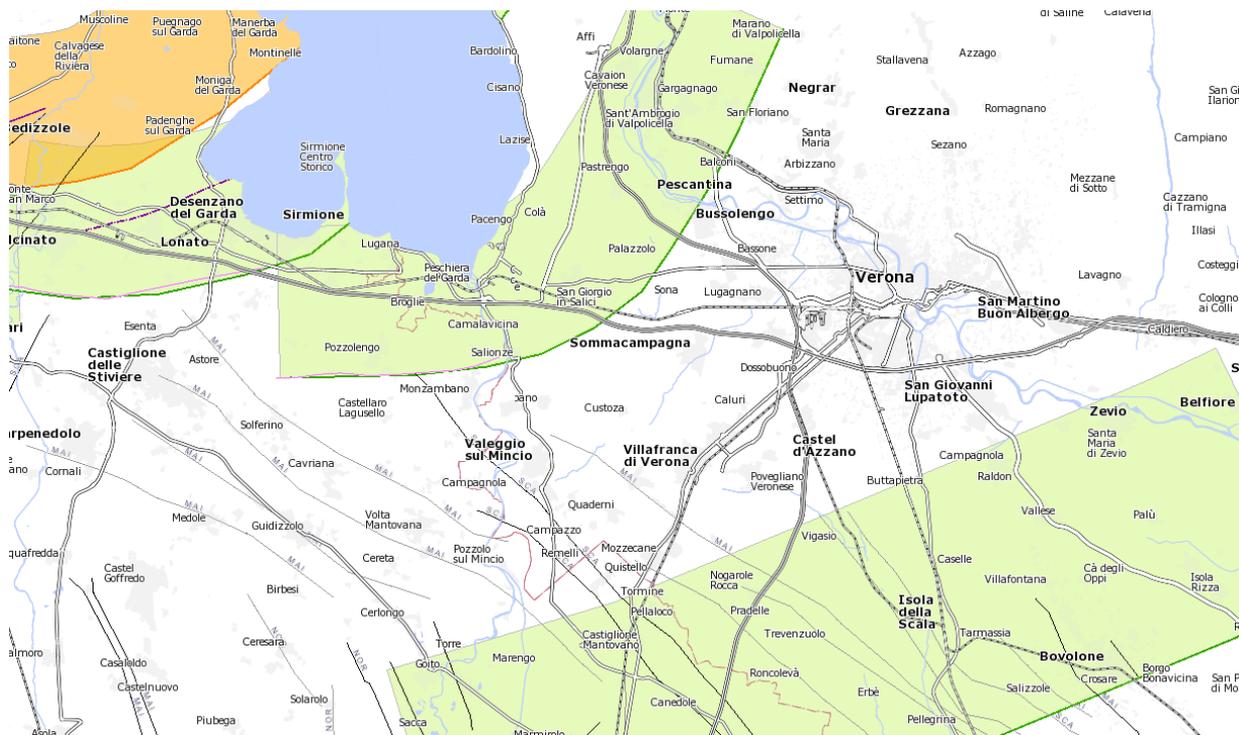


Fig. 8 – Mappa strutturale e sorgenti sismogenetiche nel territorio oggetto di studio (da <http://maps.geomol.eu>)

3.2 CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE

Ai fini della valutazione del rischio sismico di un'area, è fondamentale identificare le faglie attive.

Infatti, sebbene esistano strutture a scorrimento lento asismico (*faultcreep o tectoniccreep*), molte delle faglie attive sono considerate sorgenti sismiche, in quanto lo scorrimento istantaneo dei due lati delle stesse, che avviene allorché lo stress supera la resistenza delle rocce, genera il rilascio di onde elastiche che si propagano in tutte le direzioni. A tali faglie sismogenetiche è associato il maggior rischio.

Per la definizione di faglia attiva si fa normalmente riferimento alla possibilità che una faglia possa attivarsi in un intervallo di tempo futuro che interessa la nostra società. D'altra parte le faglie che hanno la maggiore probabilità di muoversi in un futuro prossimo sono da ricercarsi tra quelle che si sono mosse nelle fasi più recenti della storia geologica. Una delle definizioni più comunemente accettata è quella della *U.S Nuclear Regulatory Commission* (1982), che definisce attive le faglie che presentano un'attivazione negli ultimi 35.000 anni o almeno due negli ultimi 500.000 anni.

Un elenco delle sorgenti sismogenetiche e delle faglie potenzialmente attive e capaci è contenuto nel DISS 3.2.0 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), il database delle sorgenti sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nell'area Italiana.

Con riferimento all'immagine di Fig. 15 e all'elaborato 1_3_1_2 – Carta dei terremoti, le sorgenti sismogenetiche più significative al contorno del tratto emiliano dell'autostrada A22 sono:

- **ITCS076 –Adige Plain**, con magnitudo massima attesa $M_w=6.7$;
- **ITCS114 – Solferino**, con una magnitudo massima attesa $M_w=6.0$.

Si noti che la porzione autostradale più a sud, compresa fra il confine regionale e Nogarole Rocca, ricade nella zona sismogenetica ITCS076; spostandosi verso nord si si avvicina alla zona sismogenetica ITCS114.

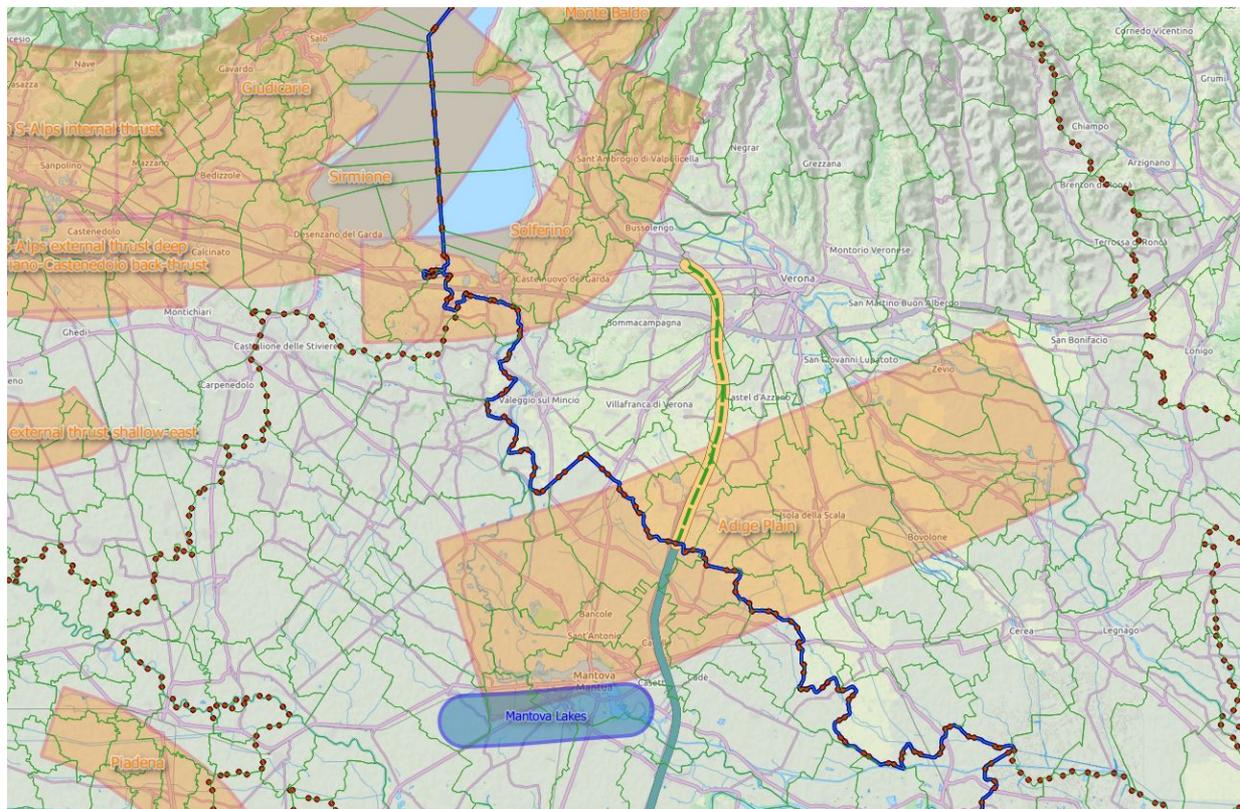


Fig. 9 - Ubicazione delle sorgenti sismogenetiche del DISS 3.2.0, in giallo il tratto autostradale su suolo veneto

3.3 SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La storia sismica dei comuni di Bussolengo, Sona, Verona, Sommacampagna, Villafranca, Vigasio, Povegliano Veronese e Nogarole Rocca è stata desunta dal Database Macrosismico Italiano, versione DBMI15, che fornisce un set di dati d'intensità macrosismica nella finestra temporale 1000-2014, relativo a circa 20.000 località di cui 15.213 in territorio italiano.

Nell'elaborato 1_3_1_2 – Carta dei terremoti i principali aventi sismici sono stati rappresentati con differente simbologia per diversi intervalli di magnitudo, partendo da un valore minimo di 3 Mw fino a un massimo di 7 Mw.

Secondo quanto riportato in DBMI15 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), la storia sismica è riassunta graficamente e in modo tabellare nelle immagini riportate nel paragrafo successivo, in cui si riporta per il comune di Verona, ritenuto significativo dell'area di studio, gli eventi di maggiore intensità, indicando per ciascuno di essi, oltre agli effetti provocati al sito, espressi come I (MCS), la data e l'ora in cui si è verificato, il numero di località in cui è stato registrato l'evento (Np), l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

3.3.1 Comune di Verona (VR)

Dalla lettura di Fig. 10 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 151 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Verona, di questi si segnalano 3 eventi sismici che hanno avuto un risentimento significativo a sul territorio comunale, con effetti pari al VI-VII e IX grado della scala MCS:

- il primo verificatosi nel 1117, con epicentro nel veronese caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 6.52,;
- il secondo verificatosi nel 1183, con epicentro a Verona caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 4.86;
- il terzo verificatosi nel 1334, con epicentro nel veronese caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 4.86;

In merito al sisma del 1117 caratterizzato da effetti pari al IX grado della scala MCS si riportano ulteriori informazioni nel successivo capitolo 3.3.2.

**Realizzazione della terza corsia nel tratto compreso tra Verona nord (km 223) e l'intersezione con l'autostrada A1 (km 314)
Studio sismico, con verifica a liquefazione e risposta sismica locale, relativo alle opere minori - Tratto Regione Veneto**



PROGETTO ESECUTIVO 1_3_1_1- Relazione sismica

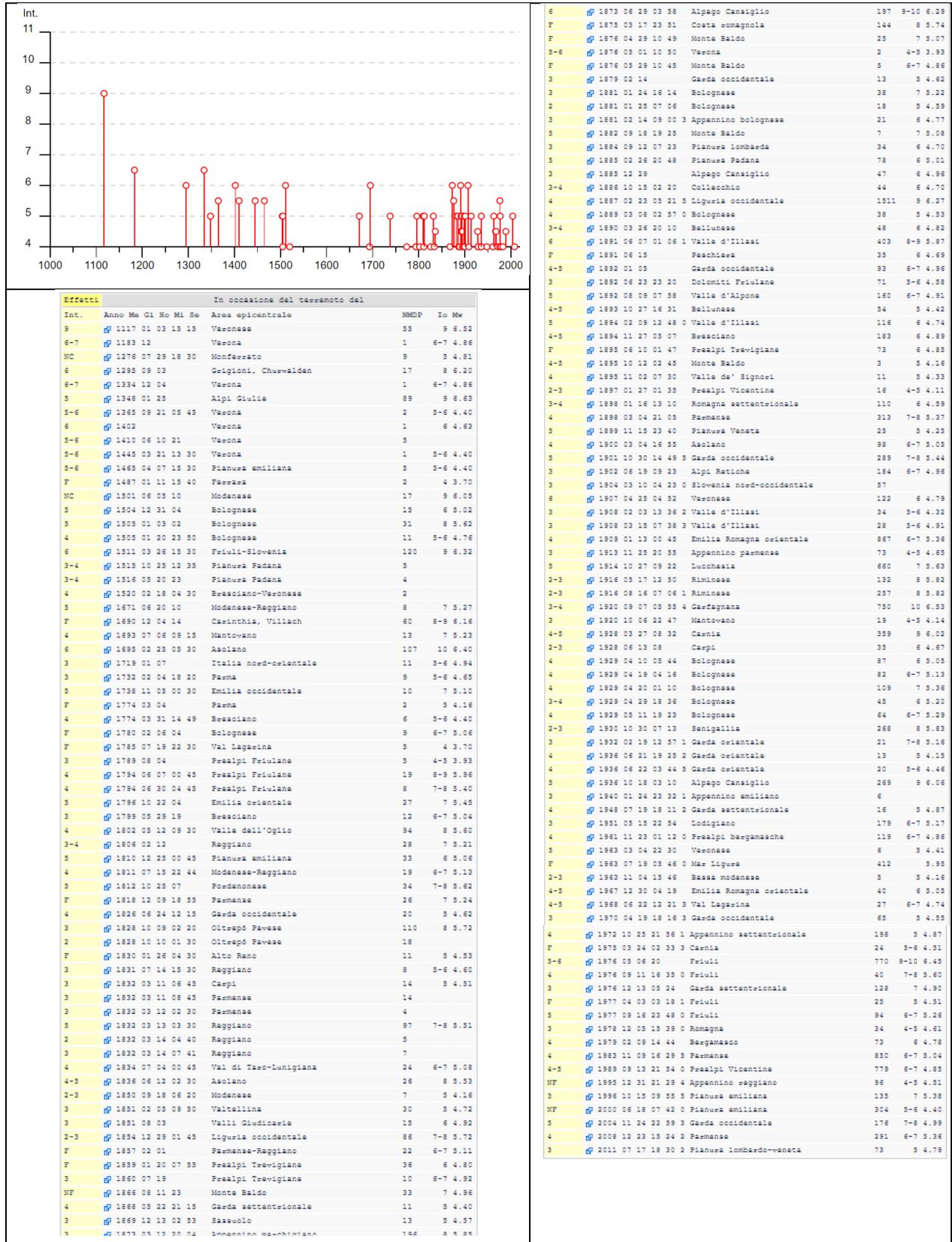


Fig. 10 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Verona (VR)

3.3.2 Sisma di Isola della Scala, Gennaio 1117

Tra i sismi che hanno fatto risentire i propri effetti nei territori comunali in oggetto si segnala quello del 1117 con epicentro a Isola della Scala in provincia di Verona (si veda Fig. 11).

