

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

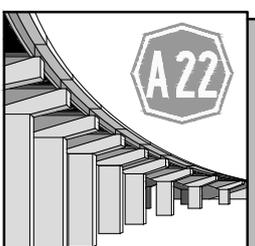
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

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)

<b>1</b>	<b>ELABORATI GENERALI</b>
<b>3.2.1</b>	<b>STUDI SISMICI</b> Regione Lombardia Relazione sismica

1	SETT. 2023	RICHIESTE INTEGRAZIONI M.A.S.E.	ENGEIO s.r.l.	G. BERRERA	C. COSTA
0	MAR. 2021	EMISSIONE	ENGEIO s.r.l.	G. BERRERA	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO:  LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		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	Relazione geologica – Progetto Definitivo	5
1.4.2	Altre fonti informative	5
1.5	Elaborati grafici prodotti	6
1.5.1	Carta dei terremoti	6
1.5.2	Carta della pericolosità sismica	7
2	Indagini geognostiche e sismiche utilizzate	9
2.1	Indagini sismiche	9
2.1.1	Down-Hole	9
2.1.2	MASW	11
2.2	Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU)	12
2.3	Sondaggio a carotaggio continuo	14
3	Definizione della pericolosità sismica di base	15
3.1	Inquadramento geologico e tettonico	15
3.2	Caratteristiche sismotettoniche	20
3.3	Sismicità del territorio	21
3.3.1	Comune di Mantova (MN)	22
3.3.2	Sisma di Mirandola, maggio 2012	23
3.4	Classificazione sismica	26
3.5	Disaggregazione e magnitudo	28
3.6	Categoria di sottosuolo	32
4	Rischio di liquefazione	35
4.1	Metodologia	35
4.2	Parametri di input	39
4.3	Analisi dei risultati	40
5	Analisi della risposta sismica locale	44
5.1	Segnali in input	44
5.2	Modello geofisico del sottosuolo	46
5.2.1	Litologia	46
5.2.2	Determinazione della Vs e del Bedrock sismico	47
5.2.3	Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G/G <sub>0</sub> ) in funzione della deformazione	49
5.3	Codice di calcolo per la valutazione della RSL	50
5.4	Risultati della modellazione numerica	51
5.4.1	RSL per la verticale in provincia di Mantova (MN-SC30-DH)	51

## 1 PREMESSE

La presente relazione descrive lo studio sismico effettuato a supporto della progettazione definitiva 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 Lombardia.

Detto studio è stato eseguito nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel paragrafo 1.2, e, in particolare del D.M. 17/01/2018, 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;
4. analisi della risposta sismica locale realizzate su una verticale significativa.

tavole e allegati:

Elaborato	Titolo	Scala
<b>1-3-2-2</b>	Carta dei terremoti	1:200.000
<b>1-3-2-3</b>	Carta della pericolosità sismica	1:25.000
<b>1-3-2-4</b>	Allegato – Verifiche a liquefazione	-
<b>1-3-2-5</b>	Allegato –Indagini sismiche	-
<b>1-3-2-6</b>	Allegato – Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) 1-2	-
<b>1-3-2-7</b>	Allegato – Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) 2-2	-
1-3-2-8	Allegato – Stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo	-

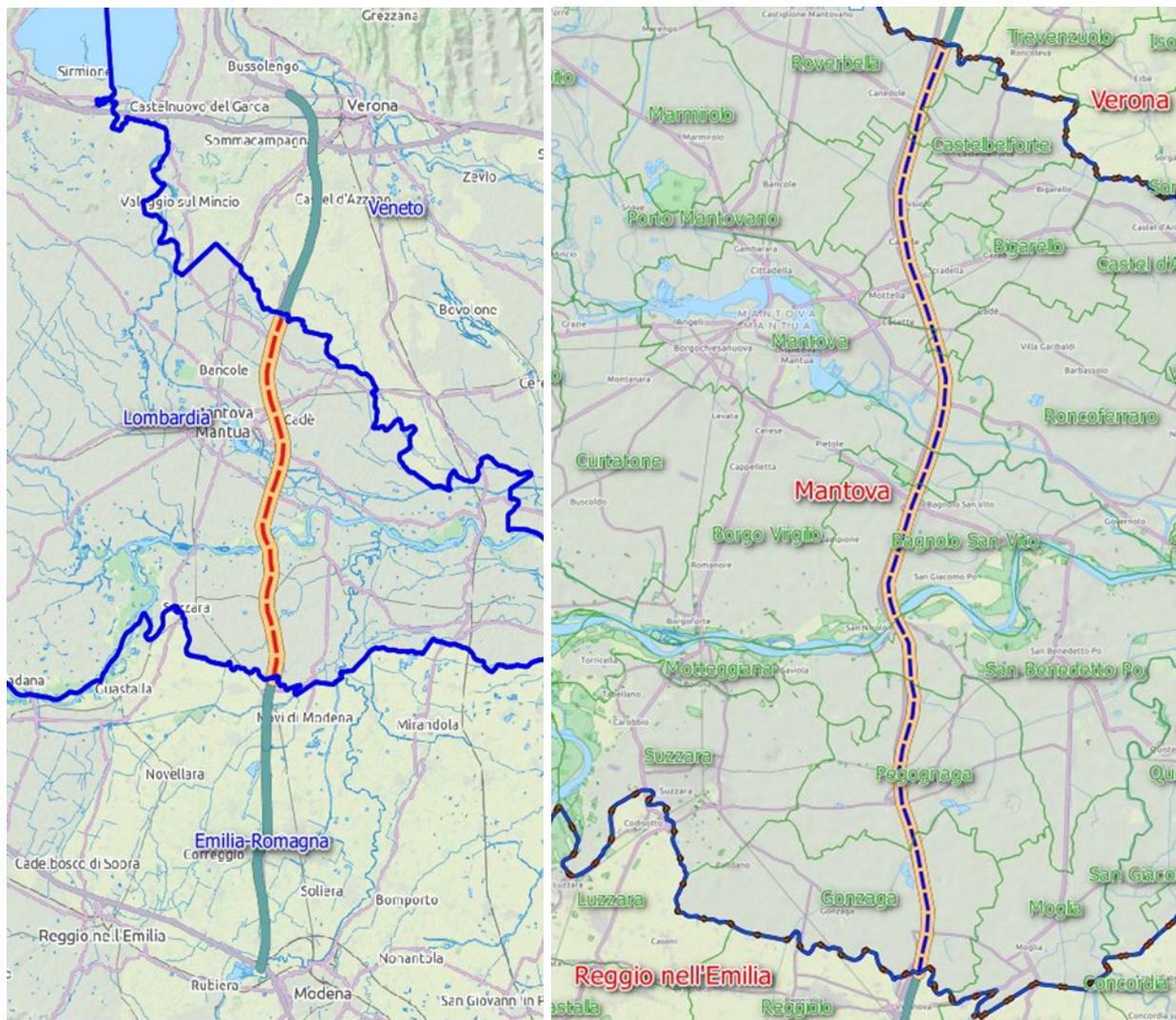
**Tab. 1 – Tavole e allegati**

## 1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il tratto lombardo dell'autostrada A22 "del Brennero", ha una lunghezza di quasi una quarantina di chilometri, collegando all'incirca le chilometriche 246 e 284.

Come rappresentato nello stralcio di mappa di Fig. 1, esso ricade interamente in provincia di Mantova, interessando più a nord, i comuni di Roverbella, San Giorgio, Mantova, Borgo Virgilio e Bagnolo San Vito, mentre, a sud del fiume Po, attraversa i comuni di San Benedetto Po, Pegognaga e Gonzaga.

In questo tratto, l'infrastruttura attraversa una porzione di pianura padana in cui gli unici elementi geografici significativi sono i corsi d'acqua: in particolare il Po e il Mincio.



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

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Circolare 21-1-2019 n° 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/1/2018.
- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni – Allegati A e B;
- 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 (UNI-EN 1998-5:2005);
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole Generali – UNI-EN 1997-1:2013;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo UNI EN 1997-2:2007;
- 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";
- L.R. n. 19 del 30/10/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico";
- D.g.r. Lombardia 30 novembre 2011 - n. IX/2616 Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera n. 2129 del 11/07/2014, "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"
- L.R. Lombardia n° 33 del 12/10/2015 "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zona sismiche"
- D.g.r. Lombardia 30 marzo 2016 - n. x/5001 linee di indirizzo costruzioni in zona sismica

## 1.3 PARAMETRI DI PROGETTO

Coerentemente con quanto disposto delle NTC 2018 (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. 01/2018);
- 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 di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica..” (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018);

- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA: Considerata la classe d’uso IV, il coefficiente d’uso risulta **Cu=2** (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018), e di conseguenza la Vita di riferimento dell’opera è **VR=VN\*Cu= 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 Definitivo

La relazione geologica redatta da Engeo S.r.l. a corredo del progetto Definitivo 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 sismogenetiche (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):

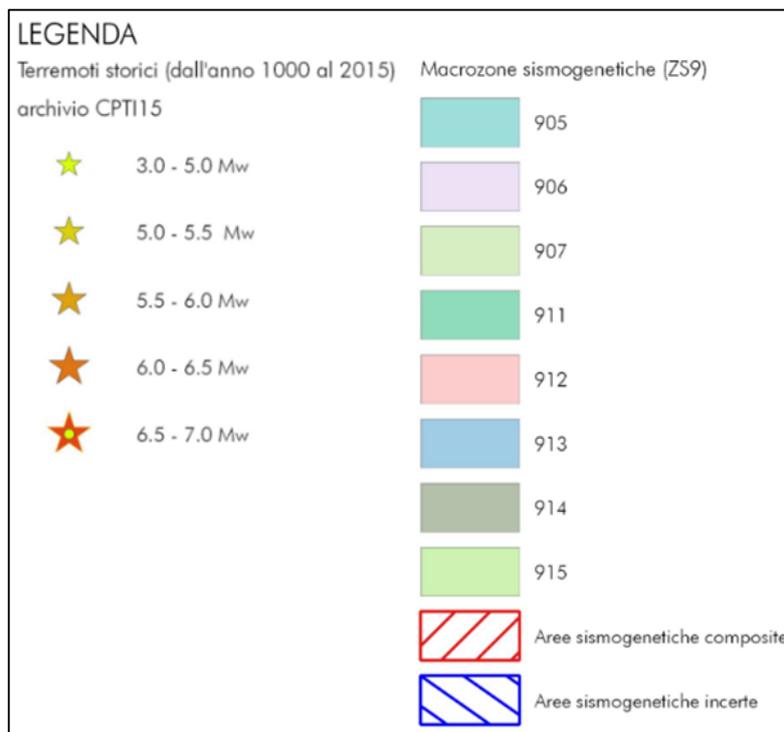
Elaborato	Titolo	Scala
LOM-SI.2	Carta dei terremoti	1:200.000
LOM-SI.3	Carta della pericolosità sismica	1:25.000

**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.



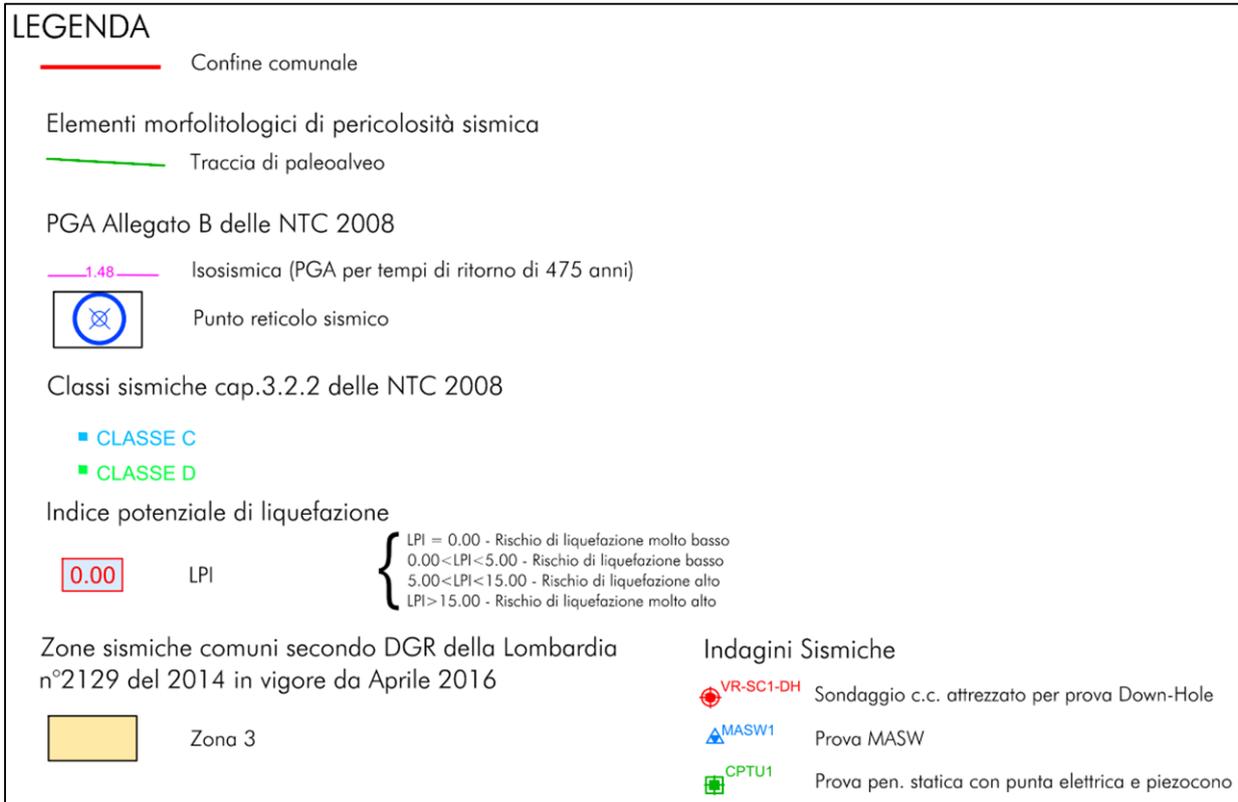
**Fig. 2 – Stralcio di legenda dell'elaborato LOM-SI.2**

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 composta 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 (DGR Lombardia n°2929 del 2014) e le isosismiche (in termini di PGA, con tempo di 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 2018) 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 LOM-SI.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
<b>LOM-SI.5</b>	Allegato –Indagini sismiche
<b>LOM-SI.6.1</b>	Allegato – Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) 1-2
<b>LOM-SI.6.2</b>	Allegato – Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) 2-2
<b>LOM-SI.7</b>	Allegato – Stratigrafie 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 prove sismiche tipo MASW e di prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), inoltre 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 lombardo dell'autostrada A22 le indagini sismiche utilizzate sono per lo più di tipo Down-Hole e alcune 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 boiacca 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 29 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
MN-SC2-DH	MN	31,6	247+619	40	5011457,32	646213,31
MN-SC3-DH	MN	31	247+650	40	5011402,05	646334,75
MN-SC4-DH	MN	30	248+384	40	5010698,64	646120,84
MN-SC7-DH	MN	30,5	248+956	45	5010176,55	645880,22
MN-SC8-DH	MN	30	251+036	45	5008158,91	645354,35
MN-SC11-DH	MN	28,5	252+127	45	5007131,18	644879,02
MN-SC13-DH	MN	26,5	254+319	45	5004976,13	645403,68
MN-SC14-DH	MN	27	254+896	45	5004444,56	645642,52
MN-SC17-DH	MN	25	255+747	45	5003643,24	645902,31
MN-SC21-DH	MN	23	257+772	45	5001732,03	646579,12
MN-SC24-DH	MN	22	258+526	45	5001008,94	646801,86
MN-SC25-DH	MN	21,5	259+577	45	5000008,68	647144,91
MN-SC27-DH	MN	22	260+560	45	4999011,50	647201,02
MN-SC30-DH	MN	17	261+911	50	4997737,25	646708,80
MN-SC31-DH	MN	16,6	262+059	50	4997591,64	646679,84
MN-SC32-DH	MN	14	262+655	35	4997012,72	646536,78
MN-SC33-DH	MN	19,5	264+683	45	4995032,39	646094,62
MN-SC36-DH	MN	18,5	264+979	45	4994743,85	646026,55
MN-SC38-DH	MN	17,5	265+892	45	4993858,57	645792,22
MN-SC40-DH	MN	17	269+157	60	4990742,73	645125,23
MN-SC41-DH	MN	17,5	269+357	60	4990574,60	645236,92
MN-SC42-DH	MN	17,7	269+537	60	4990429,20	645339,79

Codice	Provincia	Quota (m)	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
MN-SC43-DH	MN	16	270+059	60	4990003,85	645644,93
MN-SC45-DH	MN	17	272+168	50	4987982,69	646060,73
MN-SC47-DH	MN	17	273+588	50	4986560,81	646033,19
MN-SC53-DH	MN	17	283+301	50	4977123,42	646749,36
MN-SC89-DH	MN	17,5	276+274	45	4983921,73	645954,82
MN-SC91-DH	MN	22	258+583	45	5000942,69	646773,40
MN-SC93-DH	MN	20	275+633	45	4984555,85	645764,57

**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 LOM-SI.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  $V_{s30}$  (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 6 prove MASW. In Tab. 4, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione delle suddette indagini.