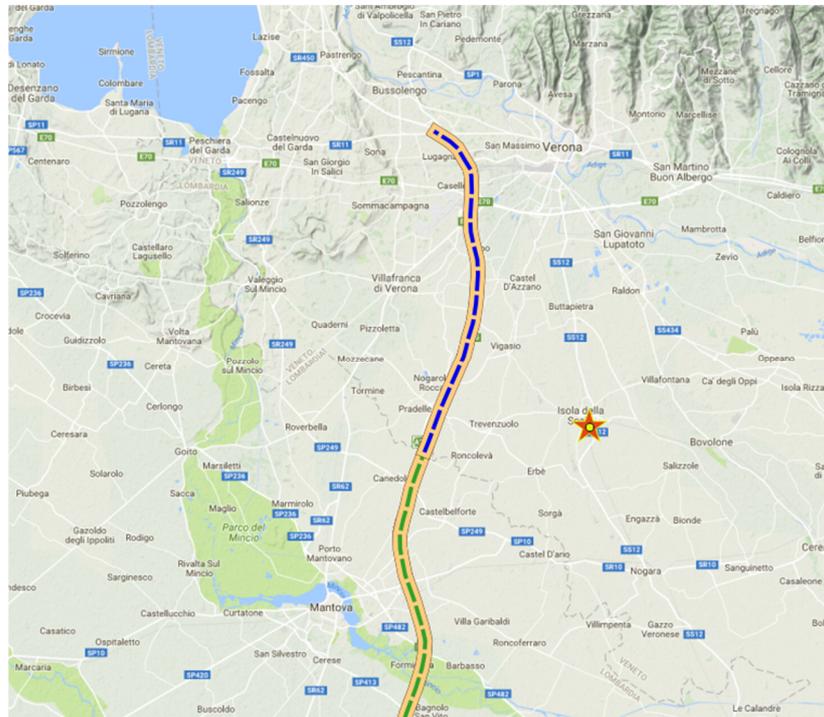


Fig. 11 – Epicentro del sisma del 1117

Nella scheda descrittiva della relativa sorgente sismogenetica, riportata nel progetto Geomol si legge:

Il terremoto del Veronese del 1117 di Mw 6.7...è il più forte evento sismico ad aver colpito il settore centrale della Pianura Padana. Esso è caratterizzato da un'area di danneggiamento e risentimento molto estesa, incentrata nella zona di pianura a sud di Verona ed inclusa all'interno dell'area di studio del Progetto GeoMol In letteratura sono presenti diverse ipotesi riguardanti la faglia causativa del terremoto e molte di queste propongono una sorgente sismogenetica posizionata almeno 30-50 km di distanza dall'area di massimo danneggiamento, la quale è stata da sempre considerata una porzione indeformata dell'avampaese comune delle due catene. Le soluzioni proposte includono strutture appartenenti ai sistemi del Sudalpino, come il thrust del Monte Baldo, il thrust dei Monti Lessini, ed il thrust di Thiene-Bassano ... e dell'Appennino Settentrionale come il thrust di Piadana Il database DISS, al contrario, ha privilegiato una soluzione basata su uno studio di dettaglio di anomalie idrografiche di sospetta origine tettonica e di dati di sottosuolo, incentrato nel settore di pianura ospitante l'area epicentrale del terremoto Infine, recentemente, il terremoto del 1117 è stato attribuito ad una delle faglie del sistema delle strutture dirette ereditate presenti nel sottosuolo della pianura a sud di Verona, la Faglia di Nogara o la Faglia di S. Ambrogio Queste faglie dirette ereditate, sono state confrontate geometricamente nel modello geologico 3D con la

sorgente sismogenetica del database DISS (ITCS076). Esse mostrano in pianta un andamento quasi ortogonale alla sorgente DISS, ma se viste in sezione occupano un intervallo di profondità molto superficiale, essendo state mappate solamente tra 2 e 4 km di profondità circa e non intersecando il piano della sorgente sismogenetica DISS, se non nella sua porzione superiore Questo è dovuto ad una mancanza di informazione al di sotto della profondità di 4-5 km causata dalla scarsa qualità delle linee sismiche al di sotto dei carbonati mesozoici. Mancando informazioni sulla geometria profonda di queste strutture e, soprattutto, mancando informazioni definitive sulla loro attività recente (le linee sismiche a tal riguardo non mostrano orizzonti recenti chiaramente dislocati), nell'ambito del progetto si è scelto di mantenere la soluzione proposta dal database DISS, lievemente modificata solamente per quanto riguarda gli intervalli di profondità.

3.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

La classificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale è stata stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, utilizzando e aggiornando la precedente proposta nel 1998.

La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione.

Ciascuna zona è contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Tab. 8), eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche: in questo modo, ad ogni area del territorio nazionale viene attribuito un differente livello di pericolosità sismica.

Zona	Valori massimi di ag
1	>0,25
2	0,15 ÷ 0,25
3	0,05 ÷ 0,15
4	<0,05

Tab. 8 – Valori di accelerazione orizzontale associati a ciascuna zona sismica

Delibera della Regione Veneto D.C.R. n. 67 del 3/12/2003, "Nuova classificazione sismica del territorio regionale", inserisce i comuni interessati dall'autostrada oggetto di studio in zona 3, cioè con accelerazione compresa tra 0.05g e 0.15g (Fig. 12).

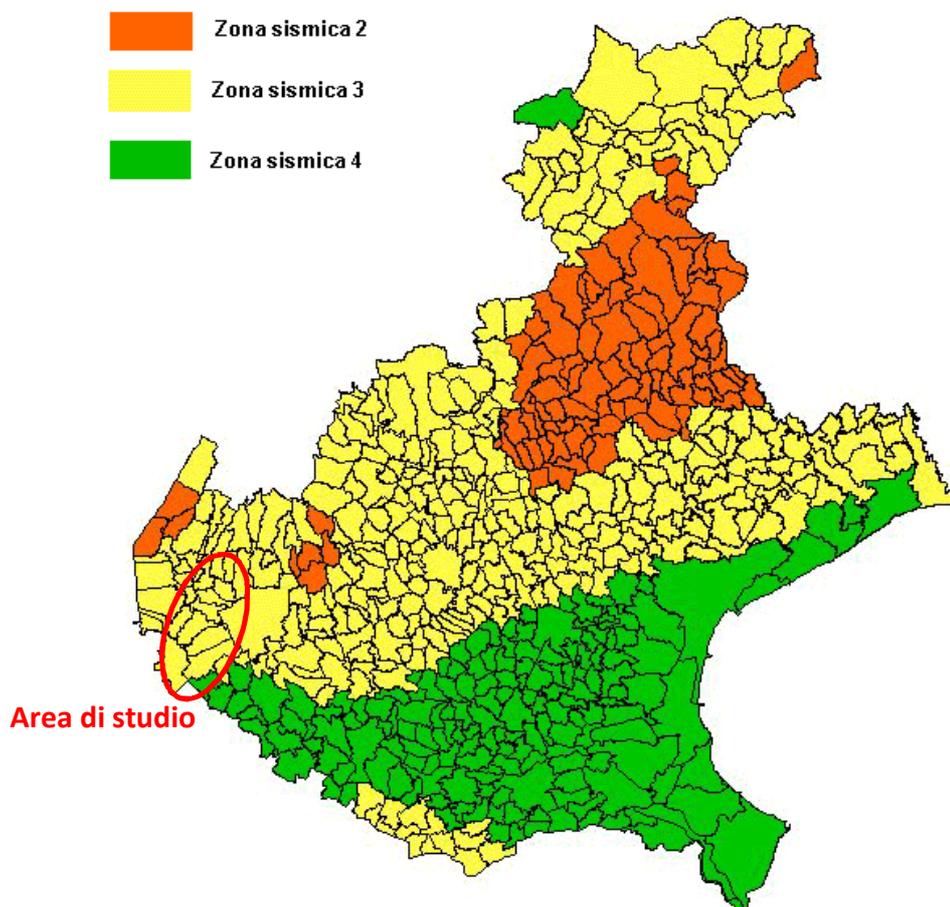


Fig. 12 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Veneto a seguito della Delibera n. 67 del 3 dicembre 2003

Tali classificazioni hanno tuttavia valore esclusivamente a fini amministrativi; alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è infatti allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), nel quale l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_{c*} periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 682 anni).

Per determinare il tempo di ritorno (TR) si utilizza l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove V_R è il periodo di riferimento della costruzione, mentre P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento definito, nel precedente paragrafo 1.3.

Quanto alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , sono stati assunti i valori indicati nelle N.T.C. 01/2008 (vedi Tab. 3.2.I del Paragrafo 3.2.1): in particolare, probabilità pari al 10%, per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e pari al 63%, per lo stato limite di esercizio di Danno (SLD).

Se il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione e i quattro vertici.

3.5 DISAGGREGAZIONE E MAGNITUDO

Per selezionare i terremoti naturali da un catalogo, da utilizzare come base sia per le successive elaborazioni di RSL che per stimare la magnitudo massima attesa necessaria per la valutazione del rischio di liquefazione, è essenziale dapprima definire le caratteristiche sismogenetiche del sito, cioè definire la coppia di dati magnitudo-distanza che meglio caratterizzano il sito stesso. Tale operazione, nota come disaggregazione, consiste nell'individuazione, a partire da uno studio di pericolosità sismica con metodo probabilistico, le coppie di dati (appunto magnitudo e distanza) che maggiormente concorrono alla sismicità di un sito.

A tale scopo, si sono utilizzati i dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che fornisce i valori disaggregati magnitudo-distanza, ovvero, il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base con riferimento ai nodi del reticolo di riferimento, individuato dall'Allegato A delle NTC 2008.

Per chiarezza va osservato che secondo le NTC le verifiche SLV (quelle di interesse principale, per esempio, per la liquefazione), prevedrebbero un tempo di ritorno $T_r=949$ anni (cfr. Tab. 3), tuttavia il sito INGV fornisce informazioni solo per 475 e 975 anni (nell'intervallo di interesse). Per motivi prudenziali si è fatto pertanto riferimento alla situazione più critica e cioè 975 anni.

Come si osserva in Fig. 13 il sito fornisce sia direttamente i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon, ma anche i dati che consentono di ricostruire la curva di probabilità di accadimento di un evento che tiene conto di tutte le coppie magnitudo-distanza vicine all'area di interesse. Per il sito in questione si constata che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base è fornita

per terremoti di magnitudo compresa tra 4.5 e 5.0 nel range di distanza tra 0 e 10 Km. Importanti contributi sono però forniti anche da sismi con magnitudo 4.0-4.5 e 5.0-6.5 nel range 0-10 Km, ed in misura leggermente minore da sismi con magnitudo 4.5-6.0 nei range tra 10 e 30 Km.

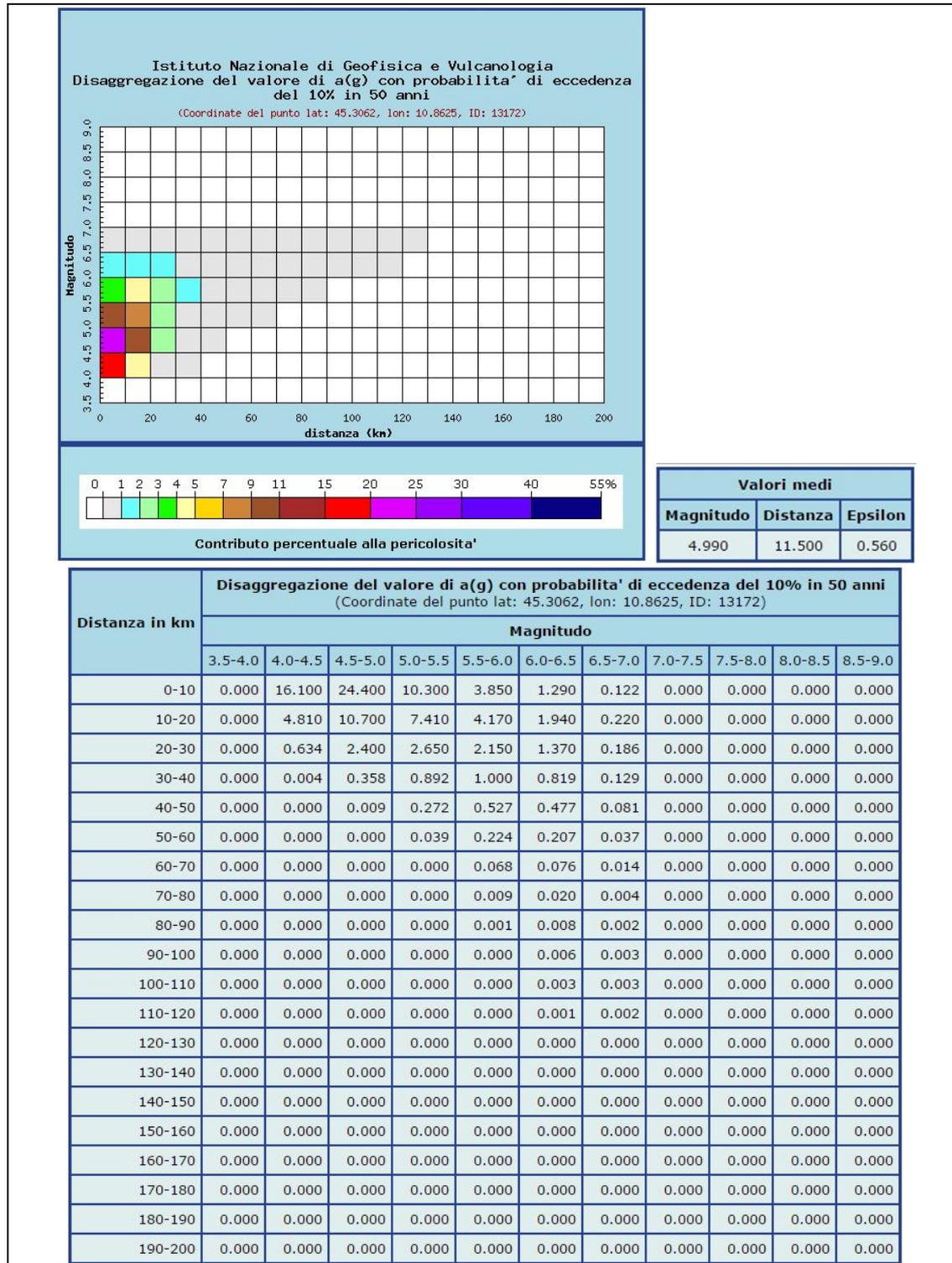


Fig. 13 – Disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 13172 da INGV

La disaggregazione, come detto, fornisce la distribuzione magnitudo-distanza, che può essere utilizzata anche per la definizione della magnitudo di riferimento per le verifiche di liquefazione.

Sulla base dei dati disponibili infatti si possono ricostruire le curve di probabilità che consentono di tener conto delle diverse probabilità di accadimento di un evento con diversi tempi di ritorno (Fig. 14). Esaminando questa curva si osserva che il valore di magnitudo (M_w) corrispondente al 90° percentile è pari a circa 5.9.

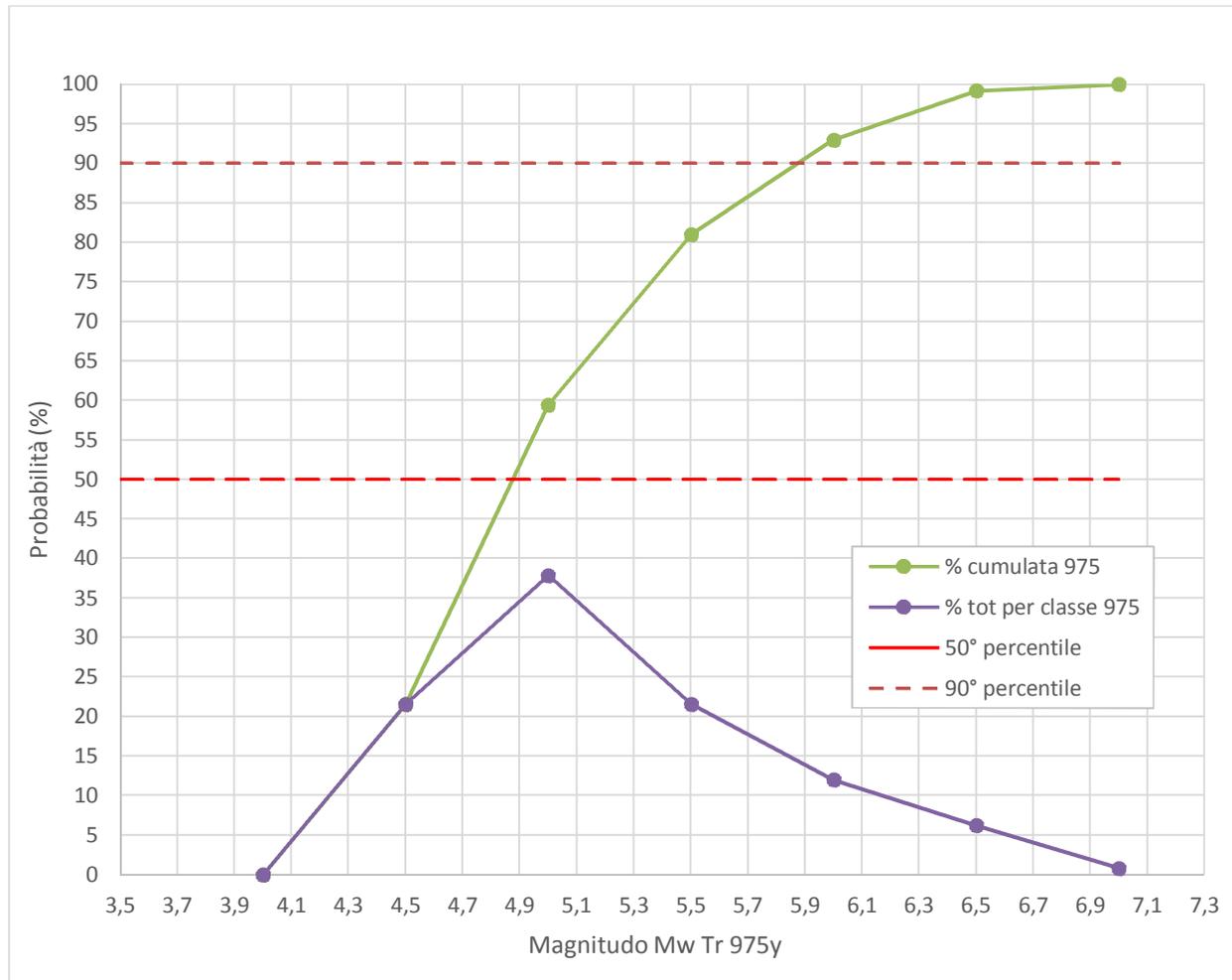


Fig. 14 – Calcolo della magnitudo di riferimento sulla base dei dati di Fig. 13

Quanto appena illustrato rappresenta un esempio di stima della Magnitudo massima attesa ottenuta per un singolo nodo del reticolo sismico, di fatto tale stima è stata eseguita per ogni verticale su cui si è valutato il rischio di liquefazione, in riferimento al relativo nodo più vicino.

Nella sottostante Tab. 9 si riportano i valori di magnitudo massima attesa per ogni verticale indagata mediante prova CPTU, su cui si è eseguita la valutazione del rischio di liquefazione.

Indagini		Parametri	
Prova	Chilometrica	Nodo	Mw
VR-CPTU1	231+000	12951	5.9
VR-SC27-PZ	232+887	12950	5.9
VR-SC30-PZ	234+007	12950	5.9
VR-SC34-PZ	236+704	13172	5.9
VR-SC36	238+667	13172	5.9
VR-CPTU2	239+000	13173	5.9
VR-CPTU3	239+366	13173	5.9
VR-SC39	240+019	13172	5.9
VR-SC46-DH	241+588	13172	5.9
VR-CPTU4	242+399	13172	5.9
VR-SC48-PZ	243+259	13394	6
VR-SC52-DH	245+536	13394	6

Tab. 9 – Magnitudo massima stimata per ogni verticale indagata mediante prova CPTU

I valori ottenuti, nel rispetto delle indicazioni delle NTC2008, che prevedono una valutazione probabilistica dai parametri sismici basata sui tempi di ritorno e non l'adozione di parametri "deterministici", risultano di poco differenti dai valori massimi della sorgente sismogenetica di riferimento indicati in DISS 3.2.0 (cfr. paragrafo 3.2).

3.6 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 14-01-2008 definisce 7 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione ($V_{s,30}$).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che

Categoria	Descrizione
	includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tab. 10 - Categorie sismiche dei terreni

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (V_{S30}) è definita come:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo entro i 30 m dalla fondazione.

Come anticipato in precedenza, per determinare il valore delle onde di taglio V_S , sono stati utilizzati i valori ottenuti mediante indagini sismiche di tipo Down-Hole (16 misure) e MASW (1 misura), per un totale di 33 valori di V_{S30} . Nella tabella sottostante si riportano i valori di V_{S30} e la classe di suolo per ogni indagine consultata.

Codice	Tipo Indagine	Progressiva (km)	Vs30 (m/s)	CLASSE
VR-SC1-DH	Down-Hole	222+887	634,2	B
VR-SC3-DH	Down-Hole	224+080	682	B
VR-SC8-DH	Down-Hole	225+682	674	B
VR-SC11-DH	Down-Hole	227+050	674	B
VR-SC15-DH	Down-Hole	227+930	687	B
VR-SC20-DH	Down-Hole	229+303	301	C
VR-SC22-DH	Down-Hole	229+649	657	B
VR-SC25-DH	Down-Hole	230+170	599	B
VR-SC28-DH	Down-Hole	232+897	445	B
VR-SC29-DH	Down-Hole	234+007	411	B
VR-SC33-DH	Down-Hole	236+704	253	C
VR-SC36-DH	Down-Hole	238+667	254	C
VR-MASW1	MASW	240+005	312	C
VR-SC45-DH	Down-Hole	241+546	243	C
VR-SC46-DH	Down-Hole	241+588	244	C
VR-SC47-DH	Down-Hole	243 + 198	258,6	C
VR-SC52-DH	Down-Hole	245+536	230.9	C

Tab. 11 – Classi sismiche di suolo ottenute da indagini sismiche di tipo Down-Hole e MASW

Le indagini consultate hanno fornito valori di V_{S30} compresi 230 e 687 m/s e, conseguentemente, che il sottosuolo in esame appartiene in alcuni casi alla categoria **C**: "Depositi di terreni a grana grossa

mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s", e in altri casi alla categoria **B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Come si nota dalle progressive chilometriche riportate in Tab. 11 o osservando la Carta della pericolosità sismica (elaborato 1_3_1_3) la categoria C è per lo più presente nella porzione sud del tratto autostradale veneto, nei comuni di Nogarole Rocca e Vigasio, in tali settori sono presenti depositi di copertura a granulometria per lo più fine sovrastanti granulari più o meno fini, mentre nei territori più a nord (a partire dal km 234) la copertura fine diminuisce di spessore ritrovando i depositi granulari, prevalentemente ghiaiosi, prossimi al piano campagna; tale condizione fa sì che questi settori siano classificati in categoria sismica B.

4 RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il rischio di liquefazione è stato valutato prendendo in considerazione le 4 verticali indagate mediante prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU). Di queste tre indagini si sono fermate a profondità estremamente modeste per la presenza di depositi granulari ghiaiosi, pertanto è stato possibile eseguire la stima del rischio di liquefazione solo su una verticale. Viste le scarse verticali indagate mediante CPTU, al fine di infittire la stima del rischio di liquefazione, sono state realizzate ulteriori otto verifiche partendo dai valori ottenute da prove SPT (Standard Penetration Test) realizzate nei fori di sondaggi a carotaggio continuo.