Codice	Provincia	Progressiva (km)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
<b>MN-MASW2</b>	MN	262+085	4997532,83	646805,90
<b>MN-MASW3</b>	MN	262+115	4997502,77	646797,62
<b>MN-MASW4</b>	MN	262+142	4997476,62	646791,51
<b>MN-MASW5</b>	MN	262+286	4997338,64	646748,73
<b>MN-MASW6</b>	MN	262+315	4997310,75	646741,32
<b>MN-MASW1</b>	MN	262+452	4997214,35	646585,99

**Tab. 5– Tabella riepilogativa delle indagini MASW**

Anche i report delle prove MASW, sono riportati nell'elaborato LOM-SI.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 43 prove CPTU tutte ubicate in provincia di Mantova.

In Tab. 6, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata:

Codice prova	Provincia	Quota (m)	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
<b>MN-CPTU1</b>	MN	33,0	247+020	25,00	5012024,62	646434,13
<b>MN-CPTU2</b>	MN	26,0	255+020	25,13	5004308,03	645608,51
<b>MN-CPTU3</b>	MN	25,0	255+769	41,60	5003623,74	645916,74

Codice prova	Provincia	Quota (m)	Progressiva (km)	Profondità (m)	Latitudine WGS84 UTM zona 32 N	Longitudine WGS84 UTM zona 32 N
MN-CPTU4	MN	24,5	255+877	34,14	5003494,83	645880,51
MN-CPTU5	MN	23,0	257+772	45,00	5001739,85	646607,98
MN-CPTU6	MN	23,0	257+861	45,00	5001623,31	646531,86
MN-CPTU7	MN	22,0	258+526	44,40	5000994,98	646752,14
MN-CPTU8	MN	22,0	258+549	45,00	5000989,70	646807,97
MN-CPTU9	MN	21,5	259+565	38,10	5000005,36	647054,77
MN-CPTU10	MN	21,5	259+599	44,00	4999994,30	647168,63
MN-CPTU11	MN	22,0	260+580	45,00	4998993,75	647183,52
MN-CPTU12	MN	22,0	260+640	42,00	4998944,61	647093,38
MN-CPTU13	MN	18,6	261+700	30,06	4997933,75	646854,36
MN-CPTU14	MN	19,5	264+683	41,22	4995026,97	646120,39
MN-CPTU15	MN	19,0	264+732	45,00	4994995,40	646034,38
MN-CPTU16	MN	18,0	270+706	30,10	4989441,15	645952,77
MN-CPTU17	MN	17,0	272+152	43,40	4988000,17	646059,27
MN-CPTU18	MN	17,0	272+160	45,00	4987990,25	645986,26
MN-CPTU19	MN	17,0	273+588	45,00	4986576,11	645948,62
MN-CPTU20	MN	17,0	273+601	45,00	4986546,30	646039,17
MN-CPTU21	MN	19,0	279+000	25,00	4981239,80	646494,26
MN-CPTU22	MN	17,0	283+309	32,70	4977088,75	646803,62
MN-CPTU23	MN	17,0	283+319	31,36	4977107,19	646742,58
MN-CPTU24	MN	17,5	276+274	43,71	4983918,72	645930,45
MN-CPTU25	MN	17,5	276+283	44,83	4983896,61	645841,39
MN-CPTU26	MN	31,10	249+109	31,60	5010031,66	645905,28
MN-CPTU27	MN	30,85	250+550	33,00	5008648,48	645440,05
MN-CPTU28	MN	27,50	253+874	33,00	5005393,17	645232,67
MN-CPTU29	MN	17,70	266+002	33,00	4993768,64	645707,83
MN-CPTU30	MN	16,60	268+020	30,00	4991837,69	645132,78
MN-CPTU31	MN	16,50	270+467	30,00	4989676,6	645895,86
MN-CPTU32	MN	16,78	278+162	33,00	4982082,31	646332,11
MN-CPTU33	MN	29,50	251+449	30,00	5007747,89	645281,56
MN-CPTU34	MN	28,50	252+750	30,00	5006504,38	645035,64
MN-CPTU35	MN	16,60	262+057	10,42	4997583,00	646715,05
MN-CPTU36	MN	21,00	262+412	30,00	4997247,23	646600,09
MN-CPTU37	MN	14,00	262+647	35,00	4997013,89	646559,09
MN-CPTU38	MN	14,00	263+111	35,00	4996575,70	646403,16
MN-CPTU39	MN	12,50	263+656	30,00	4996028,22	646348,04
MN-CPTU40	MN	17,00	268+608	30,00	4991288,47	645027,31
MN-CPTU41	MN	17,00	269+171	30,00	4990754,17	645169,90
MN-CPTU42	MN	16,50	270+090	30,00	4990001,87	645695,98
MN-CPTU43	MN	16,50	276+756	30,00	4983370,57	646098,68

**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 negli elaborati LOM-SI.6.1 e LOM-SI.6.2.

### 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.

In Tab. 7 sono riportate le principali informazioni quali: 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
<b>MN-SC30-DH</b>	MN	17,0	261+911	50,00	4997737,25	646708,8

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

Il report della stratigrafia ottenuta durante la realizzazione del sondaggio è riportato nell'elaborato LOM-SI.7.

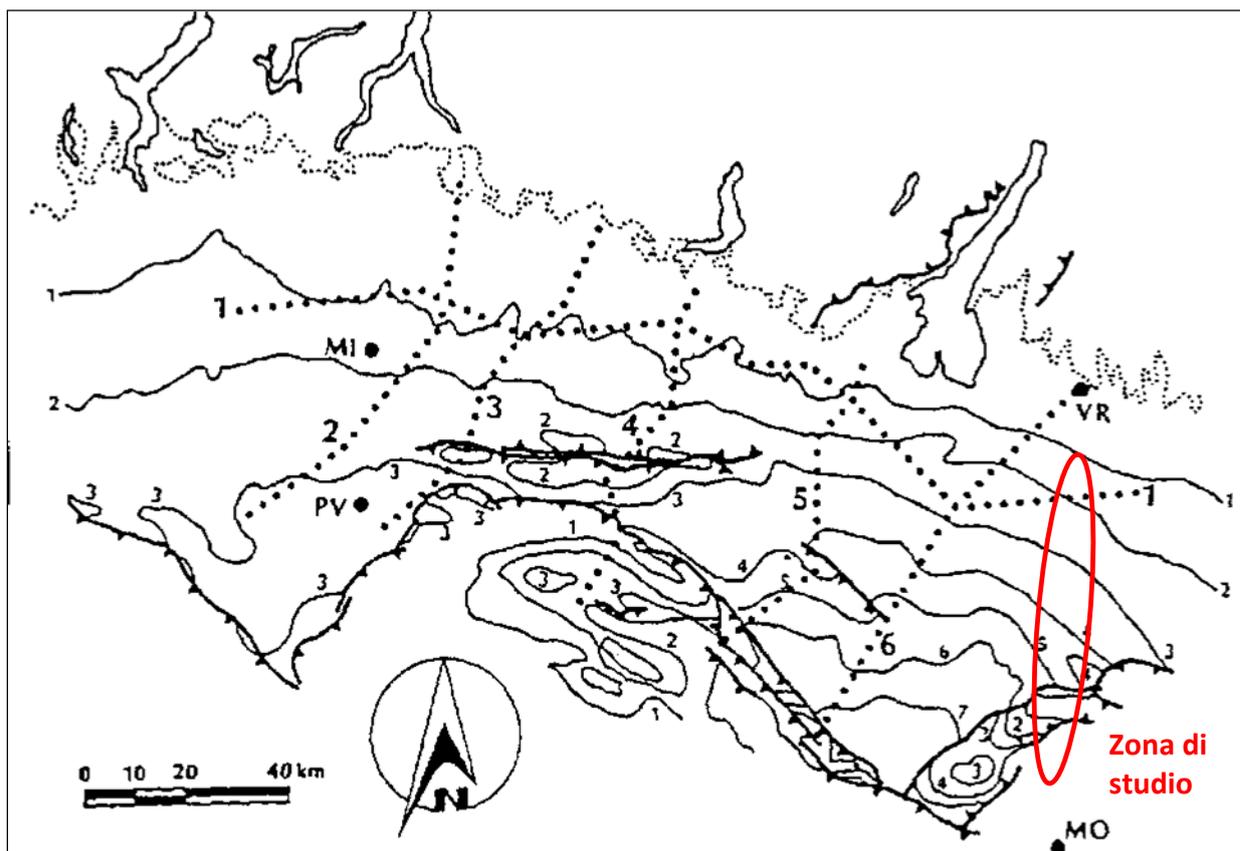
### 3 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

#### 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 l'area in esame ricade in un settore monoclinico (Pedialpine Homocline), limitato, a Nord, dal fronte di sovrascorrimento subalpino, il cui lembo esterno corrisponde alla struttura compressiva di Volta Mantovana, e, a Sud, dal fronte di accavallamento esterno dell'Appennino sepolto (ETF) nella zona delle Pieghe Ferraresi (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

Il bacino padano è strettamente legato 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 finiti 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:

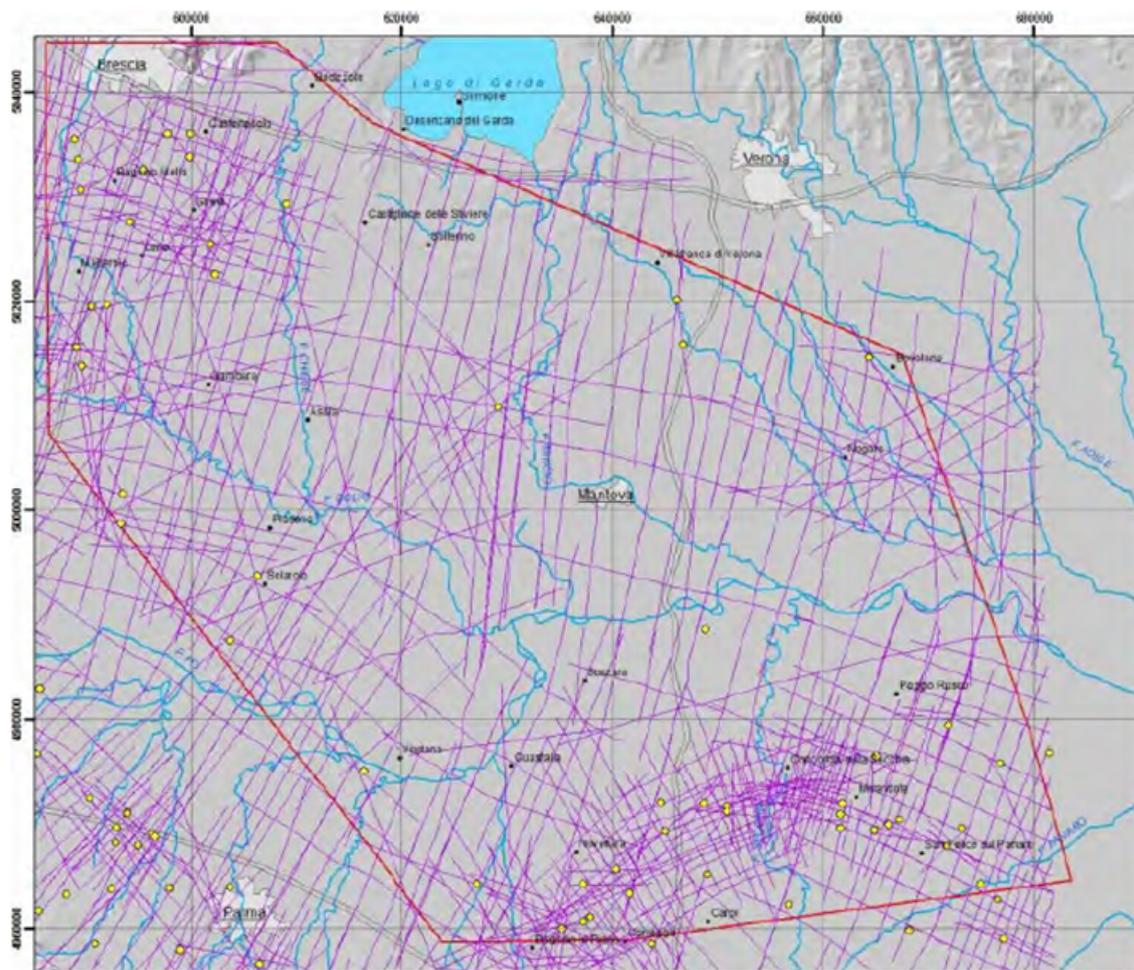
- Piana alluvionale ad alimentazione assiale (paleo-Po)
- Conoide alluvionale e piana alluvionale ad alimentazione alpina e appenninica
- Delta ad alimentazione assiale (paleo Po) alpina ed appenninica
- Delta conoide alpino ed appenninico
- Piana costiera
- Piattaforma sommersa
- Scarpate sottomarina
- 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 rappresentino fasi sedimentarie di alta energia alternate a fasi di bassa energia dovute rispettivamente all'attivazione e alla disattivazione dei sistemi deposizionali.