4.1 METODOLOGIA

Per liquefazione s'intende un processo d'incremento della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, limo non plastico), la diminuzione della resistenza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, dando luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati da prove CPT e da prove SPT mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI di *Iwasaki et al.* (1982). Le prove CPTU sono preferibili per la migliore ripetibilità delle misure e per la continuità dei profili penetrometrici. L'indice LPI è un parametro di sintesi che, mediante un valore numerico compreso

tra 0 e 100, quantifica i possibili effetti della liquefazione in superficie, tenendo conto di severità dell'azione sismica, e di profondità, spessore e valore del fattore di sicurezza degli strati liquefacibili.

Per poter valutare la severità degli effetti viene *Iwasaki* ha proposta la scala riportata in Tab. 12.

Valori di LLI	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Tab. 12 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo Iwasaki

Valutazioni più recenti riportate da *Sonmez* (2003), basate su sismi di magnitudo inferiore a quelli utilizzati da *Iwasaki* consigliano tuttavia di rimodulare le classi di pericolosità come riportato in Tab. 13:

LPI
LPI = 0.00 - Liquefaction risk nul
LPI between 0.00 and 2.00 - Liquefaction risk low
LPI between 2.00 and 5.00 - Liquefaction risk moderate
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

Tab. 13 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo Sonmez

L'indice LPI è calcolato con riferimento ad una verticale di prova. Gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di LPI. Viceversa uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "*lateralspreading*" anche per bassi valori di LPI. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice LPI e le evidenze di liquefazione.

L'indice LPI è definito nel modo seguente:

$$LPI = \int_0^{20} F W(LPIz) dz$$

Dove:

- $F(z)$ è una variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità $0 \leq z \leq 20$ in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL
- $w(z)$ è un fattore di peso della profondità.

In sostanza il rischio di liquefazione tiene conto del fattore di sicurezza calcolato strato per strato, ma ne valuta la significatività su tutto lo spessore del deposito.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito nel modo seguente:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = Rapporto di resistenza ciclica per $M=7.5$ (Cyclic Resistance Ratio)

MSF = fattore di scala della magnitudo (Magnitude Scale Factor)

K_{σ} = Fattore di correzione per la pressione di confinamento

CSR = rapporto di tensione ciclica (Cyclic Stress Ratio) = $CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR è stato utilizzato il metodo NCEER (modificato da Robertson 2010) implementato dai programmi CLIQ e LiqIT della Geologimiki,

In tali verifiche come valori di CSR sono stati utilizzati quelli "automatici" stimati dal software stesso.

4.1.1 Calcolo di CRR partendo da prove CPT

In Fig. 15 viene presentata, in forma di flow-chart, le procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma CLIQ partendo da un indagine CPT.

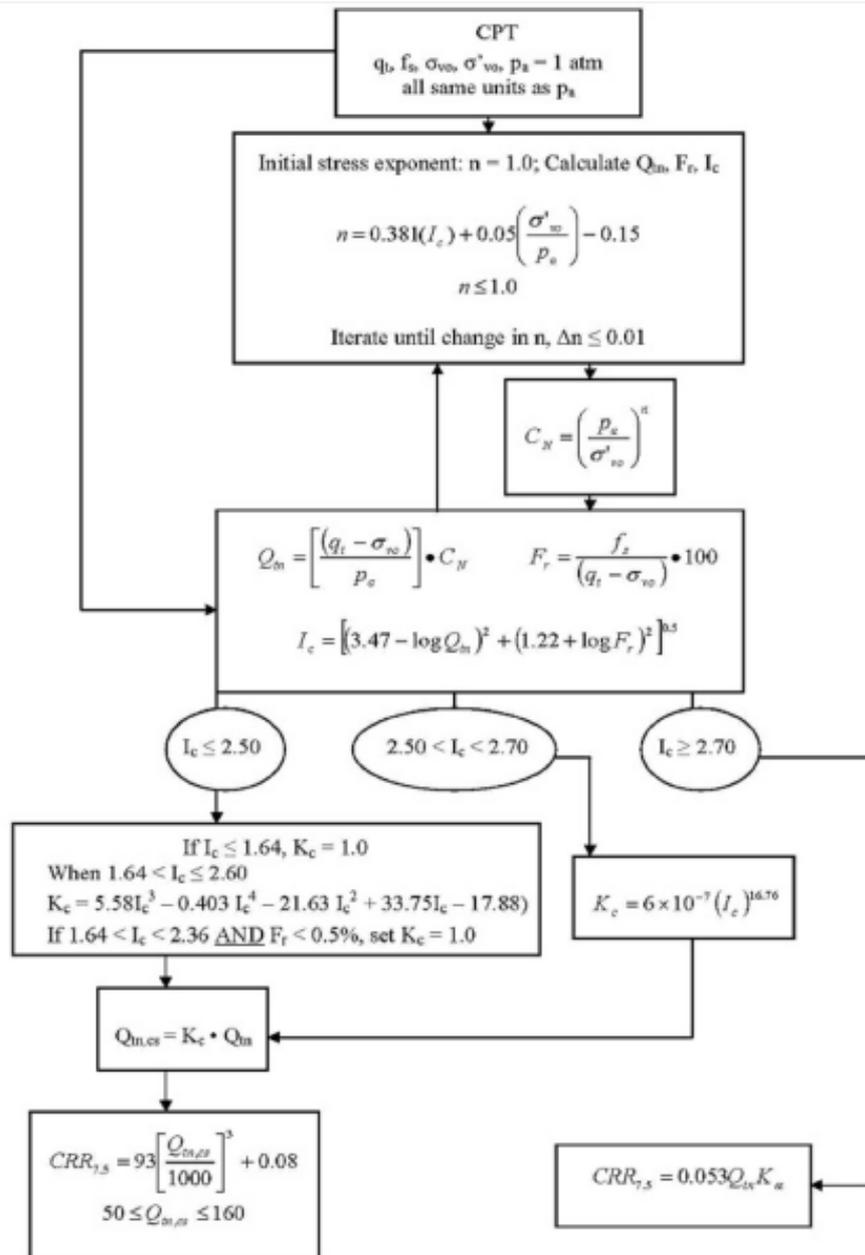


Fig. 15 - Flow chart della procedura di verifica NCEER modificata da Robertson (2010)

4.1.2 Calcolo di CRR partendo da prove SPT

Nel seguente caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT; la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,00000371 / 4 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m \quad C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5} \quad C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tab. 14).

Attrezzatura	C_E
Safety Hammer	0,7 - 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 - 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 - 1,4
Automatic-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 - 1,4

Tab. 14 – valori di ER per diverse tipologie di strumenti

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190 / FC^2)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5 && \text{per } FC > 35\% \\ \\ \beta &= 1,0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \beta &= [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1,2 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

4.2 PARAMETRI DI INPUT

Per eseguire la verifica a liquefazione, oltre ai dati delle prove CPTU è necessario fornire al programma l'accelerazione e la magnitudo massime attese al sito.

Per l'accelerazione si è partiti dai valori dal reticolo sismico di riferimento che sono poi stati amplificati sulla base della categoria sismica del suolo e dei parametri di progetto (definiti del capitolo 1.3). Essendo le opere in progetto in zone pianeggianti non è stato necessario amplificare anche per il fattore tipografico.

Per la magnitudo sono stati utilizzati i valori ottenuti dalla disaggregazione sismica, così come illustrato nel paragrafo 3.5.

In Tab. 15 si riportano i parametri d'input utilizzati per ogni verticali, vengono inoltre indicati i livelli della falda sia in condizioni statiche che durante il terremoto.

Indagine			Parametri				
Prova	Profondità	Chilometrica	Nodo	Mw	PGA	Falda	Falda durante terremoto
VR-CPTU1	- 2,12 m	231+000	12951	5.9	0.23	13	11
VR-SC27-PZ	- 30 m	232+887	12950	5.9	0.23	5.2	3.2
VR-SC30-PZ	- 45 m	234+007	12950	5.9	0.23	5.1	3.1
VR-SC34-PZ	- 40 m	236+704	13172	5.9	0.23	2.5	0.5
VR-SC36	- 40 m	238+667	13172	5.9	0.23	1.7	0
VR-CPTU2	- 0,92 m	239+000	13173	5.9	0.25	3.8	1.8
VR-CPTU3	- 3,5 m	239+366	13173	5.9	0.25	3.8	1.8
VR-SC39	- 60 m	240+019	13172	5.9	0.23	2	0
VR-SC46-DH	- 40 m	241+588	13172	5.9	0.23	2.9	0.9
VR-CPTU4	- 16,0 m	242+399	13172	5.9	0.23	1.1	0.2
VR-SC48-PZ	- 40 m	243+259	13394	6	0.27	2.3	0.3
VR-SC52-DH	- 45 m	245+536	13394	6	0.27	5.6	3.6

Tab. 15 – Parametri in input utilizzati

4.3 ANALISI DEI RISULTATI

Per ciascuna prova è stato prodotto un report (si veda 1_3_1_4 – Allegato – Verifiche a liquefazione) che contiene sia i grafici interpretativi della prova stessa (resistenze penetrometriche, litologia, ecc,), sia, se calcolati, i grafici relativi alla liquefazione ed in particolare (Fig. 16):

- Il confronto tra CSR e CCR
- La variazione del fattore di sicurezza
- La cumulata del valore di LPI
- Il cedimento post-sismico

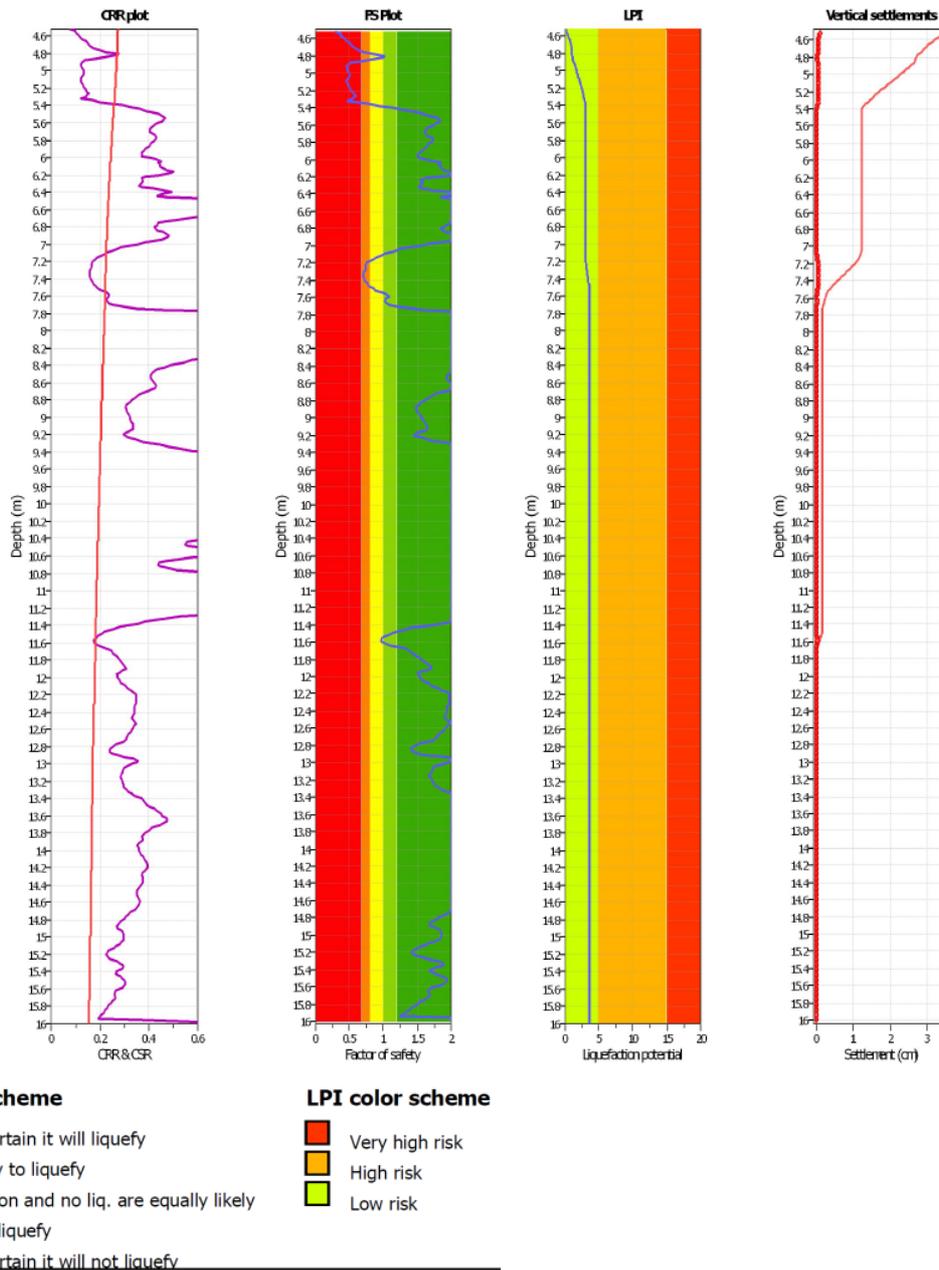


Fig. 16 – Esempio di grafici di CSR-CRR, dei fattori di sicurezza FS, dell'indice di liquefazione (LPI) e del cedimento (Settlement)

Come si nota il software utilizzato riporta i valori di Indice di Potenziale di Liquefazione (LPI) in relazione alla classificazione del rischio di liquefazione proposta da *Iwasaki*; a favore di sicurezza in Fig. 17 si riporta il grafico dei valori dell'Indice di Potenziale di Liquefazione (LPI) ottenuti con indicate le soglie di rischio proposte da *Sonmez*, inoltre si presenta il grafico dei valori di cedimento stimati, i medesimi risultati si riportano anche in forma tabellare in Tab. 16.

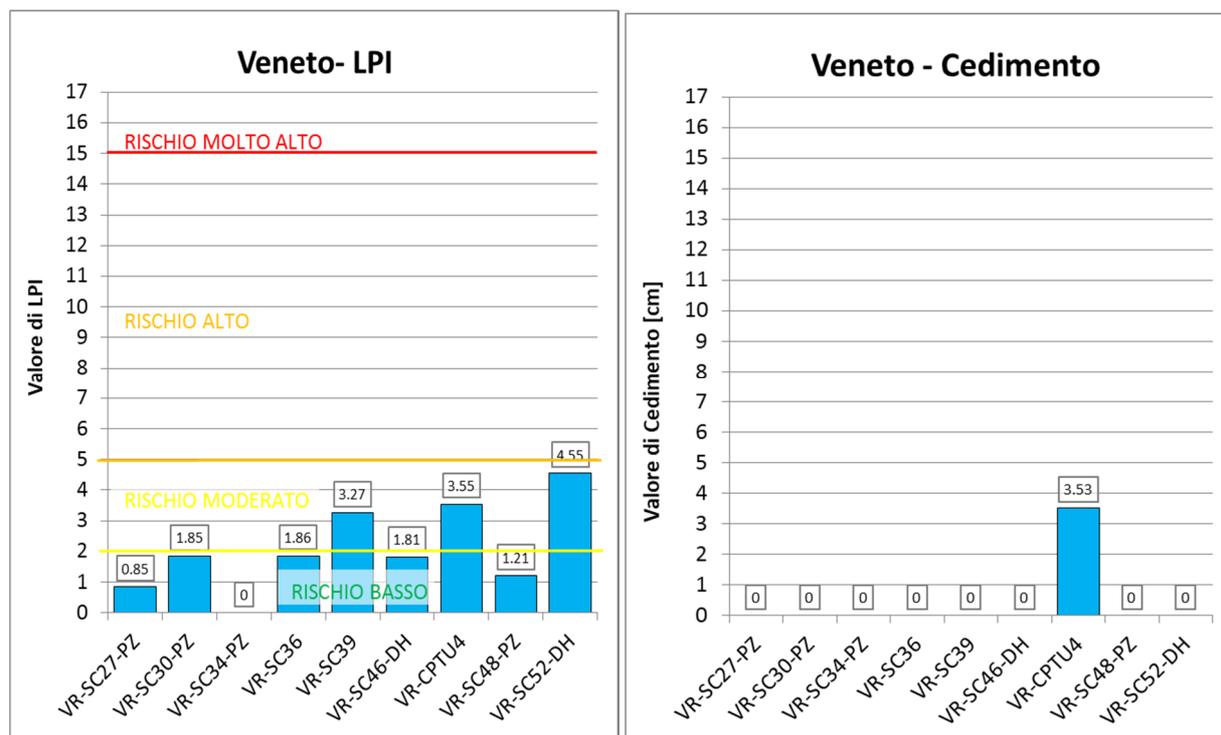


Fig. 17 – Grafico dei valori di LPI e di cedimento ottenuti

Ciò che si osserva è che il potenziale di liquefazione si mantiene sempre su valori a rischio di liquefazione da basso a moderato, la cui soglia è rispettivamente 2 e 5, con un massimo di 4.55 in corrispondenza del sondaggio VR-SC52-DH.

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti post-sismici si segnala che partendo da valori di SPT non è possibile eseguire il tale calcolo, pertanto solo per la verticale VR-CPTU4 (trattasi di una prova di tipo CPTU) si è arrivati a un risultato. Considerando che i valori di LPI massimi sono paragonabili a quello dell'indagine VR-CPTU4 e che anche la stratigrafia è simile è possibile aspettarsi che anche per le altre verticali indagate il cedimento post sismico sia dell'ordine di qualche centimetro (3.53 per l'indagine VR-CPTU4), valori del tutto accettabili per le opere oggetto di studio.

Prova	Indagine		Risultati	
	Profondità	Chilometrica	Lpi	Cedimento (cm)
VR-CPTU1	- 2,12 m	231+000	n.d.	n.d.
VR-SC27-PZ	- 30 m	232+887	0.85	0.00
VR-SC30-PZ	- 45 m	234+007	1.85	0.00
VR-SC34-PZ	- 40 m	236+704	0.00	0.00
VR-SC36	- 40 m	238+667	1.86	0.00
VR-CPTU2	- 0,92 m	239+000	n.d.	n.d.
VR-CPTU3	- 3,5 m	239+366	n.d.	n.d.
VR-SC39	- 60 m	240+019	3.27	0.00
VR-SC46-DH	- 40 m	241+588	1.81	0.00
VR-CPTU4	- 16,0 m	242+399	3.55	3.53
VR-SC48-PZ	- 40 m	243+259	1.21	0.00
VR-SC52-DH	- 45 m	245+536	4.55	0.00

Tab. 16 – Valori di LPI e cedimento (in cm) calcolati

5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel presente studio è stata eseguita l'analisi della risposta sismica locale per una verticale, ritenuta indicativa del tratto in esame, ubicata in provincia di Verona e realizzata lungo la verticale indagata con prova penetrometrica statica con piezocono denominata VR-CPTU4.

In Fig. 18 si riporta il luogo esatto su mappa in cui si nota che la verticale indagata si trova tra Nogarole Rocca e Piadelle.

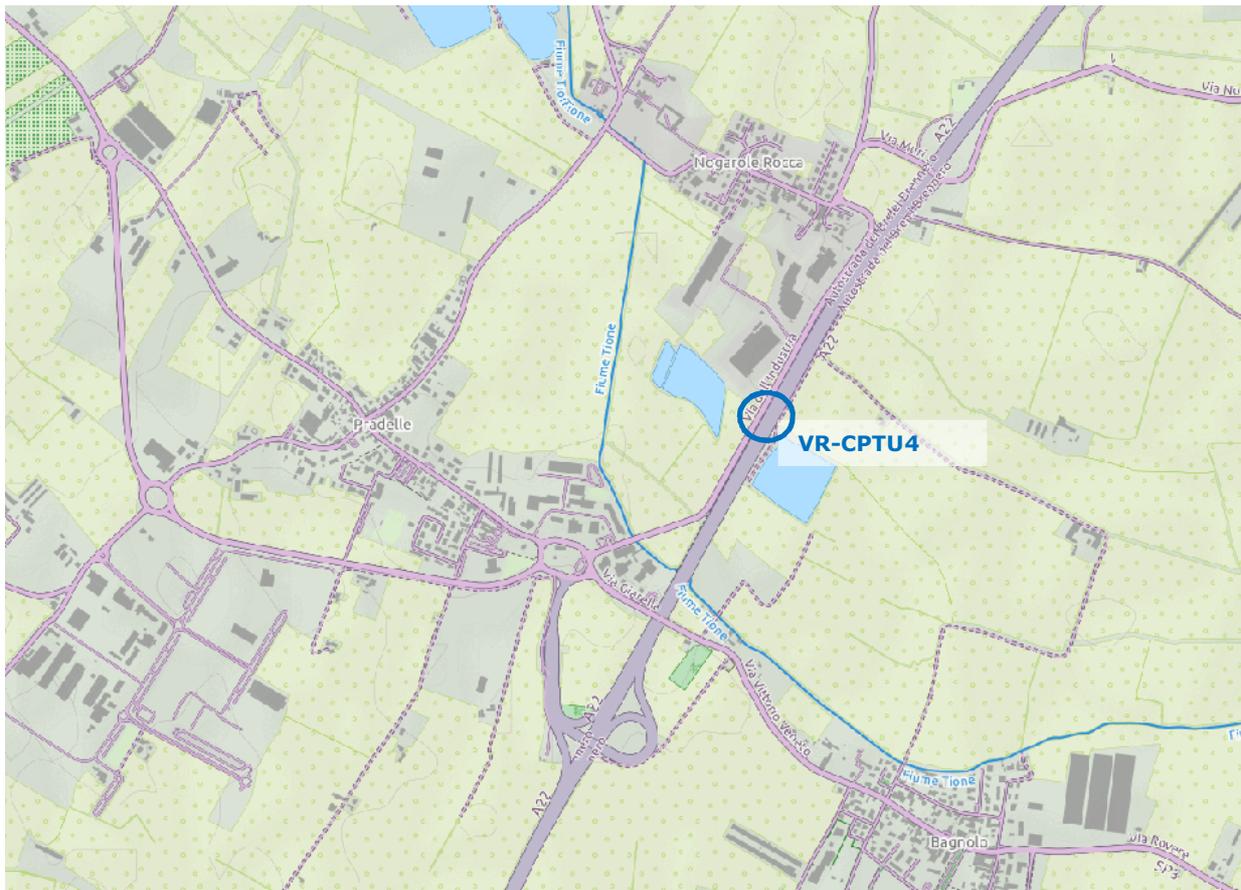


Fig. 18 – Ubicazione delle verticali su cui si è eseguita la RSL

5.1 SEGNALI IN INPUT

Per quanto riguarda il sito denominato VR-CPTU4, ubicato in provincia di Verona, quali dati d'input sismico sono stati utilizzati 7 sismogrammi forniti dal software SEISM-HOME² di Eucentre.

² Rota M., Zuccolo E., Taverna L., Corigliano M., Lai C.G., Penna A. [2012] "Mesozonation of the Italian territory for the definition of real spectrum-compatible accelerograms", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 5, pp. 1357-1375.

Sebbene le NTC2008 non forniscano specifiche istruzioni per quanto riguarda il numero di accelerogrammi da utilizzare per la RSL, le indicazioni fornite per le analisi dinamiche con integrazione al passo (Cap. 7.3.5 delle NTC2008) impongono di considerarne almeno 7. Nel presente studio, quindi, è stato rispettato quanto richiesto dalla normativa.

Ovviamente tutti i sismi sono stati scalati in accelerazione per ottenere un valore massimo d'input pari a quello atteso per lo stato limite SLV su suolo rigido in corrispondenza dell'area di studio, pari a $ag/g=0.16$.

In Tab. 17 è riportato l'elenco dei sismi utilizzati.

PROVINCIA	Segnali EUCENTRE
VERONA	ESD 000182xa.cor ESD 000234ya.cor NGA 0455x.txt NGA 0797x.txt KNET1 SAG0010503201053.NS ITACA 19780415_233347ITDPC_NAS__WEC.DAT ITACA 20090406_013239ITDPC_MTR__NSC.DAT

Tab. 17 – Segnali in input utilizzati nelle analisi di RSL

5.2 MODELLO GEOFISICO DEL SOTTOSUOLO

La valutazione della risposta sismica locale richiede un'accurata modellazione delle caratteristiche geofisiche del sottosuolo, principalmente basata sui seguenti parametri:

- litologia;
- velocità delle onde sismiche di taglio (V_s);
- curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G/G_0) in funzione della deformazione e densità in situ.

Tale modellazione andrebbe "spinta" in profondità fino a raggiungere il bedrock sismico, che teoricamente dovrebbe essere uno strato con velocità $V_s > 800$ m/s, difficilmente raggiungibile nelle zone in questione.

5.2.1 Litologia

Per la determinazione delle caratteristiche litologiche sono stati utilizzati, principalmente, i dati della stratigrafia del sondaggio corrispondente alla verticale VR-SC47-DH (riportata in allegato 1_3_1_7). L'integrazione della stratigrafia fino al bedrock sismico (Il sondaggio raggiunge la profondità di 40 m) è stata effettuata mediante l'utilizzo di dati al contorno, tipicamente stratigrafie di pozzi.

5.2.2 Determinazione della V_s e del Badrock sismico

La determinazione della V_s in funzione della profondità è stata effettuata mediante prova Down-hole eseguita in foro di sondaggio fino a 30 m di profondità.

Tale prova ha fornito valori di V_s per lo più crescenti con la profondità. I valori di V_{s30} calcolati sono pari a 258,6 m/s, identificando i terreni nella categoria C (da 180 a 360 m/s secondo le NTC 2008).