Il sottosuolo in esame è stato recentemente studiato, con particolare dettaglio, in quanto interno all'area pilota italiana individuata dal Progetto Geomol<sup>1</sup> 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.

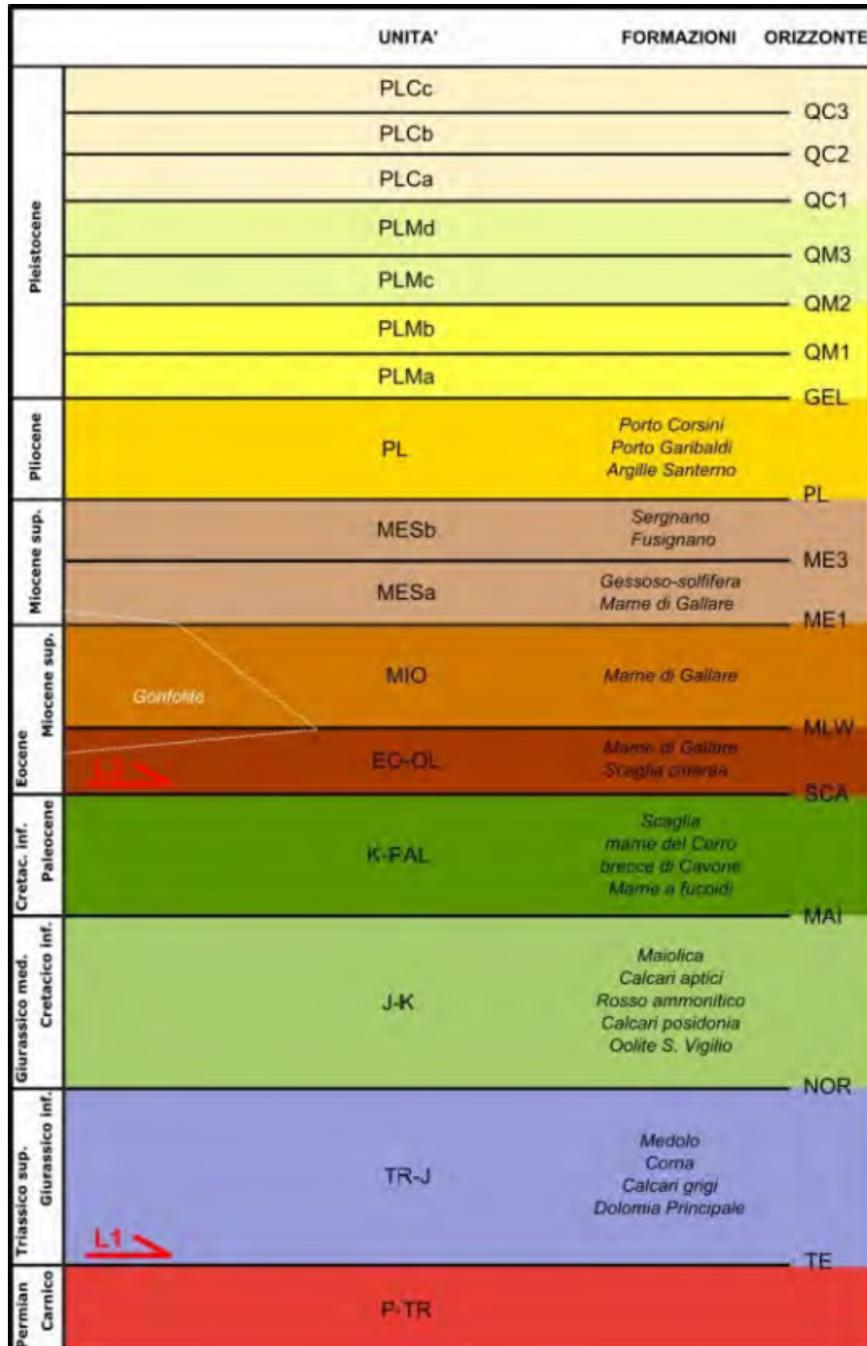


**Fig. 5 – Base dati utilizzata per la modellazione geologica dell'Area Pilota Geomol in Italia**

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

<sup>1</sup> 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.

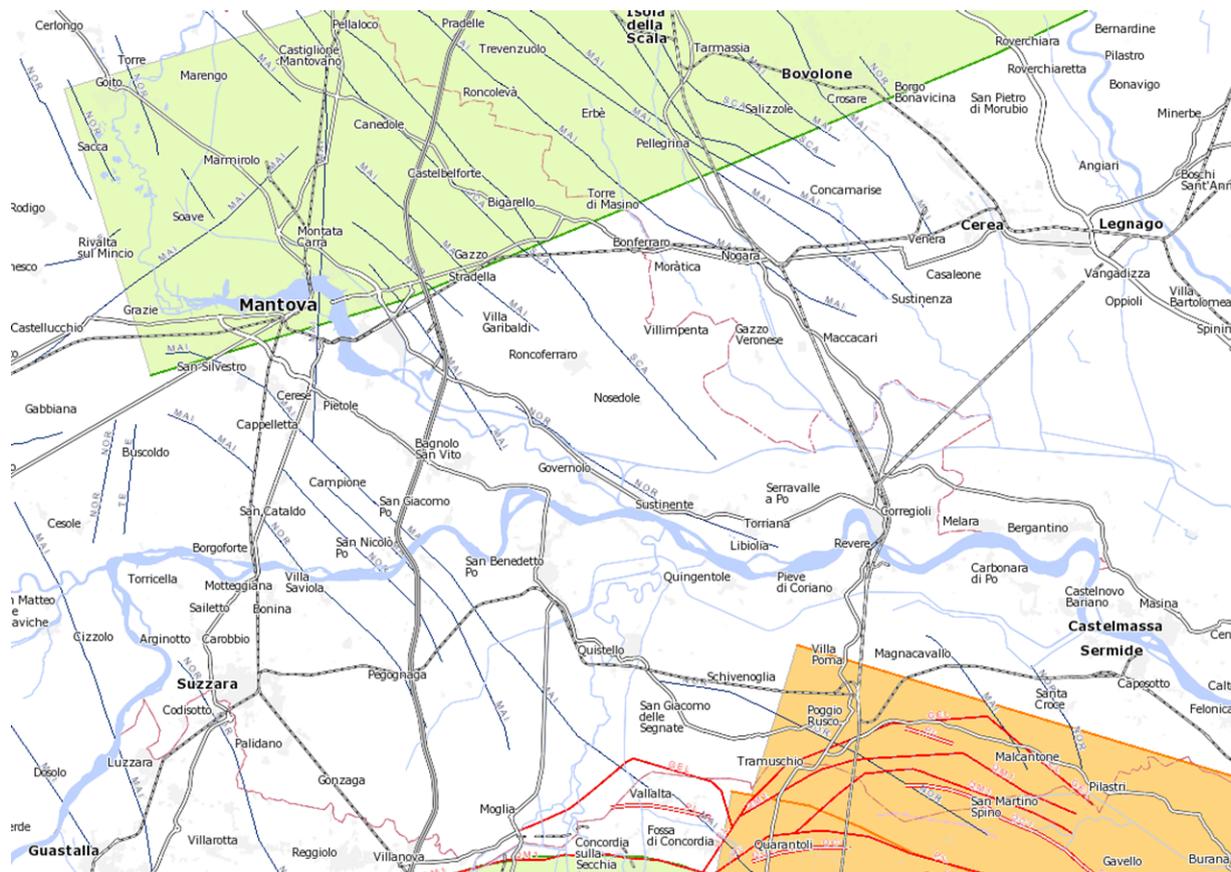
riconoscibili nel sottosuolo, in quanto riflettori sismici ben evidenti e correlabili. Proprio in Fig. 6 si osserva che, solo nel Pleistocene, sono presenti 7 unità: 4 marine e 3 continentali.



**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. 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.

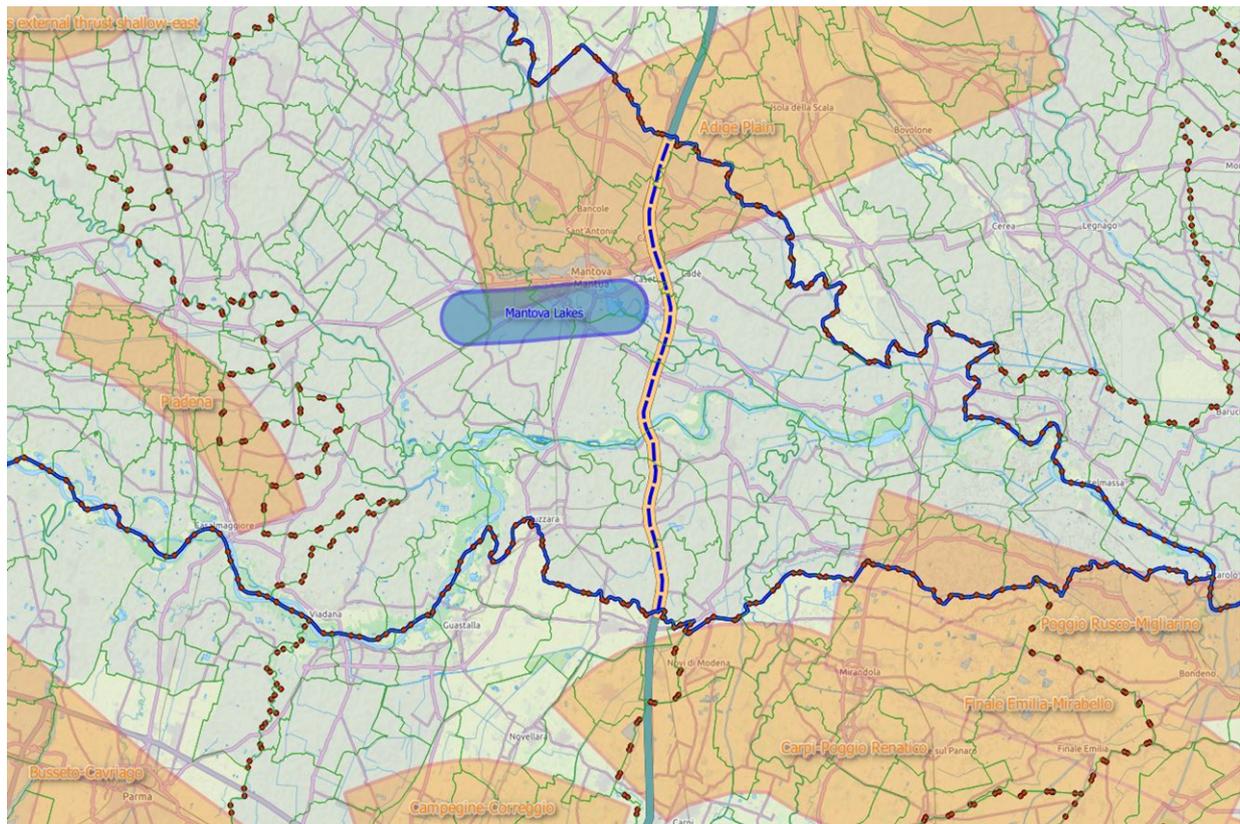
Un elenco delle sorgenti sismogenetiche e delle faglie potenzialmente attive e capaci è contenuto nel DISS 3.2.0 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), il database delle sorgenti

sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nell'area Italiana.

Con riferimento all'immagine di Fig. 18 e all'elaborato LOM-SI.2 - Carta dei terremoti, le sorgenti sismogenetiche più significative al contorno del tratto lombardo dell'autostrada A22 sono:

- **ITCS076 –Adige Plain**, con magnitudo massima attesa  $M_w=6.7$ ;
- **ITCS051 – Carpi-Poggio Renatico**, con una magnitudo massima attesa  $M_w=6.0$ , a cui sono associate le faglie:
  - 78 – Mirandola;
  - 79 – Canalazzo di Finale Emilia;
  - 80 – Concordia.

Si noti che la porzione autostradale a nord della provincia di Mantova, compresa fra Stradella e il confine regionale, ricade nella zona sismogenetica ITCS076.



**Fig. 9 - Ubicazione delle sorgenti sismogenetiche del DISS 3.2.0, in tratteggio blu il tratto autostradale su suolo lombardo**

### 3.3 SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La storia sismica dei Comuni di comuni di Roverbella, San Giorgio, Mantova, Borgo Virgilio, Bagnolo San Vito, San Benedetto Po, Pegognaga e Gonzaga 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 LOM-SI.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.

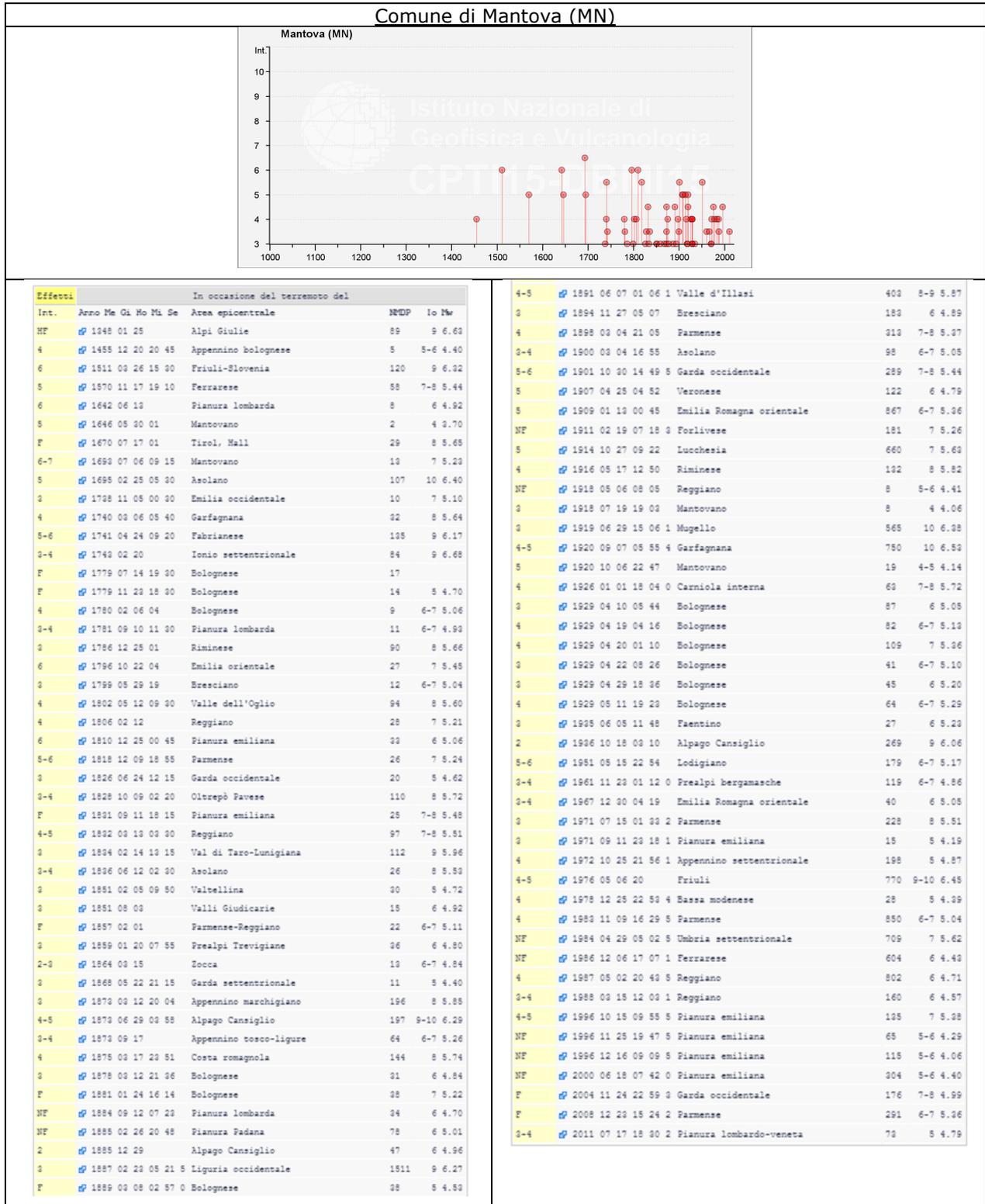
Secondo quanto riportato in DBMI15 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), la storia sismica è riassunta graficamente e in modo tabellare nelle immagini riportate nel paragrafo successivo, in cui si riporta per il comune di Mantova, ritenuto significativo dell'area di studio, gli eventi 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 Mantova (MN)