In Fig. 19 si riporta il grafico della V_s in funzione della profondità ottenuto dall'indagine utilizzata.

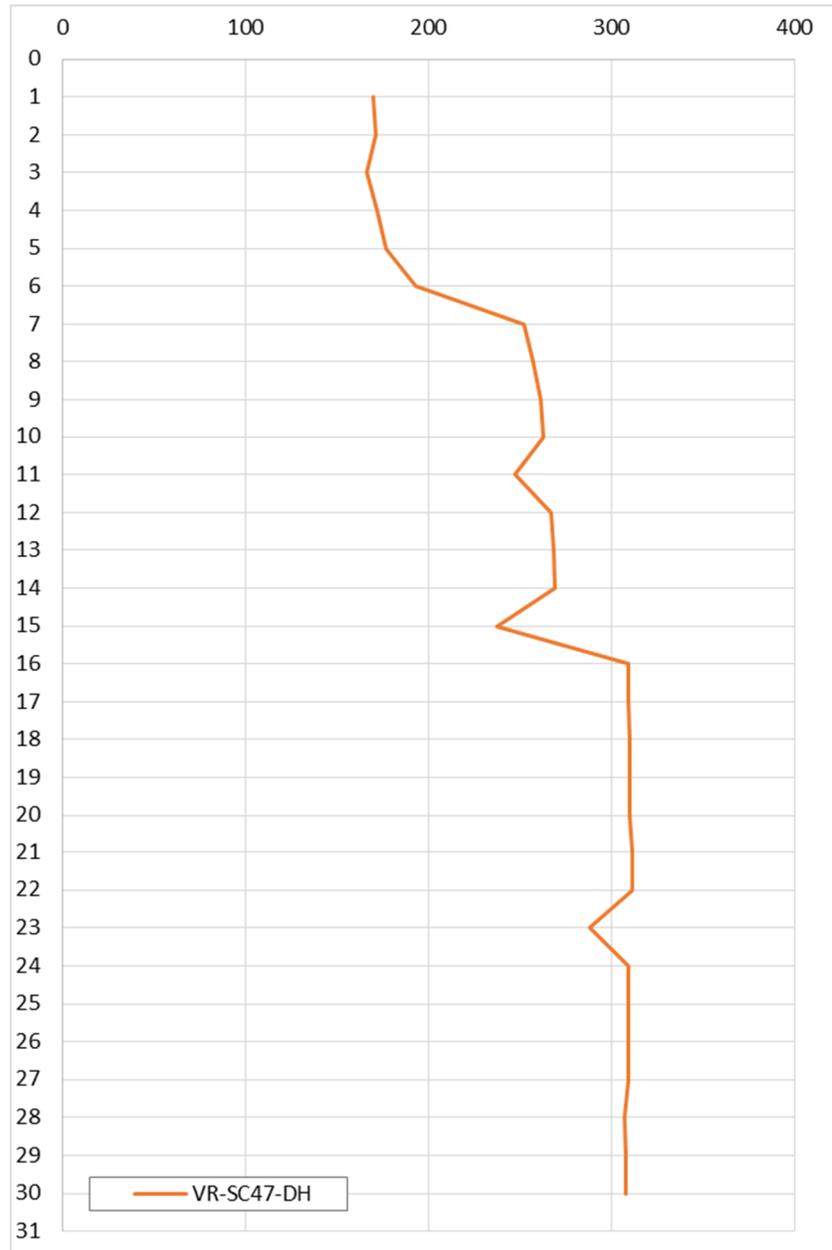


Fig. 19 – Valori di V_s misurati nella prova Down-Hole VR-SC47-DH

Per poter valutare la velocità V_s tra la massima profondità raggiunta dalle indagini ed il bedrock sismico, è stata utilizzata una interpolazione del tratto misurato, mediante una funzione potenza del tipo $y=ax^b$ eseguita sulla media dei due profili V_s utilizzati. Sulla base della funzione ricavata per il tratto misurato si sono poi calcolati i valori di V_s fino alle profondità richieste.

In Fig. 20 sono visibili i profili di Vs ottenuti.

Si noti che tra 30 e 40 m di profondità si ha una diminuzione di velocità non in linea con la funzione d'interpolazione, tale informazione deriva da un'indagine di tipo HVSR realizzata appositamente per il presente studio nelle dirette vicinane dell'area in analisi. Ulteriori informazioni sull'indagine HVSR vengono riportate nel successivo paragrafo.

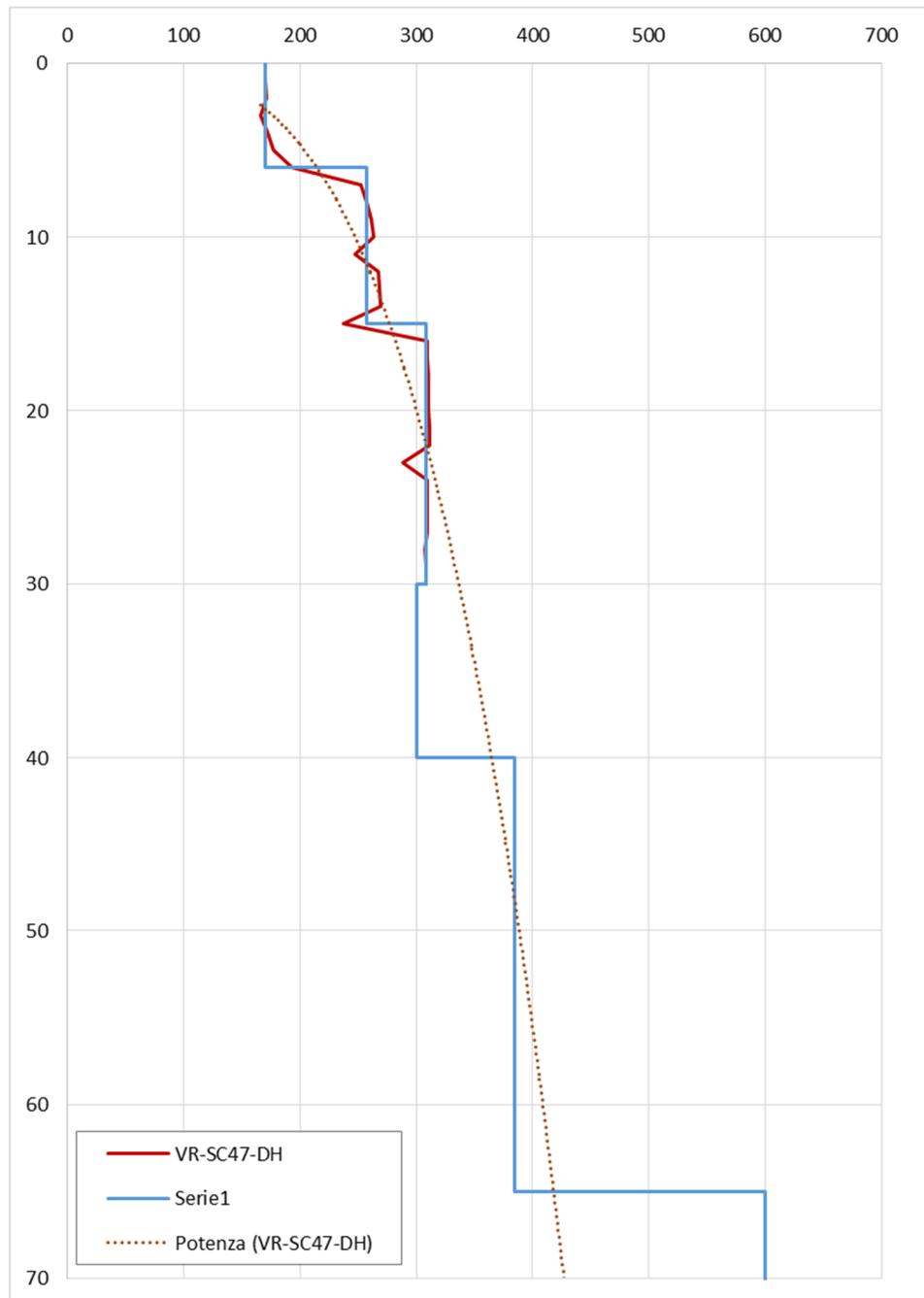


Fig. 20 - Discretizzazione della Vs

5.2.2.1 Considerazioni sul Bedrock sismico

La definizione del bedrock sismico, cioè del sismostrato che presenta velocità delle onde di taglio $V_s \geq 800$ m/s, costituisce un elemento di notevole importanza nell'ambito delle valutazioni di risposta sismica locale.

In realtà oggi si tende ad individuare il bedrock sismico, soprattutto in pianura, in corrispondenza di un elevato contrasto di impedenza sismica, cioè laddove il rapporto tra le velocità dello strato superficiale e quello più profondo supera il valore di $2 \div 2.5$.

Le indagini geognostiche presenti nel settore oggetto di valutazione della risposta sismica locale non hanno raggiunto il bedrock sismico, per ovviare a ciò è stata appositamente eseguita un'indagine tomografica (HVSr) che ha permesso di stabilire la profondità di tale discontinuità mediante la metodologia illustrata di seguito.

La definizione della profondità del bedrock sismico è stata effettuata mediante un processo iterativo che ha tenuto conto delle frequenze dei terreni registrate nel corso della prova HVSr effettuata al contorno dell'area in esame e delle velocità media delle onde S.

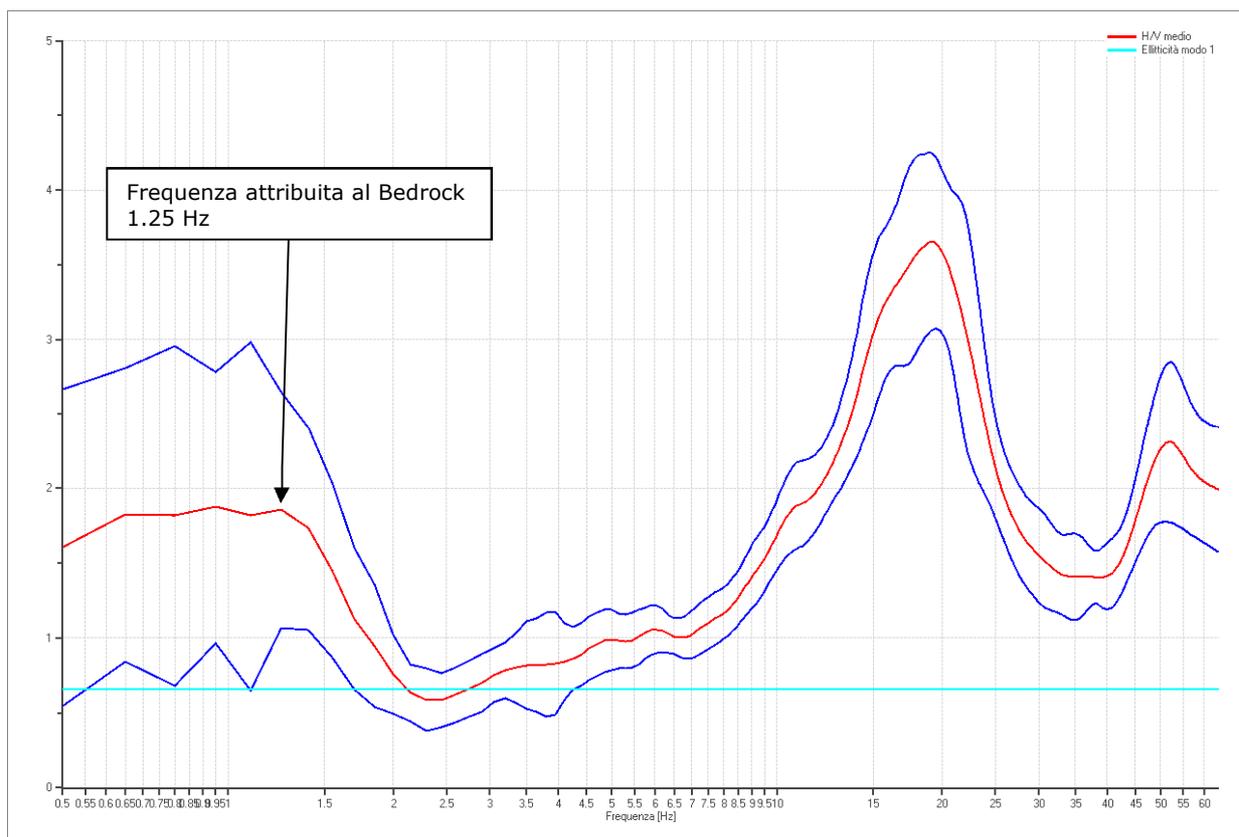


Fig. 21 – Indagine HVSr: spettro H/V medio.

Considerata, infatti, la relazione tra la frequenza, la profondità e la velocità delle onde S:

$$f = \frac{V_s}{4H}$$

dove:

f = frequenza del terreno

H = profondità

Vs = velocità delle onde S

è possibile ricostruire il grafico di Fig. 22, per velocità Vs crescenti. Nota la frequenza caratteristica del terreno (rappresentata con la linea verticale in Fig. 22) e valutata la velocità media in funzione della profondità, è possibile una prima stima della profondità della superficie risonante individuata dalle prove HVSR.

Va chiarito che tale superficie, come meglio illustrato in seguito, non costituisce il vero e proprio bedrock, nel senso che la velocità non raggiunge mai valori superiori a 800 m/s.

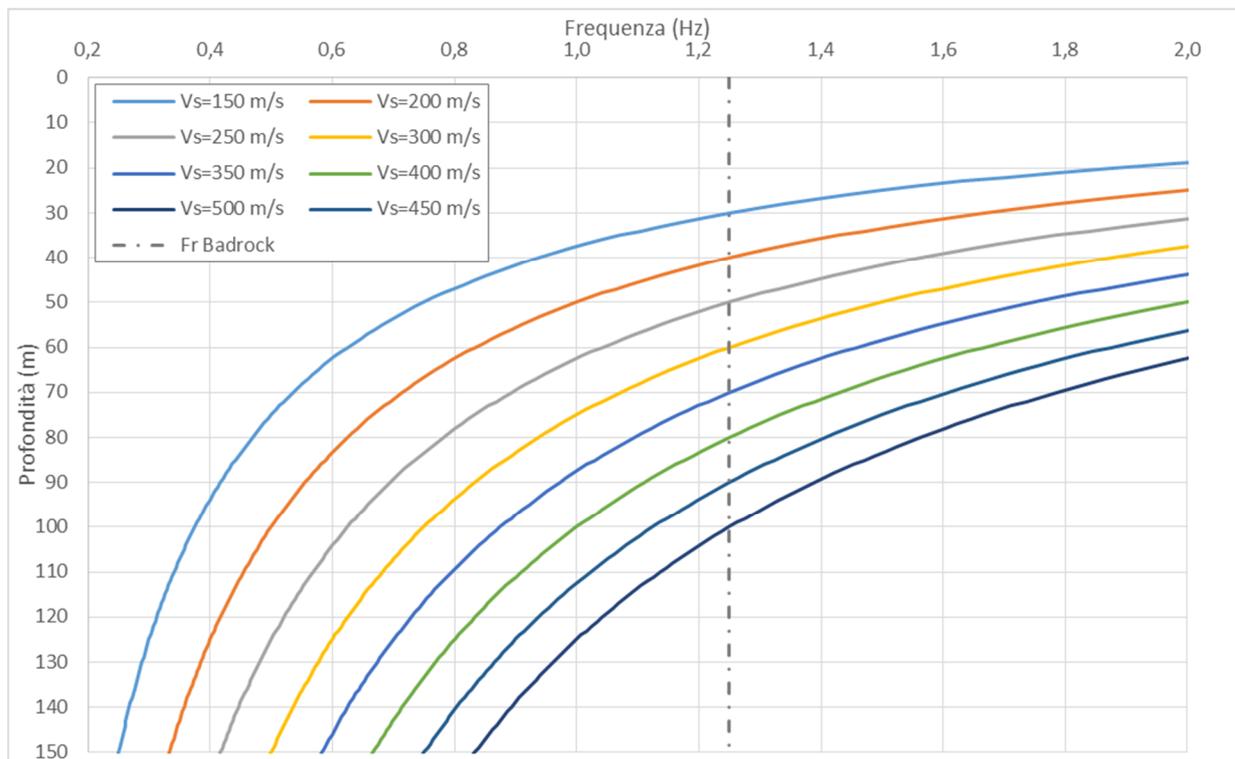


Fig. 22 – Curve frequenza-profondità tracciate per diverse velocità delle onde S

Mediante il processo sopra descritto si giunge alla discretizzazione della Vs in funzione della profondità, sinteticamente illustrata in Fig. 20.

Una volta definito il modello da inserire nel programma di valutazione della RSL, la profondità del bedrock viene fatta variare, rispetto a quella calcolata con il metodo sopra descritto, in modo che la funzione di trasferimento dal bedrock alla superficie sia compatibile, almeno nella frequenza fondamentale, con la curva H/V registrata nelle prove HVSR.

5.2.3 Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione

La mancanza di campioni sui terreni studiati non ha consentito di utilizzare curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione ricavate appositamente nelle aree di studio. Pertanto sono state utilizzate curve derivanti da dati bibliografici riferite a terreni il più possibile simili a quelli analizzati.

I grafici di G/G_0 e D, per tutti i tipi di terreno utilizzati, diagrammati in funzione dello sforzo, sono riportati in Fig. 23.

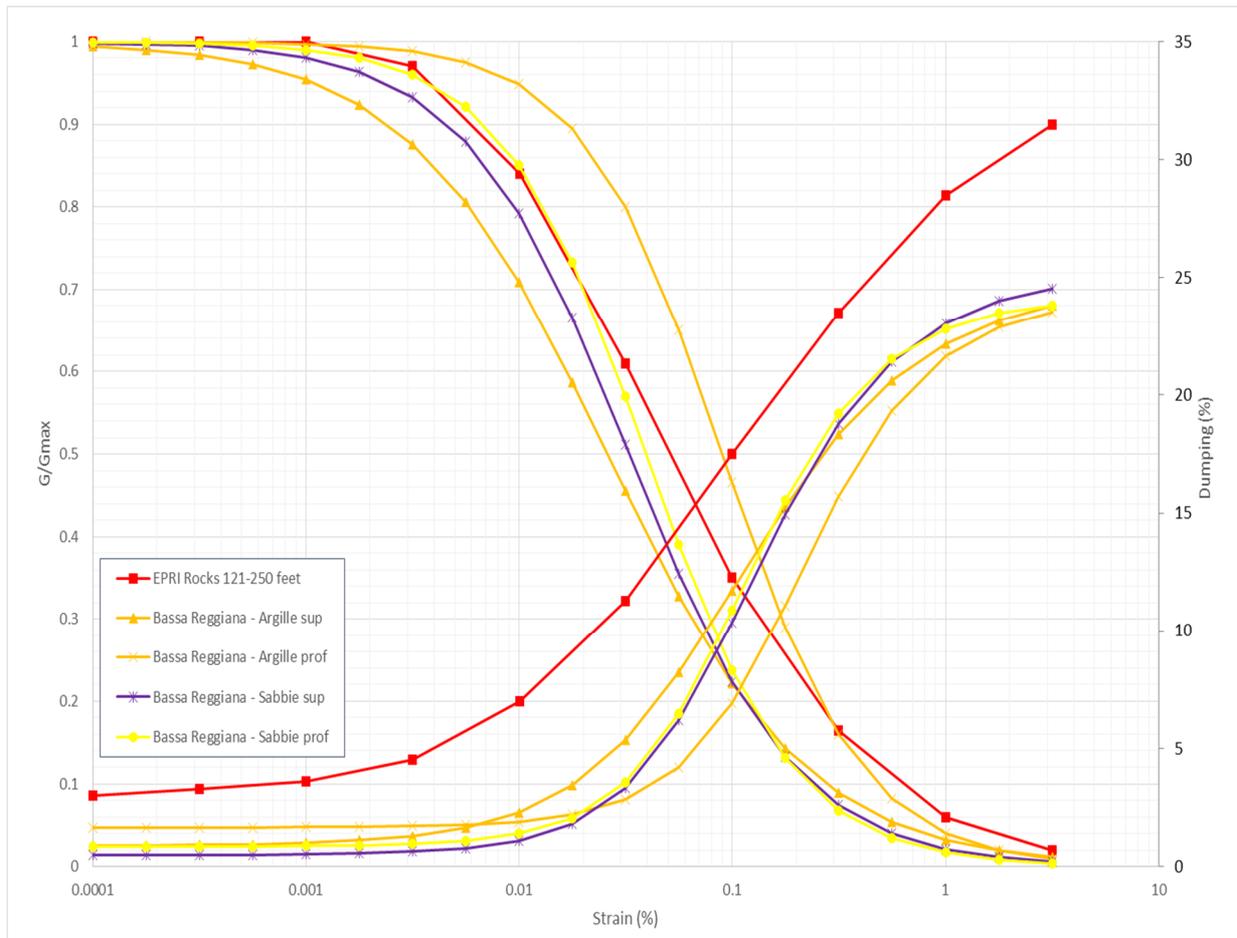


Fig. 23 – Grafico delle curve G/G_0 e D per tutti i tipi di terreni utilizzati

5.3 CODICE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA RSL

Per la valutazione della risposta sismica locale è stato utilizzato il codice di calcolo Strata³ sviluppato da A. Kottke e E. Rathje⁴. Validazioni indipendenti di Strata sono riportate in letteratura (Graizer⁵, 2001), con esito soddisfacente.

Strata calcola la risposta dinamica monodimensionale (1D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà dinamiche del terreno (proprietà elastiche e smorzamento) variabili in funzione del livello deformativo.

Il programma adotta le seguenti convenzioni:

- La risposta del deposito è causata da onde di taglio polarizzate orizzontalmente che si propagano verticalmente nel *bedrock* verso la superficie lungo una colonna verticale monodimensionale di terreno;
- Le superfici di stratificazione sono orizzontali;
- Le superfici del *bedrock* e delle stratificazioni si estendono lateralmente all'infinito;
- La stratificazione è lateralmente omogenea;
- La superficie topografica è priva d'irregolarità.

La valutazione della RSL è stata effettuata utilizzando il modello "lineare equivalente" (EQL), che considera la variazione dei parametri di rigidità e smorzamento dei terreni in funzione della deformazione indotta dal sisma.

5.4 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA

I risultati della analisi condotte con il codice STRATA, elaborati nel dominio del tempo e delle frequenze, hanno consentito di definire:

- Serie temporali in accelerazione;
- Profilo della PGA in funzione della profondità;
- Spettro di risposta elastico in pseudo-accellerazione in superficie.

5.4.1 RSL per la verticale in provincia di Verona (VR-CPTU4)

Sulla base di quanto illustrato nei paragrafi precedenti il modello geofisico adottato viene riportato nelle seguenti immagini (Fig. 24 e Fig. 25):

³Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>.

⁴Kottke, Albert R., and Rathje, Ellen M. (2008) Technical Manual for Strata. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley, California

⁵Treasure island geotechnical array – case study for site response analysis. 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion August 23–26, 2011 · University of California Santa Barbara

	Name	Unit Weight (kN/m ³)	G/G_max Model	Damping Model
1	Argille superficiali	18.50	Bassa Reggiana Argille superficiali	Bassa Reggiana Argille superficiali
2	Argille profonde	19.50	Bassa Reggiana Argille profonde	Bassa Reggiana Argille profonde
3	Sabbie poco addensate	19.00	Bassa Reggiana Sabbie superficiali	Bassa Reggiana Sabbie superficiali
4	Sabbie addensate	21.00	Bassa Reggiana Sabbie profonde	Bassa Reggiana Sabbie profonde
5	Sabbie ghiaiose	21.50	EPRI (93), 120-250 ft	EPRI (93), 120-250 ft

Fig. 24 – Tipi di suolo del modello geofisico

	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)
1	0.00	6.00	Argille superficiali	170.00
2	6.00	9.00	Sabbie poco addensate	257.00
3	15.00	15.00	Sabbie addensate	308.00
4	30.00	10.00	Argille profonde	300.00
5	40.00	25.00	Sabbie ghiaiose	385.00
6	65.00	Half-Space	Bedrock	600.00

Fig. 25 – Modello geofisico

Si segnala inoltre che in fase di analisi è stato scartato uno dei 7 sismogrammi in input, poiché poco affine con il sito in esame.

5.4.1.1 Serie temporali

Le serie temporali in accelerazione (accelerogrammi) in output costituiscono la modifica dei segnali originali in input, in funzione delle caratteristiche del terreno.

Le serie rappresentate nella figura seguente (Fig. 26) sono relative alla superficie e consentono di verificare la massima accelerazione (PGA), che è risultata pari a 0.28 g.