Dalla lettura di Fig. 10 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 91 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Mantova, di questi si segnalano 5 eventi sismici che hanno avuto un risentimento significativo a sul territorio comunale, con effetti pari al VI e VII grado della scala MCS:

- il primo verificatosi nel 1511, con epicentro in Friuli - Slovenia caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 6.32;
- il secondo verificatosi nel 1642, con epicentro nella pianura lombarda caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 4.92;
- il terzo verificatosi il 1693, con epicentro nel mantovano e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.45;
- il quarto verificatosi nel 1796 con epicentro nella pianura emiliana e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.38.
- il quinto verificatosi nel 1810 con epicentro nella Emilia orientale e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.06.

Tuttavia si evidenzia che mancano informazioni relative a queste località nel periodo antecedente al 2011. inoltre, nonostante il database sia aggiornato all'anno 2015, non è riportato l'evento sismico del 20 maggio 2012, con epicentro nella Bassa modenese, in occasione del quale è stata registrata una magnitudo pari a 5.9 della scala Richter e che ha fatto sentire i suoi effetti anche sul suolo mantovano. Di tale sisma si riportano ulteriori informazioni nel paragrafo 3.3.2.

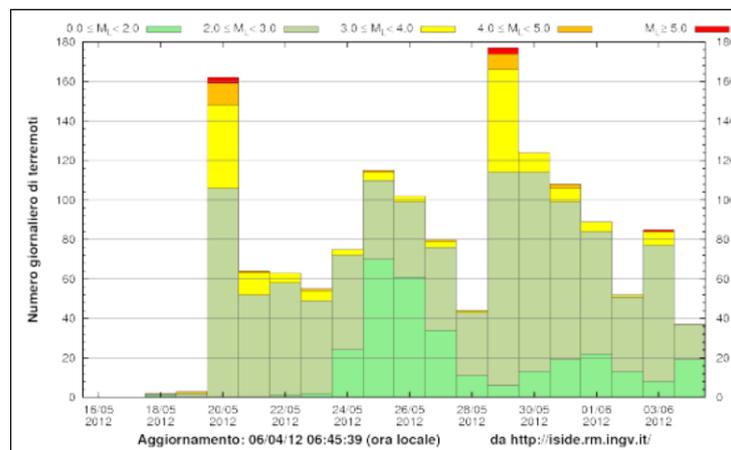


**Fig. 10 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Mantova**

3.3.2 Sisma di Mirandola, maggio 2012

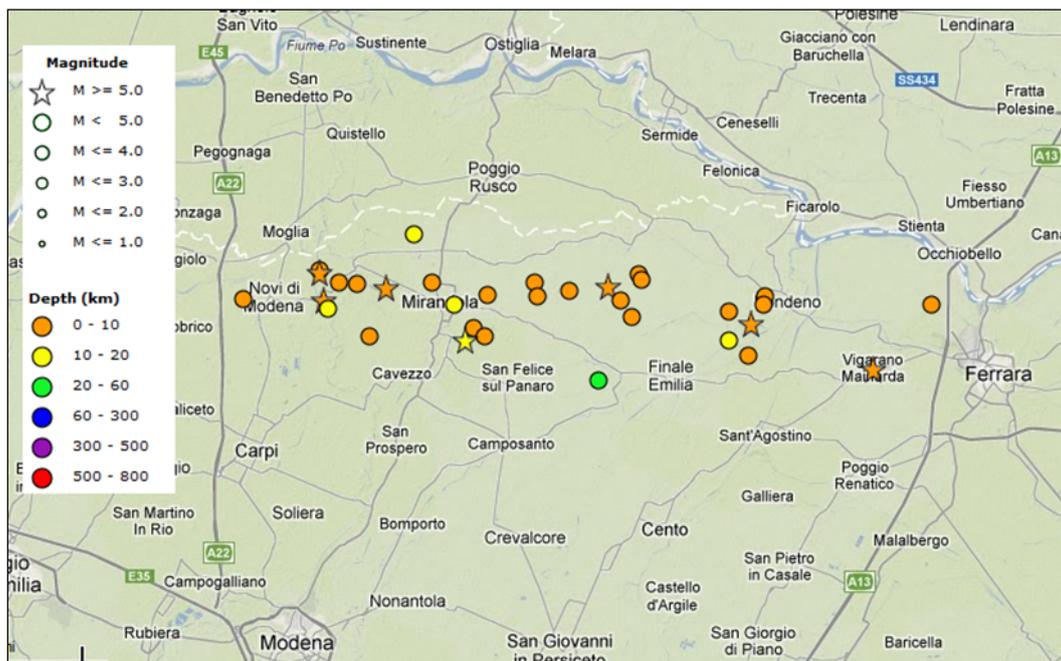
Tra i sismi che hanno fatto risentire i propri effetti nei territori comunali in oggetto si segnala quello che ha recentemente interessato il territorio in esame, verificatosi il 20 maggio 2012 alle ore 4.03, con epicentro Mirandola (MO), in occasione del quale è stata registrata una magnitudo pari a 5.9 della scala Richter.

Tale sisma è stato seguito da numerosissime altre scosse, (1437 fino al 4 giugno - Fonte INGV) di cui 6 di magnitudo superiore a 5. In Fig. 11 è riportata la distribuzione temporale delle scosse sismiche nel periodo compreso tra il 20 maggio ed il 4 giugno 2012 e la relativa intensità.



**Fig. 11 – Sequenza sismica dal 20 maggio al 4 giugno 2012**

In Fig. 12 è riportata la distribuzione spaziale dei sismi con magnitudo maggiore di 4. Come si può notare dalla figura la profondità degli ipocentri è quasi sempre superficiale (5-10 Km).

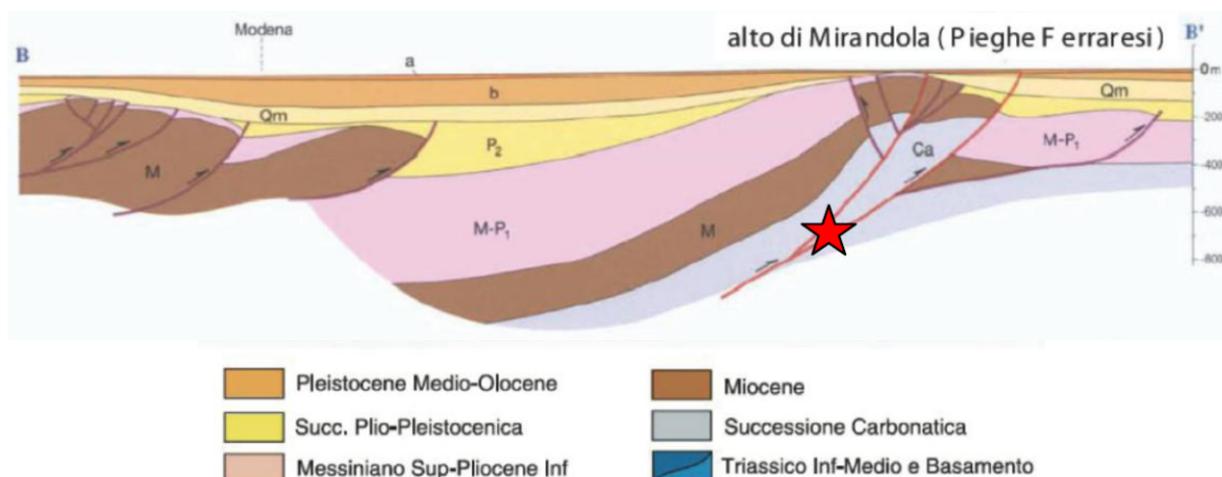


**Fig. 12 – Distribuzione degli epicentri dei sismi con magnitudo > 4 (da <http://iside.rm.ingv.it>)**

L'elaborazione dei dati della rete sismica nazionale ha consentito ad INGV di verificare che il sisma è legato ad un meccanismo di tipo compressivo, con direzione di massima compressione nord-sud. Tale meccanismo è compatibile con la "struttura di Mirandola", faglia già valutata come potenziale sorgente sismogenetica, con magnitudo massima attesa pari a 5.9 della scala Richter.

In effetti il sisma, secondo le interpretazioni di INGV, è imputabile proprio al movimento della faglia di Mirandola, associata al sistema delle Pieghe Ferraresi, di cui si è già trattato nel paragrafo 3.1.

In Fig. 13 è rappresentata una sezione schematica delle strutture sismogenetiche che hanno generato il terremoto.



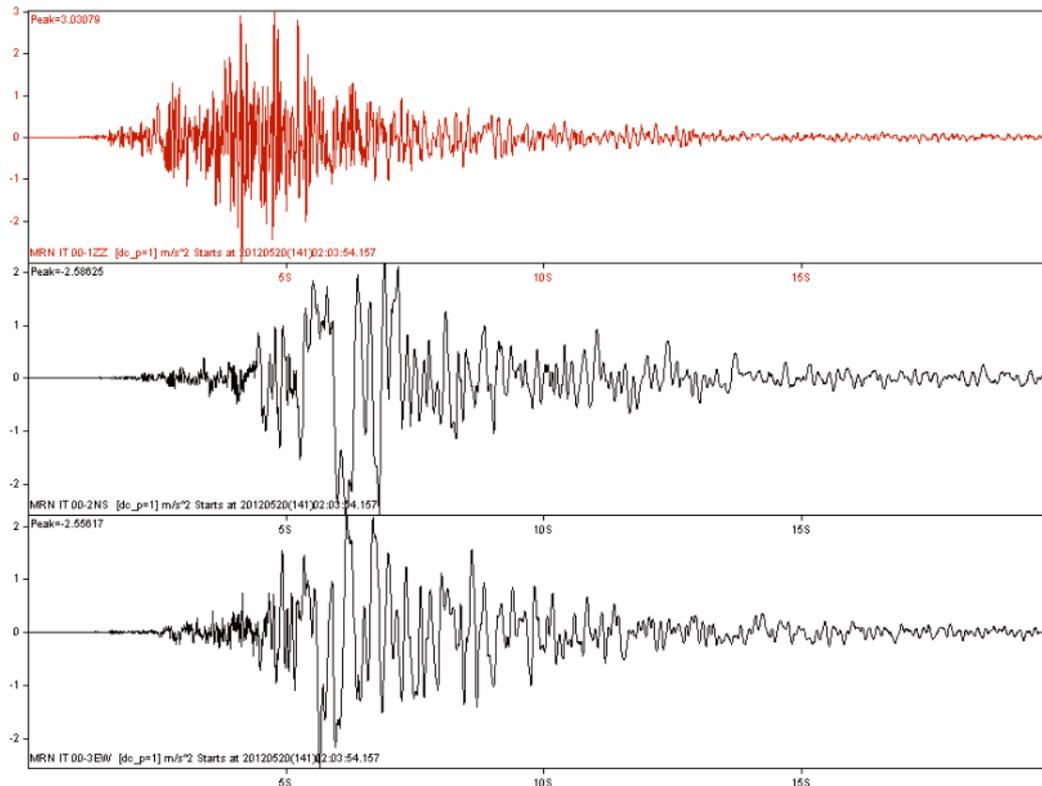
**Fig. 13 - Schema delle strutture sismogenetiche (la stella indica la probabile ubicazione dell'ipocentro) - da INGV - Relazione sul terremoto del 20 maggio 2012**

L'evento di magnitudo  $M_w=5.9$  del 20/5/2012 è stato risentito in tutto il nord-Italia e le shakemap calcolate subito dopo l'evento confermano queste osservazioni. In particolare, nella zona epicentrale le accelerazioni massime (PGA) sono state stimate fino a 0.3g, ossia il 30% dell'accelerazione di gravità. Analoga accelerazione è stata calcolata per il sisma del 29/5/2012, che ha presentato una magnitudo pari a 5.8 della scala Richter.

Questi valori sono tuttavia stimati in quanto non vi sono dati da stazioni sismiche poste all'epicentro stesso o negli immediati paraggi per cui sono da ritenersi solo indicativi.

La stazione di registrazione più vicina (appartenente alla Rete Accelerometrica Nazionale), ubicata a Mirandola (MRN), si trova ad una distanza di 13.3 km dall'epicentro dell'evento più significativo (20 maggio).

Il picco massimo d'accelerazione registrato, in occasione dell'evento più forte (IA) è di 0.309 g, e, come mostrato in Fig. 14, corrisponde alla componente verticale (UP-DOWN). Inferiori risultano i picchi corrispondenti alle due componenti orizzontali (0.264 in direzione SUD-NORD e 0.261 in direzione OVEST-EST).



**Fig. 14 - Sisma del 20/5/2012. Accelerogramma delle componenti (dall'alto in basso) Verticale, Nord-Sud ed Est-Ovest (acc. m/s/s, tempo s) registrate dalla stazione di Mirandola della Rete Accelerometrica Nazionale ([www.protezionecivile.gov.it](http://www.protezionecivile.gov.it))**

La sequenza sismica ha prodotto gravi danni in una vasta area delle province di Modena, Ferrara, Mantova e Bologna. In particolare sono state gravemente danneggiate, in prossimità delle aree epicentrali, le strutture storiche in mattoni ed i capannoni industriali prefabbricati in cemento armato.

### 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.

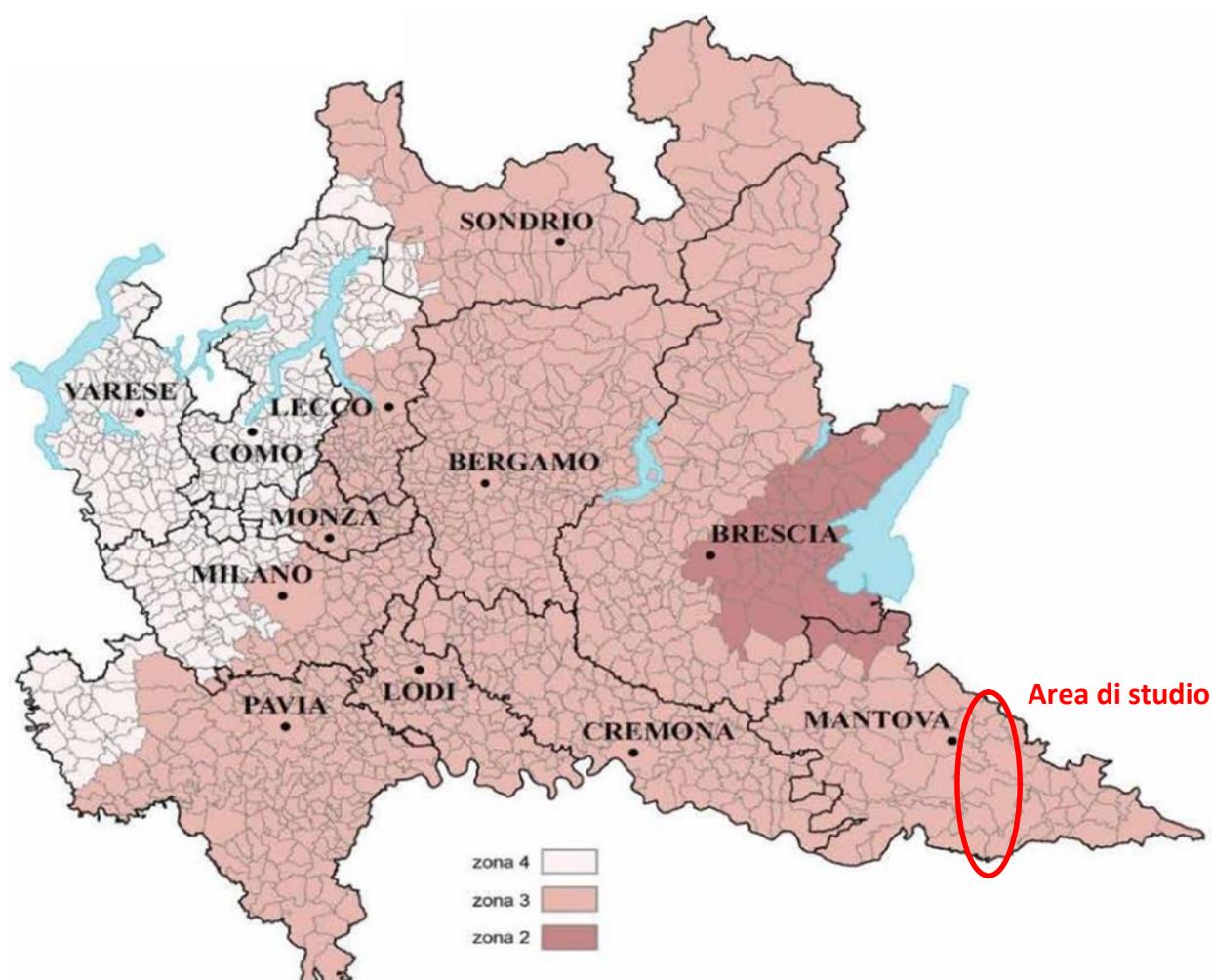
La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione.

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**

La Delibera X/2129 del 11/07/2014 della Regione Lombardia ha modificato la classificazione del territorio lombardo, inserendo i comuni interessati dall'autostrada oggetto di studio in zona 3, cioè con accelerazione compresa tra 0.05g e 0.15g (Fig. 15).



**Fig. 15 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Lombardia a seguito della Delibera X/2129 del 2014**

Tali classificazioni hanno tuttavia valore esclusivamente a fini amministrativi; alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 17-01-2018, 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 0□.

Quanto alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , sono stati assunti i valori indicati nelle N.T.C. 01/2018 (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. 16 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 5.5 nel range di distanza tra 20 e 30 Km.

Importanti contributi sono però forniti anche da sismi con magnitudo tra 5.5 e 6.0 sempre nel range 20-30 Km, e, in misura leggermente minore, da sismi con magnitudo 5.0-6.0 nel range tra 30 e 40 Km.

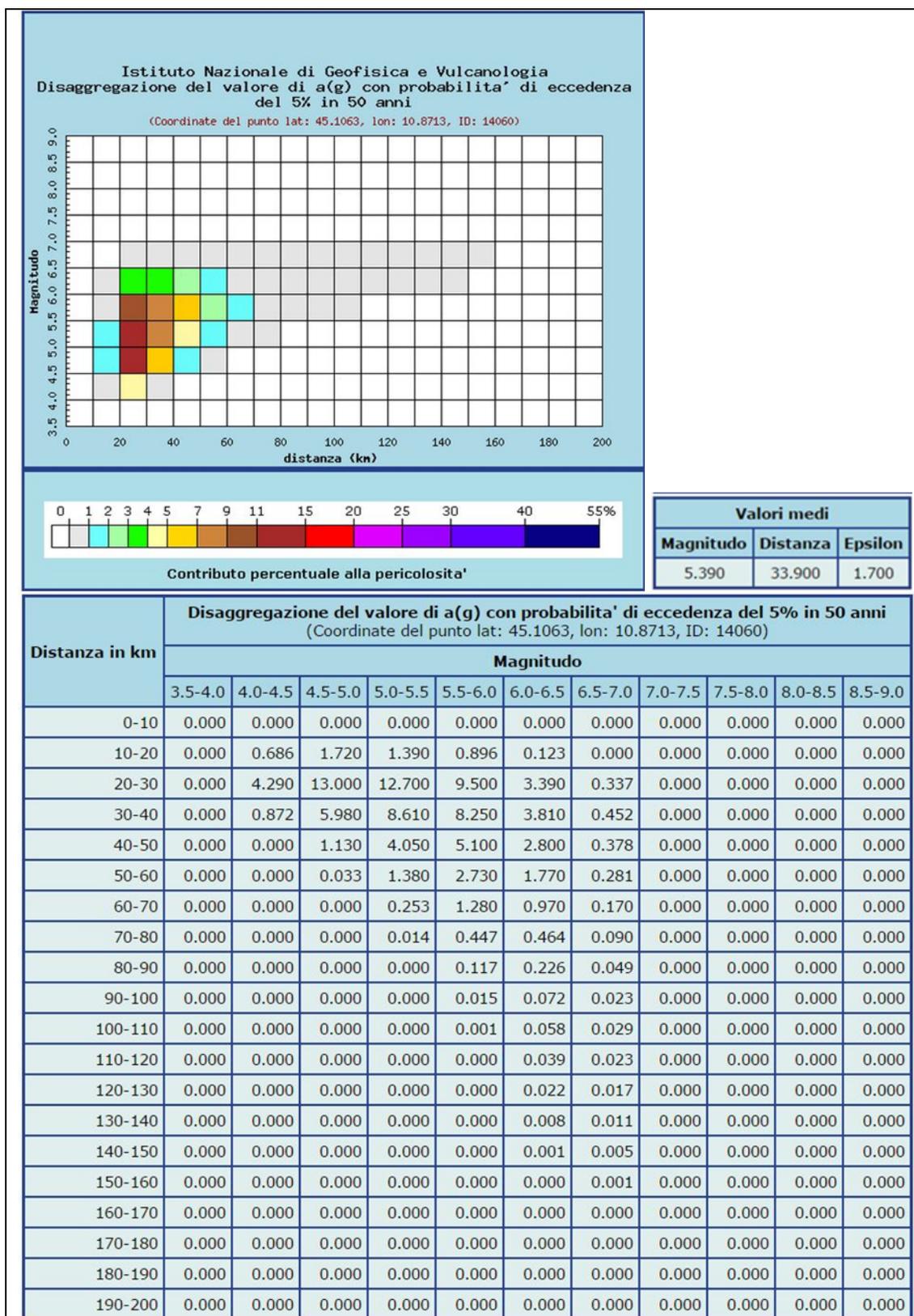
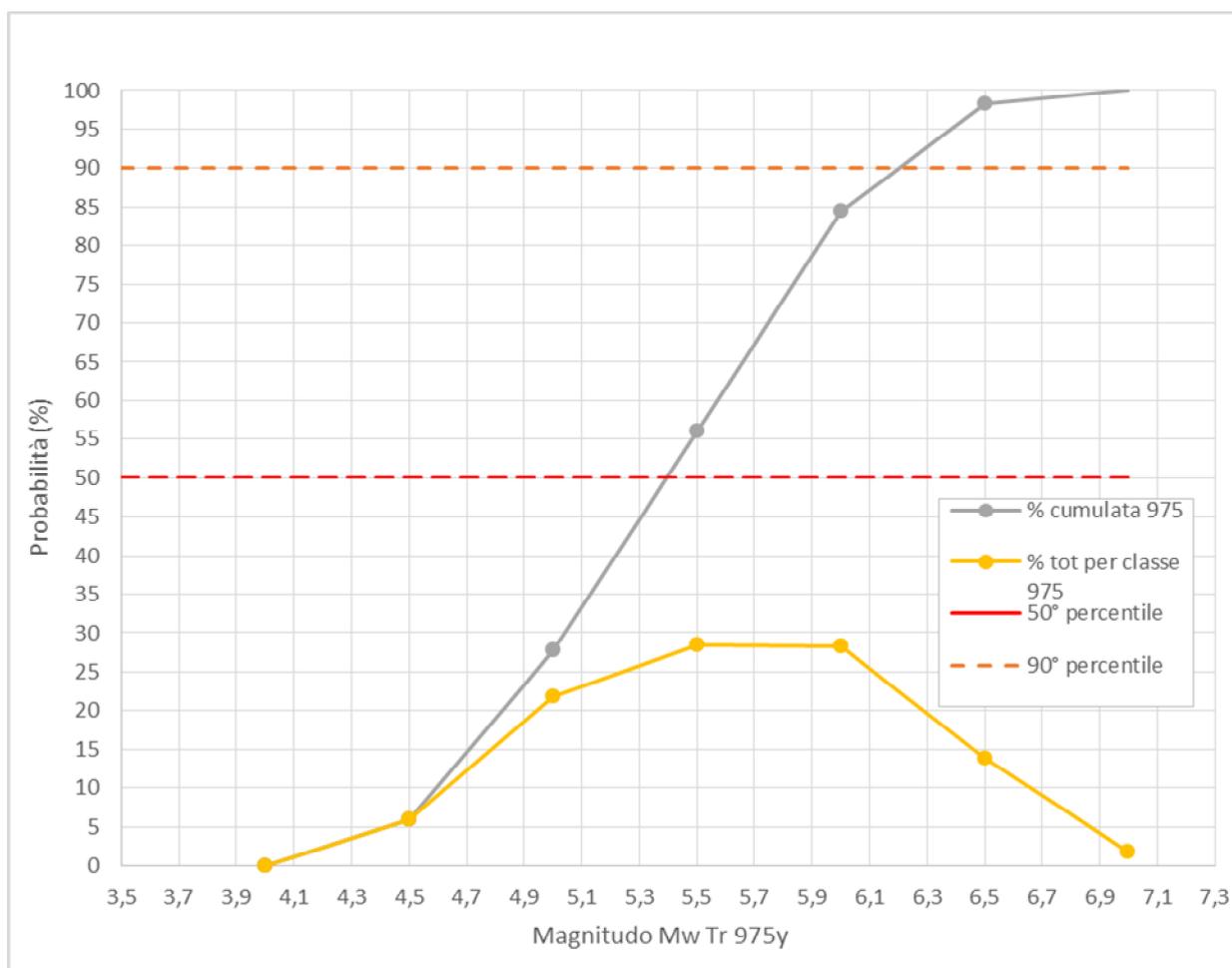


Fig. 16 – Disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 14060 da INGV

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. 17). Esaminando questa curva si osserva che il valore di magnitudo ( $M_w$ ) corrispondente al 90° percentile è pari a circa 6.2.



**Fig. 17– Calcolo della magnitudo di riferimento sulla base dei dati di Fig. 16**

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.

Indagine		Parametri		Indagine		Parametri	
Prova	Chilometrica	Nodo	Mw	Prova	Chilometrica	Nodo	Mw
MN-CPTU1	247+020	13394	6,1	MN-CPTU39	263+656	14060	6,20
MN-CPTU26	249+109	13616	6,2	MN-CPTU14	264+683	14060	6,20
MN-CPTU27	250+505	13616	6,2	MN-CPTU15	264+732	14060	6,20
MN-CPTU33	251+449	13616	6,2	MN-CPTU29	266,002	14060	6,20
MN-CPTU34	252+750	13616	6,20	MN-CPTU30	268+020	14282	6,00
MN-CPTU28	253+874	13616	6,20	MN-CPTU40	268+608	14282	6,00
MN-CPTU2	255+020	13838	6,20	MN-CPTU41	269+171	14282	6,00
MN-CPTU3	255+769	13838	6,20	MN-CPTU42	270+090	14282	6,00
MN-CPTU4	255+877	13838	6,20	MN-CPTU31	270+467	14282	6,00
MN-CPTU5	257+772	13838	6,20	MN-CPTU16	270+706	14282	6,00
MN-CPTU6	257+861	13838	6,20	MN-CPTU17	272+152	14504	5,90
MN-CPTU7	258+526	13838	6,20	MN-CPTU18	272+160	14504	5,9
MN-CPTU8	258+549	13838	6,20	MN-CPTU19	273+588	14504	5,9
MN-CPTU9	259+565	13838	6,20	MN-CPTU20	273+601	14504	5,9
MN-CPTU10	259+599	13838	6,20	MN-CPTU24	276+274	14504	5,9
MN-CPTU11	260+580	14060	6,20	MN-CPTU25	276+283	14504	5,9
MN-CPTU12	260+640	14060	6,20	MN-CPTU43	276+756	14504	5,9
MN-CPTU13	261+700	14060	6,20	MN-CPTU32	278+162	14726	5,8
MN-CPTU35	262+057	14060	6,20	MN-CPTU21	279+000	14726	5,8
MN-CPTU36	262+412	14060	6,20	MN-CPTU22	283+309	14948	5,8
MN-CPTU37	262+647	14060	6,20	MN-CPTU23	283+319	14948	5,8
MN-CPTU38	263+111	14060	6,20				

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

I valori ottenuti, nel rispetto delle indicazioni delle NTC2018, 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. 17-01-2018 definisce 5 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{Seq}$  è definita dal parametro  $VS_{30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti, 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> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

**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 ( $V_{S,eq}$ ) è definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_1$  sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato  $i$ -esimo entro i 30 m dalla fondazione,  $N$  il numero degli strati e  $H$  la profondità del substrato.