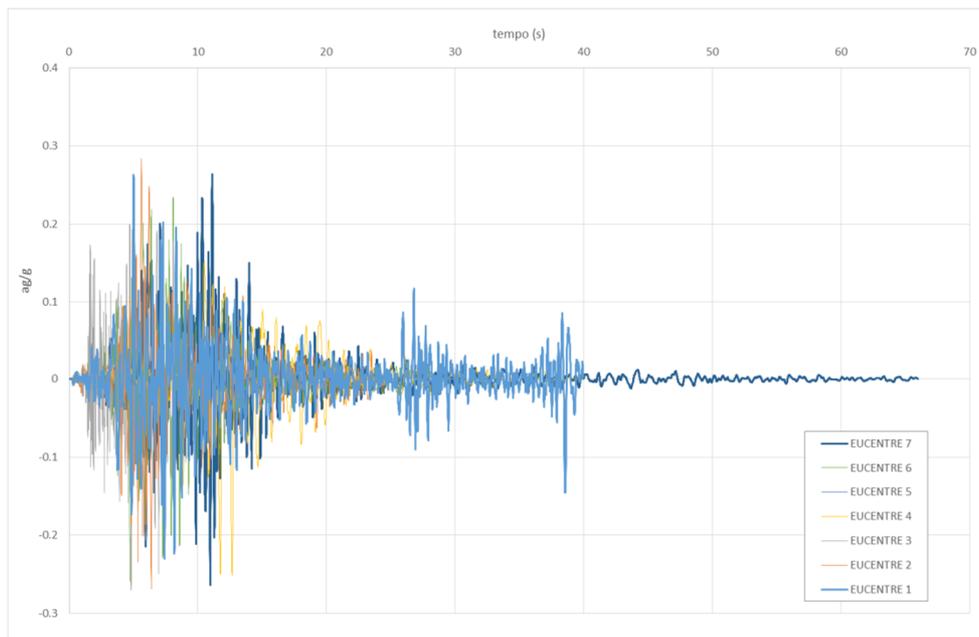


Fig. 26 - Serie temporali di output in superficie

5.4.1.2 Profilo della PGA in funzione della profondità

Per verificare l'andamento della PGA con la profondità è stato realizzato il grafico di Fig. 27, mediando i valori di PGA per ciascuna serie temporale in funzione della profondità. Come si può constatare in questa rappresentazione il valore mediano della PGA in superficie è pari a circa 0.26 g, quindi leggermente superiore a quello indicato dalle valutazioni derivanti dall'applicazione dei coefficienti sismici di progetto che era risultato pari a 0.23 g. Ciò che è interessante, tuttavia, è la significativa diminuzione di accelerazione che avviene con la profondità, in particolare nei primi metri.

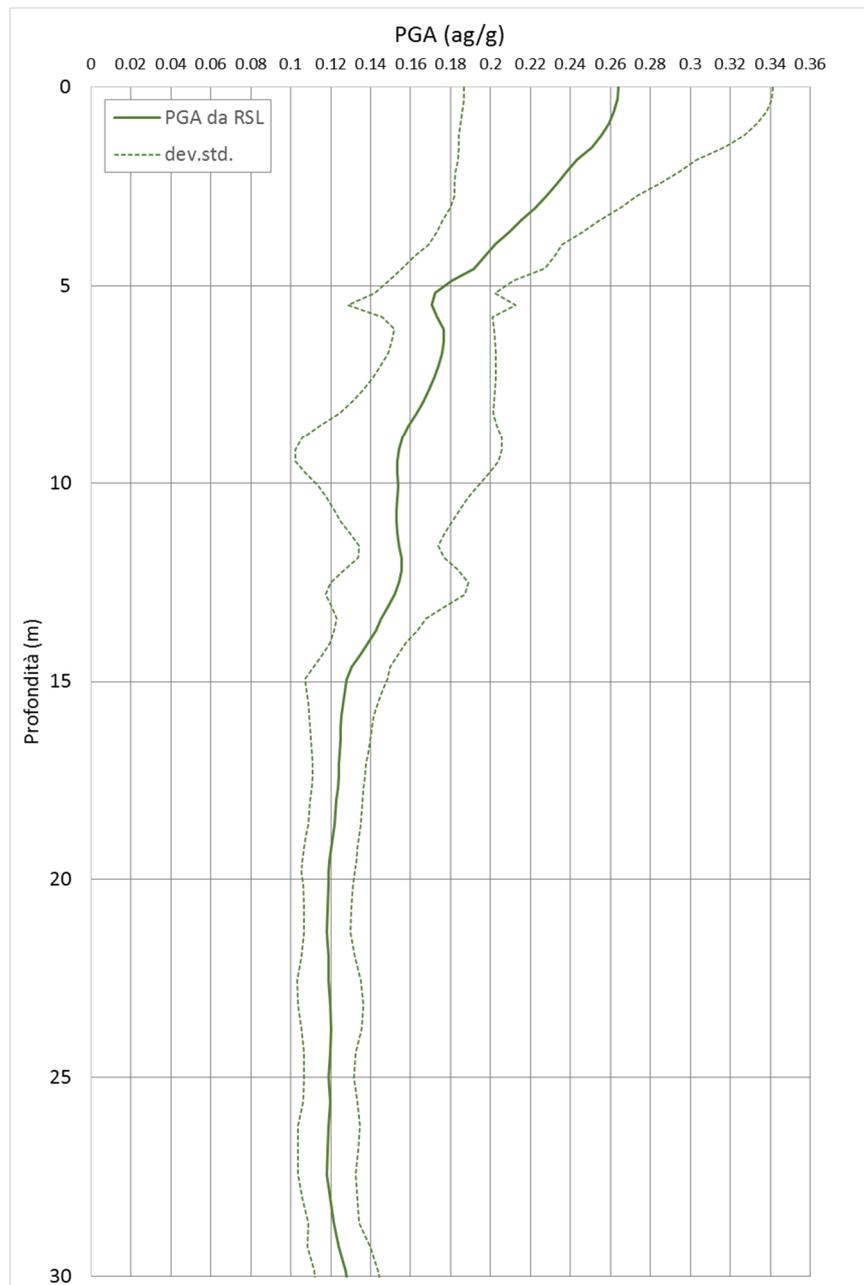


Fig. 27 – Profilo della PGA dal bedrock alla superficie

5.4.1.3 Spettri di risposta elastici in superficie

I dati di maggior interesse per la progettazione sono gli spettri di risposta elastici in pseudoaccelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

In Fig. 28 sono riportati tutti gli spettri calcolati di tutti i segnali utilizzati (in grigio), oltre alle curve rappresentanti i valori mediani (in blu continuo) e i valori mediani +/- la deviazione standard (blu tratteggiato).

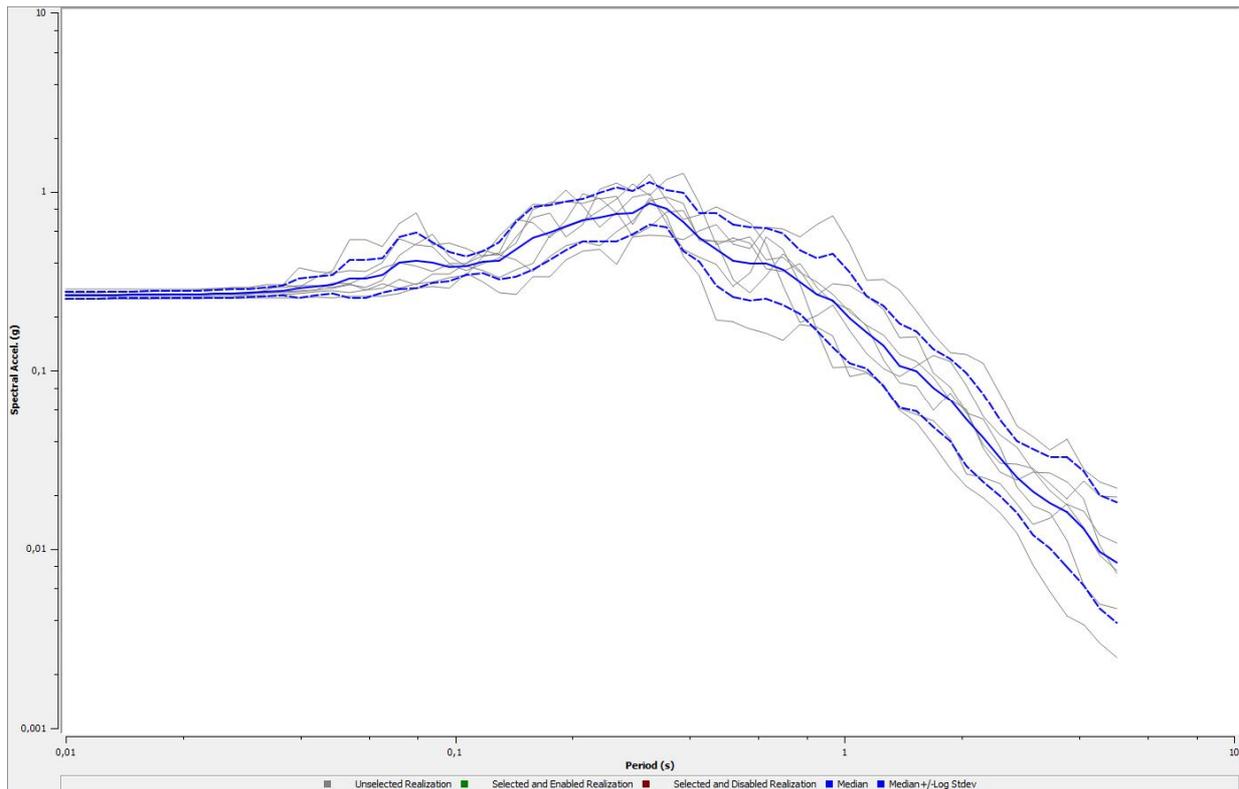


Fig. 28 – Spettri di risposta elastici in accelerazione (in grigio lo spettro per ciascun accelerogramma di output, in blu continuo il valore mediano, in blu tratteggiato il valore mediano +/- la deviazione standard)

In Fig. 29 viene invece presentata la sovrapposizione tra i valori degli spettri derivanti dall'analisi di risposta sismica locale e gli spettri semplificati da normativa. In particolare il confronto è effettuato con gli spettri calcolati per tempi di ritorno di 949 anni per le classi di sottosuolo C (che sarebbe lo spettro di riferimento del sito oggetto di studio in caso di analisi semplificata) e B.

Come si può constatare lo spettro semplificato relativo alla Classe C appare cautelativo rispetto al segnale medio, fino ad un periodo di 0.16 s, mentre appare poco cautelativo nell'intervallo tra 0.16 e 0.41 s, tornando cautelativo oltre 0.41 s.

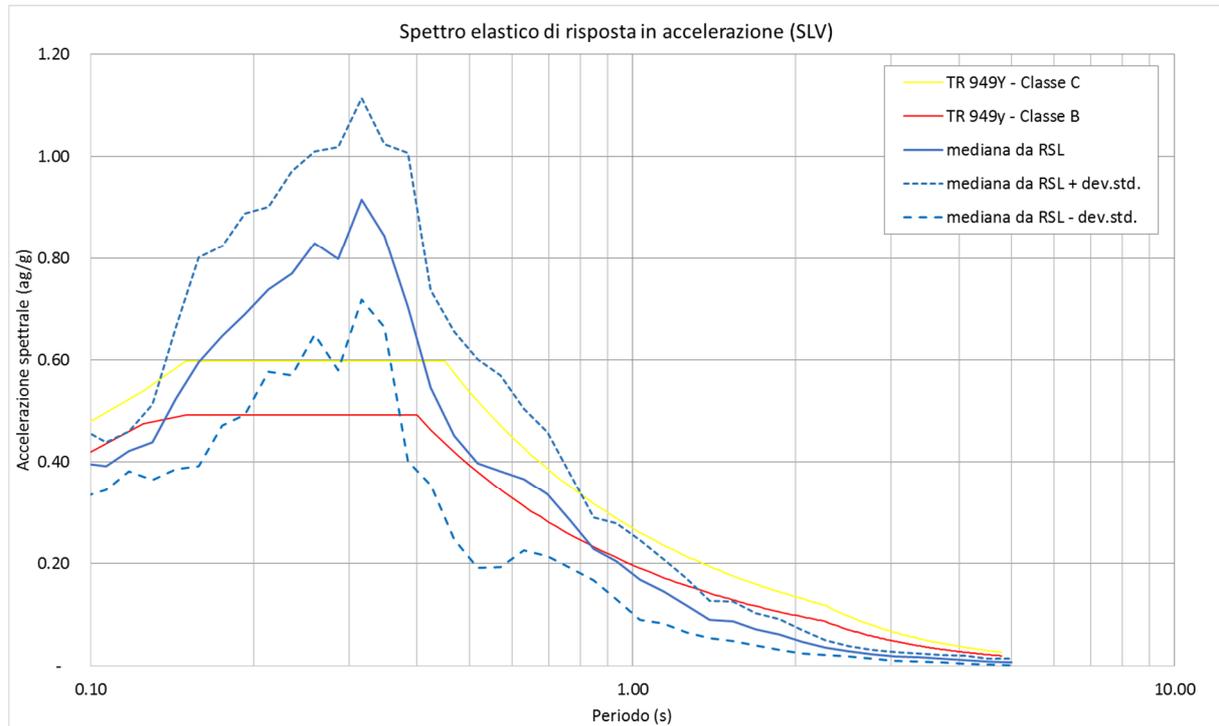


Fig. 29 – Valori mediани dello spettro elastico di risposta in accelerazione confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi C e B) calcolati per $T_r=949$ anni