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 (29 misure) e MASW (6 misure), per un totale di 35 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
<b>MN-MASW1</b>	MASW	262+452	183,4	<b>C</b>
<b>MN-MASW2</b>	MASW	262+085	187,1	<b>C</b>
<b>MN-MASW3</b>	MASW	262+115	191,0	<b>C</b>
<b>MN-MASW4</b>	MASW	262+142	178,8	<b>D</b>
<b>MN-MASW5</b>	MASW	262+286	187,3	<b>C</b>

Codice	Tipo Indagine	Progressiva (km)	Vs30 (m/s)	CLASSE
MN-MASW6	MASW	262+315	177,0	D
MN-SC11-DH	Down-Hole	252+127	234,6	C
MN-SC13-DH	Down-Hole	254+319	226,5	C
MN-SC14-DH	Down-Hole	254+896	223,6	C
MN-SC17-DH	Down-Hole	255+747	269,0	C
MN-SC21-DH	Down-Hole	257+772	245,0	C
MN-SC24-DH	Down-Hole	258+526	250,4	C
MN-SC25-DH	Down-Hole	259+577	223,6	C
MN-SC27-DH	Down-Hole	260+560	264,6	C
MN-SC2-DH	Down-Hole	247+619	199,8	C
MN-SC30-DH	Down-Hole	261+911	219,6	C
MN-SC31-DH	Down-Hole	262+059	227,1	C
MN-SC32-DH	Down-Hole	262+655	180,6	C
MN-SC33-DH	Down-Hole	264+683	266,4	C
MN-SC36-DH	Down-Hole	264+979	255,0	C
MN-SC38-DH	Down-Hole	265+892	239,0	C
MN-SC3-DH	Down-Hole	269+157	226,6	C
MN-SC40-DH	Down-Hole	269+357	242,1	C
MN-SC41-DH	Down-Hole	269+537	213,1	C
MN-SC42-DH	Down-Hole	270+059	201,2	C
MN-SC43-DH	Down-Hole	272+168	177,5	D
MN-SC45-DH	Down-Hole	273+588	242,0	C
MN-SC47-DH	Down-Hole	261+911	223,0	C
MN-SC4-DH	Down-Hole	248+384	242,0	C
MN-SC53-DH	Down-Hole	283+301	205,0	C
MN-SC7-DH	Down-Hole	248+956	229,6	C
MN-SC89-DH	Down-Hole	276+274	283,0	C
MN-SC8-DH	Down-Hole	251+036	229,7	C
MN-SC91-DH	Down-Hole	258+583	235,6	C
MN-SC93-DH	Down-Hole	275+633	200,6	C

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

Le indagini consultate hanno fornito valori di  $V_{s30}$  compresi 177 e 283 m/s e, conseguentemente, che il sottosuolo in esame appartiene quasi sempre alla categoria **C**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.", e in tre casi alla categoria **D**: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.".

La categoria D è presente in corrispondenza della prova Down-Hole MN-SC43-DH ubicata in sponda destra del Fiume Po, in corrispondenza del ponte autostradale, inoltre risultano in classe D anche due indagini MASW (MN-MASW4 e MN-MASW6) ubicate nella stretta striscia di terra compresa tra il Canal Bianco e il Fiume Mincio. Si precisa che i valori di  $V_{s30}$  ottenuti da indagine MASW sono soggetti a un discreto margine di errore e che in prossimità delle due MASW in Categoria D è presente una prova di tipo Down-Hole (MN-SC31-DH) in categoria C il cui risultato è da ritenersi più attendibile.

## 4 RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il rischio di liquefazione è stato valutato prendendo in considerazione le 43 verticali indagate mediante prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU).

### 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 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:

<b>LPI</b>
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*)

$K\sigma$ =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 dal programma CLIQ della Geologimiki. In Fig. 18 viene presentata, in forma di *flow-chart*, le procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma.

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

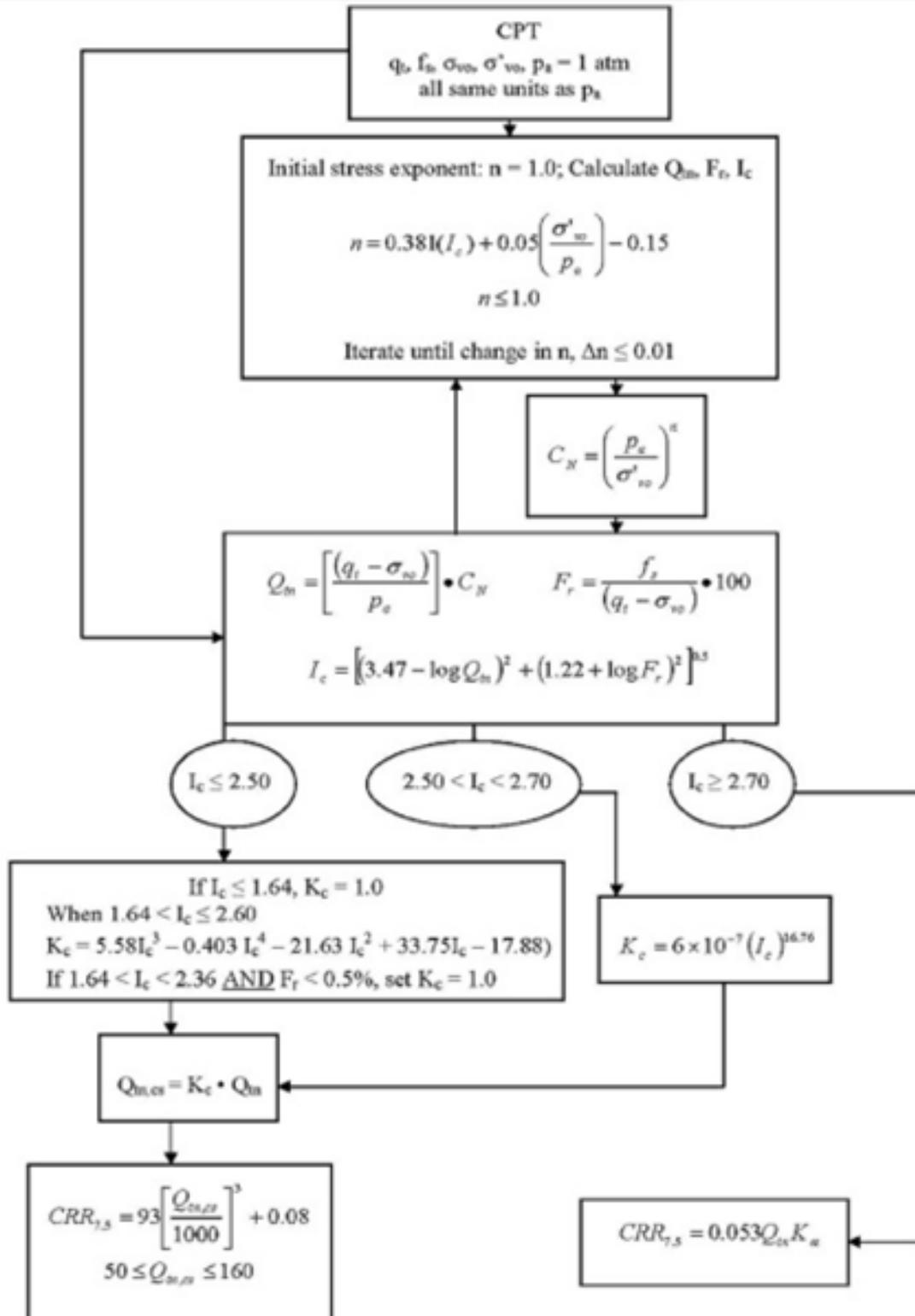


Fig. 18 - Flow chart della procedura di verifica NCEER modificata da Robertson (2010)

## 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. 14 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.

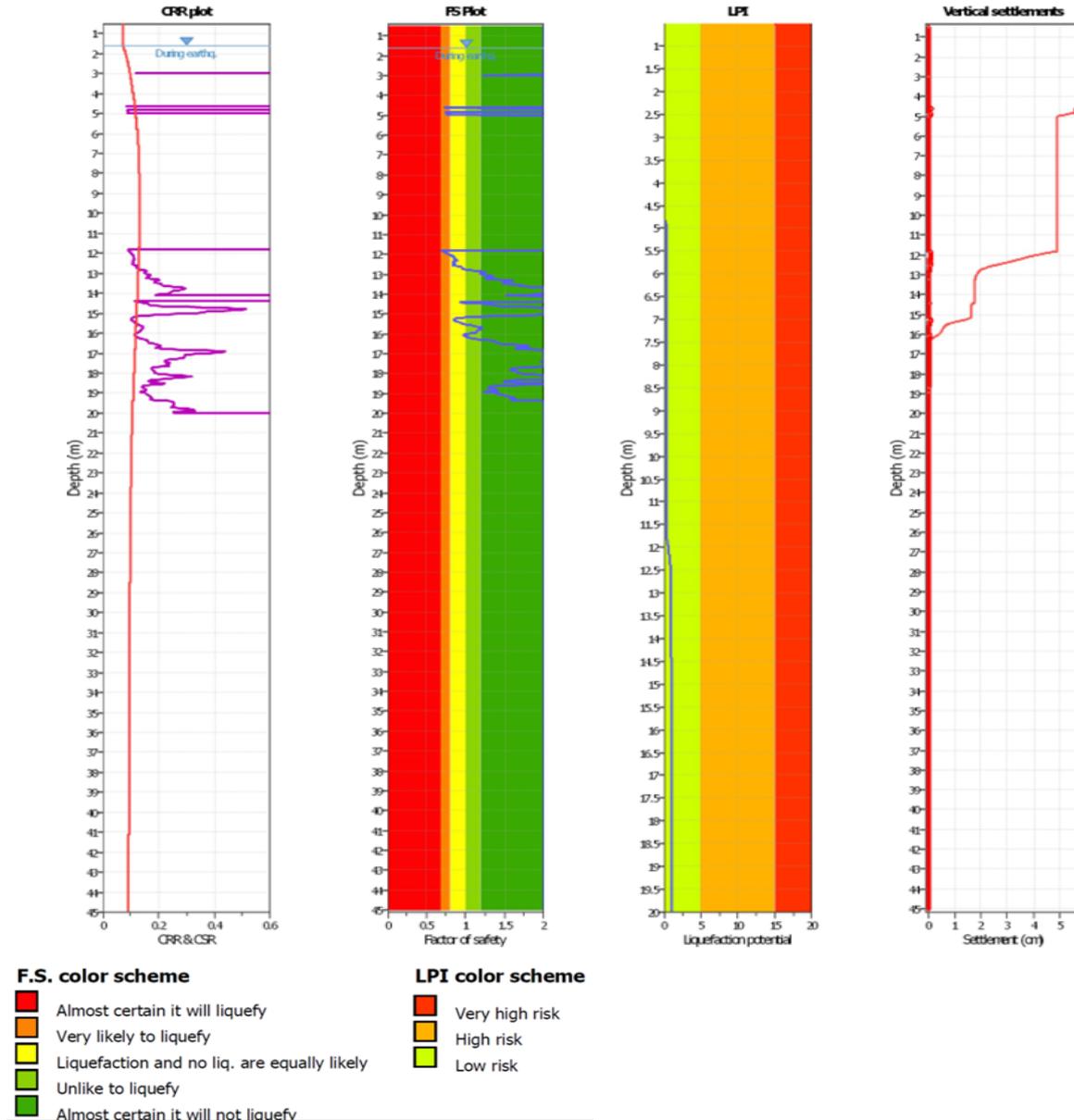
Indagine			Parametri				
Prova	Profondità	Chilometrica	Nodo	Mw	PGA	Falda	Falda durante terremoto
MN-CPTU1	- 25,00 m	247+020	13394	6,1	0,21	2,4	0,4
MN-CPTU26	- 31,60 m	249+109	13616	6,2	0,2	2,4	0,4
MN-CPTU27	- 33,00 m	250+505	13616	6,2	0,2	3,5	1,5
MN-CPTU33	- 30,00 m	251+449	13616	6,2	0,2	3	1
MN-CPTU34	- 30,00 m	252+750	13616	6,20	0,18	3,3	1,3
MN-CPTU28	- 33,00 m	253+874	13616	6,20	0,18	3,4	1,4
MN-CPTU2	- 25,13 m	255+020	13838	6,20	0,17	3,2	1,2
MN-CPTU3	- 41,60 m	255+769	13838	6,20	0,17	3	1
MN-CPTU4	- 34,14 m	255+877	13838	6,20	0,17	2,8	0,8
MN-CPTU5	- 45,00 m	257+772	13838	6,20	0,17	4	2
MN-CPTU6	- 45,00 m	257+861	13838	6,20	0,17	4,1	2,1
MN-CPTU7	- 44,40 m	258+526	13838	6,20	0,17	4	2
MN-CPTU8	- 45,00 m	258+549	13838	6,20	0,17	4	2
MN-CPTU9	- 38,10 m	259+565	13838	6,20	0,16	5	3
MN-CPTU10	- 44,00 m	259+599	13838	6,20	0,16	5	3
MN-CPTU11	- 45,00 m	260+580	14060	6,20	0,16	6,5	4,5
MN-CPTU12	- 42,00 m	260+640	14060	6,20	0,16	6,5	4,5
MN-CPTU13	- 30,06 m	261+700	14060	6,20	0,16	5,4	3,4
MN-CPTU35	- 10,42 m	262+057	14060	6,20	0,16	4,3	2,3
MN-CPTU36	- 30,00 m	262+412	14060	6,20	0,16	8,7	6,7
MN-CPTU37	- 35,00 m	262+647	14060	6,20	0,16	1,7	0,2
MN-CPTU38	- 35,00 m	263+111	14060	6,20	0,16	1,7	0,2
MN-CPTU39	- 30,00 m	263+656	14060	6,20	0,16	0,2	0,2
MN-CPTU14	- 41,22 m	264+683	14060	6,20	0,16	7,2	5,2
MN-CPTU15	- 45,00 m	264+732	14060	6,20	0,16	6,7	4,7
MN-CPTU29	- 33,00 m	266,002	14060	6,20	0,16	5,2	3,2
MN-CPTU30	- 30,00 m	268+020	14282	6	0,16	3,9	1,9
MN-CPTU40	- 30,00 m	268+608	14282	6	0,16	4,5	2,5
MN-CPTU41	- 30,00 m	269+171	14282	6	0,16	4,7	2,7
MN-CPTU42	- 30,00 m	270+090	14282	6	0,16	4,3	2,3
MN-CPTU31	- 30,00 m	270+467	14282	6	0,16	4,2	2,2
MN-CPTU16	- 30,10 m	270+706	14282	6	0,2	5,6	3,6
MN-CPTU17	- 43,40 m	272+152	14504	5,9	0,17	4,2	2,2
MN-CPTU18	- 45,00 m	272+160	14504	5,9	0,17	4,2	2,2
MN-CPTU19	- 45,00 m	273+588	14504	5,9	0,17	3,6	1,6
MN-CPTU20	- 45,00 m	273+601	14504	5,9	0,17	3,6	1,6
MN-CPTU24	- 43,71 m	276+274	14504	5,9	0,19	3,4	1,4
MN-CPTU25	- 44,83 m	276+283	14504	5,9	0,19	3,4	1,4
MN-CPTU43	- 30,00 m	276+756	14504	5,9	0,19	2,2	0,2
MN-CPTU32	- 33,00 m	278+162	14726	5,8	0,19	2,3	0,3
MN-CPTU21	- 25,00 m	279+000	14726	5,8	0,2	4,3	2,3
MN-CPTU22	- 32,70 m	283+309	14948	5,75	0,23	1,7	0,2
MN-CPTU23	- 31,36 m	283+319	14948	5,75	0,23	1,7	0,2

**Tab. 14 – Parametri in input utilizzati**

#### 4.3 ANALISI DEI RISULTATI

Per ciascuna prova è stato prodotto un report (si veda LOM-SI.4 – Allegato – Verifiche a liquefazione) che contiene sia i grafici interpretativi della prova stessa (resistenze penetrometriche, litologia, ecc.), sia i grafici relativi alla liquefazione ed in particolare (Fig. 19):

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



**Fig. 19 – 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. 20 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 (Fig. 21), i medesimi risultati si riportano anche in forma tabellare in Tab. 15.

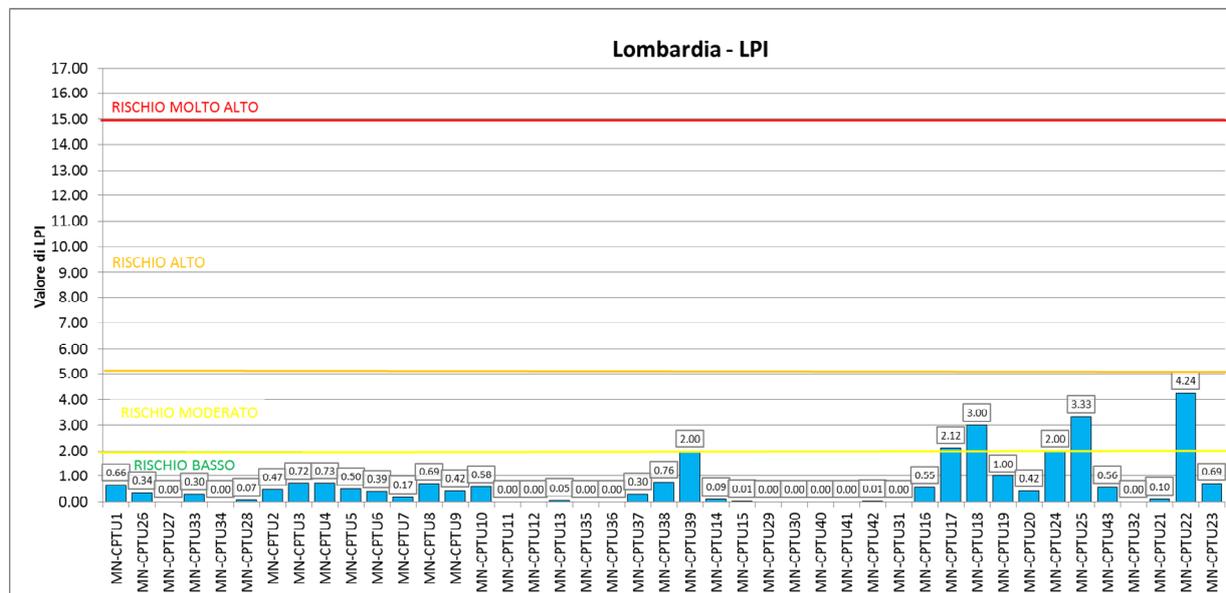


Fig. 20 – Grafico dei valori di LPI ottenuti

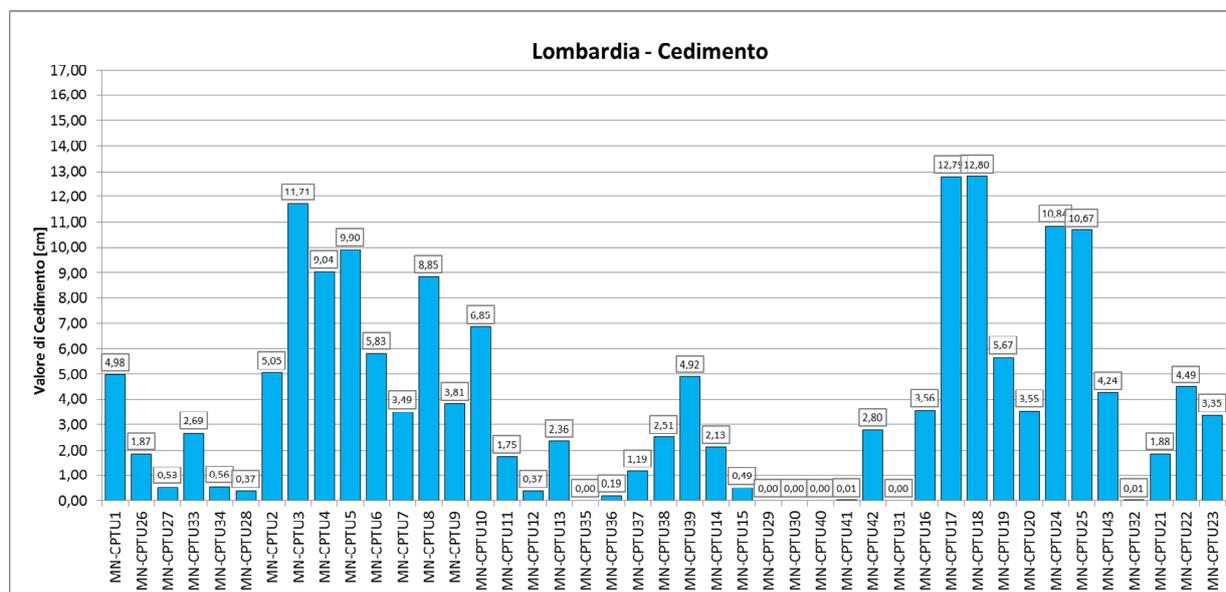


Fig. 21 – Grafico dei valori di cedimento ottenuti

Come si nota dai risultati ottenuti i valori di LPI indicano un rischio di liquefazione quasi sempre basso, solo in pochi casi risulta un rischio di liquefazione moderato, con valore massimo riscontrato di 4,24 ottenuto per l'indagine MN-CPTU22.

Nonostante i bassi valori d'indice di liquefazione, in alcuni settori del territorio indagato risultano cedimenti post-sismici dell'ordine di 10 - 12 cm.

Nello specifico i cedimenti maggiori si localizzano tra il chilometro 255+769 (indagine MN-CPTU3) e il chilometro 257+772 (indagine MN-CPTU5) con cedimenti compresi tra 9 e 11,7 cm e tra il chilometro 272+152 (MN-CPTU17) e il chilometro 276+283 (MN-CPTU25) con cedimenti compresi tra 3,5 e 12,8 cm.

Indagine			Risultati		Indagine			Risultati	
Prova	Profondità	Chilometrica	Lpi	Cedimento (cm)	Prova	Profondità	Chilometrica	Lpi	Cedimento (cm)
MN-CPTU1	- 25,00 m	247+020	0,66	4,98	MN-CPTU39	- 30,00 m	263+656	2,00	4,92
MN-CPTU26	- 31,60 m	249+109	0,34	1,87	MN-CPTU14	- 41,22 m	264+683	0,09	2,13
MN-CPTU27	- 33,00 m	250+505	0,00	0,53	MN-CPTU15	- 45,00 m	264+732	0,01	0,49
MN-CPTU33	- 30,00 m	251+449	0,30	2,69	MN-CPTU29	- 33,00 m	266,002	0,00	0,00
MN-CPTU34	- 30,00 m	252+750	0,00	0,56	MN-CPTU30	- 30,00 m	268+020	0,00	0,00
MN-CPTU28	- 33,00 m	253+874	0,07	0,37	MN-CPTU40	- 30,00 m	268+608	0,00	0,00
MN-CPTU2	- 25,13 m	255+020	0,47	5,05	MN-CPTU41	- 30,00 m	269+171	0,00	0,01
MN-CPTU3	- 41,60 m	255+769	0,72	11,71	MN-CPTU42	- 30,00 m	270+090	0,01	2,80
MN-CPTU4	- 34,14 m	255+877	0,73	9,04	MN-CPTU31	- 30,00 m	270+467	0,00	0,00
MN-CPTU5	- 45,00 m	257+772	0,50	9,90	MN-CPTU16	- 30,10 m	270+706	0,55	3,56
MN-CPTU6	- 45,00 m	257+861	0,39	5,83	MN-CPTU17	- 43,40 m	272+152	2,12	12,79
MN-CPTU7	- 44,40 m	258+526	0,17	3,49	MN-CPTU18	- 45,00 m	272+160	3,00	12,80
MN-CPTU8	- 45,00 m	258+549	0,69	8,85	MN-CPTU19	- 45,00 m	273+588	1,00	5,67
MN-CPTU9	- 38,10 m	259+565	0,42	3,81	MN-CPTU20	- 45,00 m	273+601	0,42	3,55
MN-CPTU10	- 44,00 m	259+599	0,58	6,85	MN-CPTU24	- 43,71 m	276+274	2,00	10,84
MN-CPTU11	- 45,00 m	260+580	0,00	1,75	MN-CPTU25	- 44,83 m	276+283	3,33	10,67
MN-CPTU12	- 42,00 m	260+640	0,00	0,37	MN-CPTU43	- 30,00 m	276+756	0,56	4,24
MN-CPTU13	- 30,06 m	261+700	0,05	2,36	MN-CPTU32	- 33,00 m	278+162	0,00	0,01
MN-CPTU35	- 10,42 m	262+057	0,00	0,00	MN-CPTU21	- 25,00 m	279+000	0,10	1,88
MN-CPTU36	- 30,00 m	262+412	0,00	0,19	MN-CPTU22	- 32,70 m	283+309	4,24	4,49
MN-CPTU37	- 35,00 m	262+647	0,30	1,19	MN-CPTU23	- 31,36 m	283+319	0,69	3,35
MN-CPTU38	- 35,00 m	263+111	0,76	2,51					

**Tab. 15 – Valori di LPI e cedimento (in cm) calcolati**



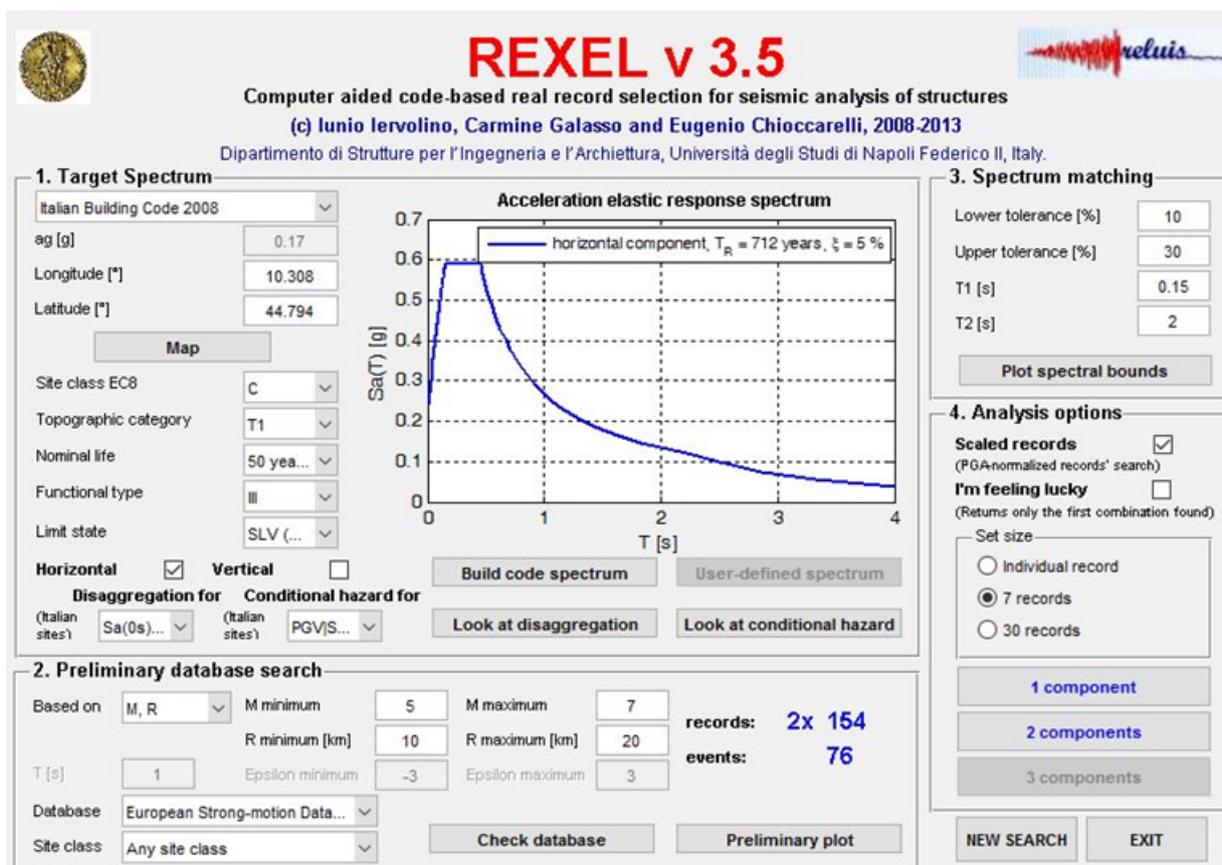


Fig. 23 – Schermata di impostazione della ricerca dei sismi con REXEL

Tutti i segnali sono stati selezionati attraverso una procedura che valuta la similarità tra le forme spettrali di riferimento e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nelle banche dati.

Per il sito in oggetto il software ha fornito 14 accelerogrammi registrati rappresentativi della sismicità del sito in analisi, compatibili con le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, con la coppia magnitudo-distanza dalla sorgente e con la massima accelerazione orizzontale attesa e registrate su *bedrock* sismico, provenienti dai database nazionali ed internazionali più accreditati.

Sebbene le NTC2018 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 NTC2018) impongono di considerarne almeno 7. Nel presente studio, quindi, il numero di analisi eseguite è maggiore rispetto a quanto richiesto dalla normativa.

<sup>3</sup>Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002) "Internet-Site for European Strong-Motion Data", European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme

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  $ag/g=0.11$ .

In Tab. 16 è riportato l'elenco dei sismi utilizzati.

<b>PROVINCIA</b>	<b>Segnali REXEL</b>
MANTOVA	006139ya_record.txt
	000571xa_record.txt
	000600ya_record.txt
	000612xa_record.txt
	000625xa_record.txt
	000625ya_record.txt
	000630ya_record.txt
	000642ya_record.txt
	000772xa_record.txt
	000854ya_record.txt
	000866xa_record.txt
	001415ya_record.txt
	001794xa_record.txt
	001794ya_record.txt

**Tab. 16 – 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 rigidezza ( $G/G_0$ ) 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

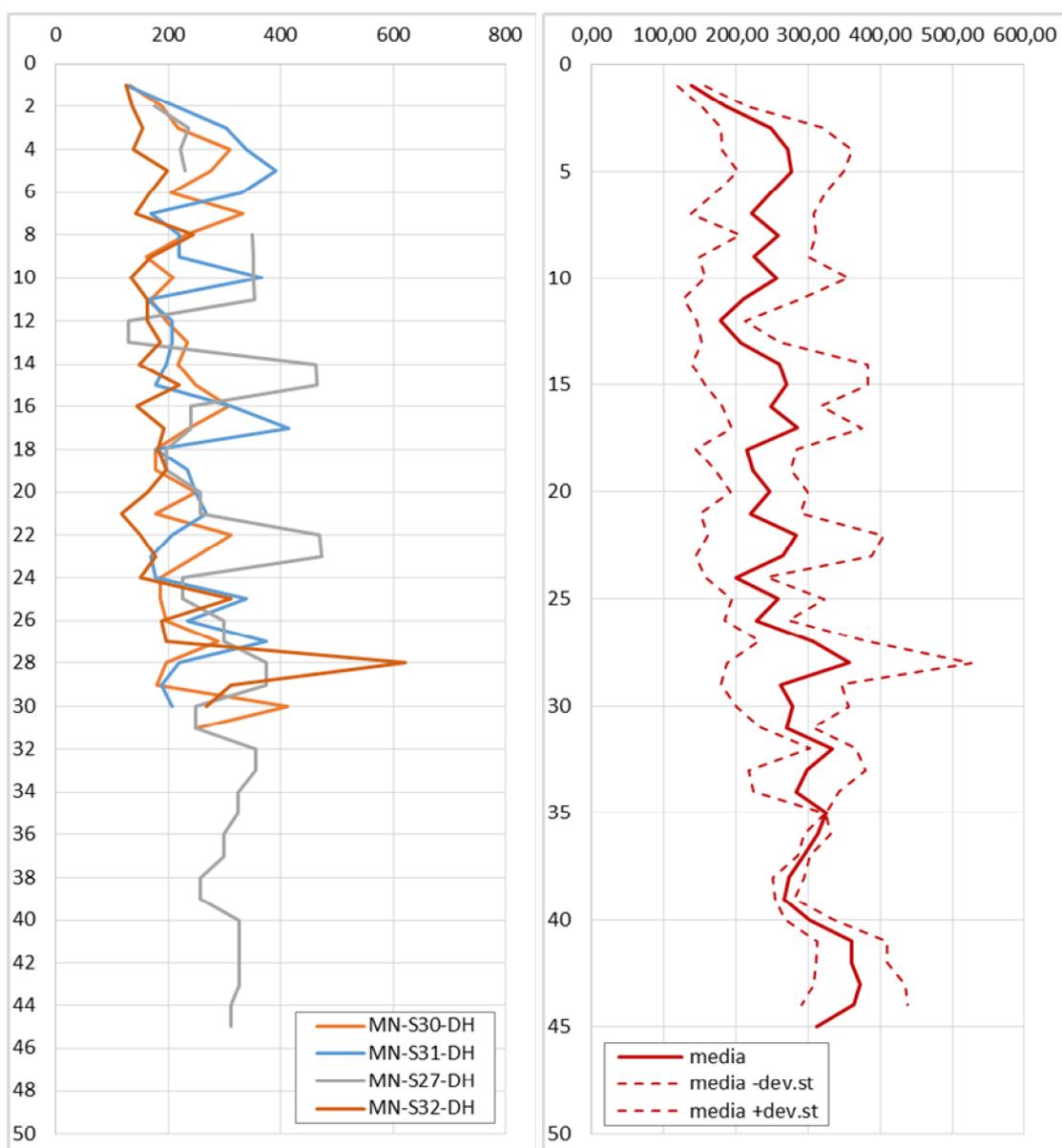
Per la determinazione delle caratteristiche litologiche sono stati utilizzati, principalmente, i dati della stratigrafia del sondaggio corrispondente alla verticale MN-SC30-DH (riportata in allegato LOM-SI.7). L'integrazione della stratigrafia fino al bedrock sismico (il sondaggio raggiunge la profondità di 50 m) è stata effettuata mediante l'utilizzo di dati al contorno, tipicamente stratigrafie di pozzi.

### 5.2.2 Determinazione della $V_s$ e del Bedrock sismico

La determinazione della  $V_s$  in funzione della profondità è stata effettuata mediante prove Down-hole eseguite in foro di sondaggio fino a 30 m di profondità. Sono stati consultati i risultati di più indagini Down-Hole, di cui uno corrispondente alla verticale indagata e gli altri ubicati nelle vicinanze.

Nel complesso sono state analizzate 4 indagini Down-Hole. Tutte le prove hanno fornito valori di  $V_s$  per lo più uniformemente crescenti con la profondità. I valori di  $V_{s30}$  calcolati sono sempre compresi tra 181 e 265 m/s, identificando i terreni nella categoria C (da 180 a 360 m/s secondo le NTC 2018).

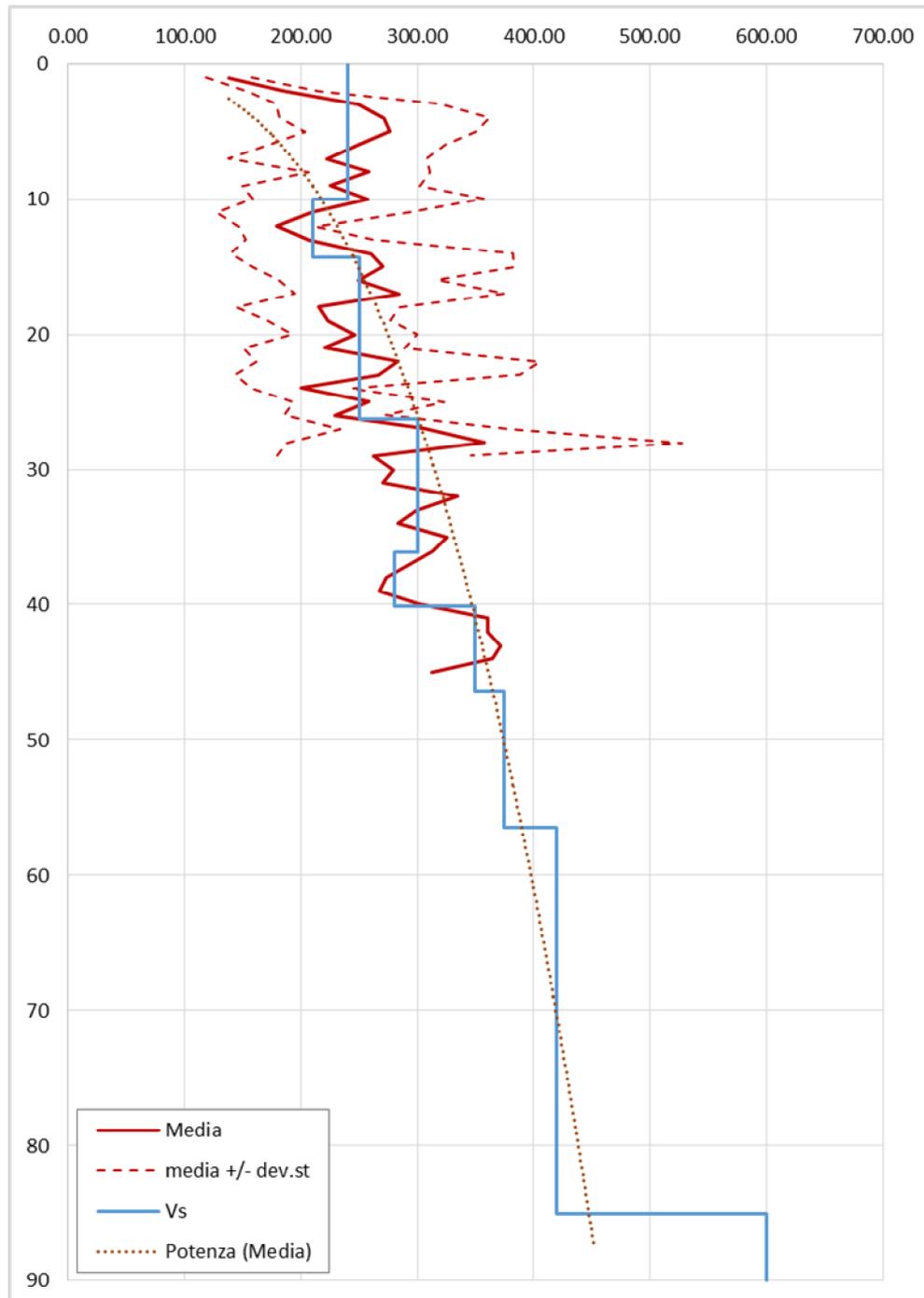
In Fig. 24 si riportano i grafici della  $V_s$  in funzione della profondità ottenuti dalle indagini utilizzate.



**Fig. 24 – Valori di  $V_s$  misurati nelle prove DH in provincia di Mantova (a sx tutti i valori, a dx media e deviazione standard)**

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. 25 sono visibili i profili di  $V_s$  ottenuti.



**Fig. 25 - Discretizzazione della  $V_s$**

#### 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  $2 \div 2.5$ .

Tale profondità non coincide con discontinuità stratigrafiche note.

Infatti, mentre in letteratura (Martelli et alii<sup>4</sup>, 2013 e Martelli et alii<sup>5</sup>, 2014) è indicato che "il maggiore contrasto d'impedenza si ha in genere tra la base del sistema emiliano-romagnolo superiore (AES), datata tra 350.000 e 450.000 anni, e la base del subsistema AES6, datata circa 230.000-250.000 anni (RER e ENI-Agip, 1998)"; nella zona in esame, dalle analisi effettuate nel corso del Progetto Geomol, tali discontinuità si rinvenivano molto oltre i 200 m da p.c.; profondità decisamente superiori a quelle del bedrock definito nel presente studio.

Ciò lascia presumere che, a maggiori profondità, si possa avere almeno un altro contrasto d'impedenza, non evidenziato dalle indagini effettuate.

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

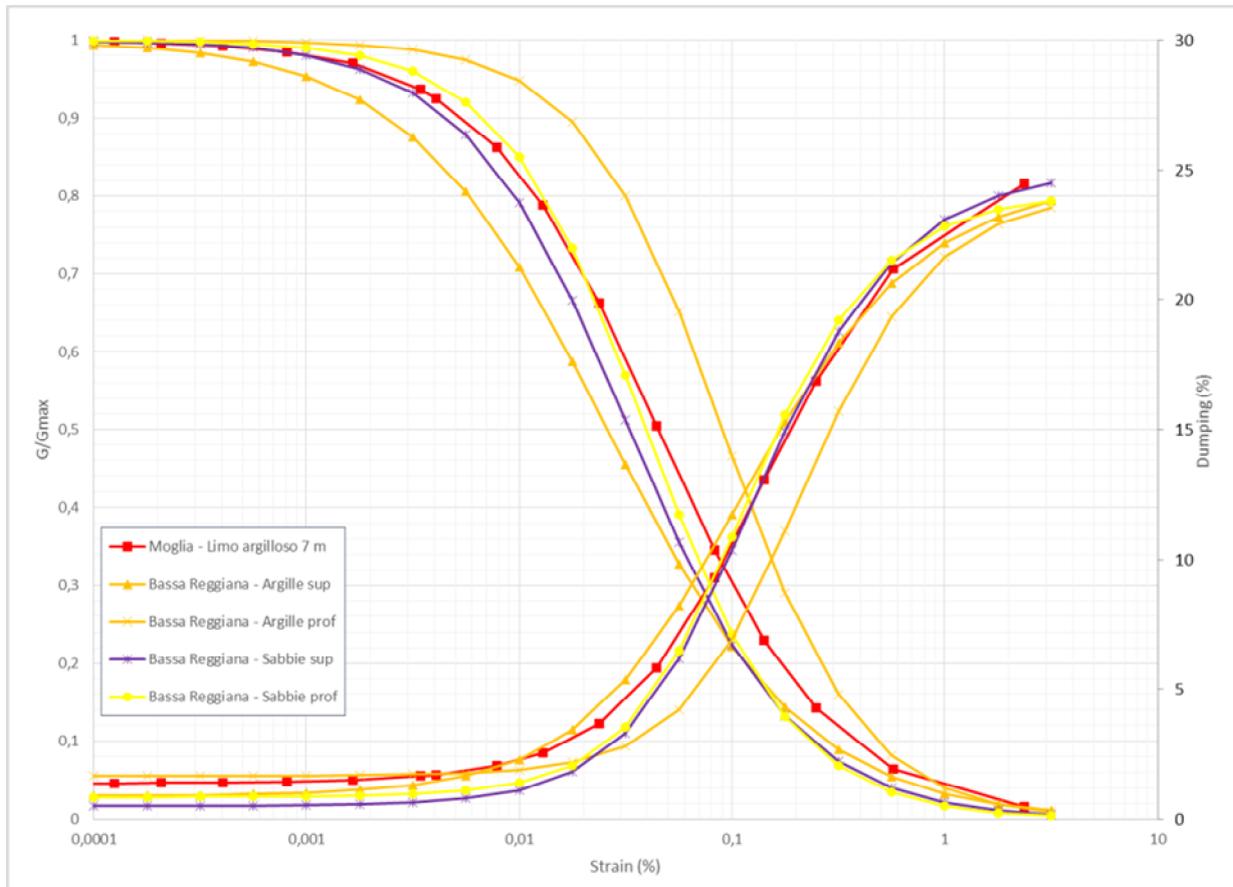
La mancanza di campioni sui terreni studiati non ha consentito di utilizzare curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità ( $G/G_0$ ) in funzione della deformazione ricavate appositamente nelle aree di studio. Pertanto sono state utilizzate curve derivanti da dati bibliografici riferite 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. 26.

---

<sup>4</sup> L. Martelli, L. Calabrese, G. Ercolessi, P. Severi, G. Tarabusi, D. Pileggi, S. Rosselli, L. Minarelli, F. Pergalani, M. Compagnoni, G. Vannucchi, C. Madiati, J. Facciorusso, V. Fioravante, D. Giretti, M. Mucciarelli, E. Priolo, G. Laurenzano – (2014) Cartografia speditiva dell'amplificazione e del rischio di liquefazione nelle aree epicentrali del terremoto dell'Emilia 2012 (ML=5.9). Atti del 32 convegno GNGTS 2013

<sup>5</sup> L. Martelli, P. Severi, G. Biavati, S. Rosselli, R. Camassi, E. Ercolani, A. Marcellini, A. Tento, D. Gerosa, D. Albarello, F. Guerrini, E. Lunedei, D. Pileggi, F. Pergalani, M. Compagnoni, V. Fioravante e D. Giretti (2014) *Analysis of the local seismic hazard for the stability tests of the mainbank of the Po River (northern Italy)*, Boll. Geof. Teor. Appl., 55, 119-134



**Fig. 26 – Grafico delle curve G/G0 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 Strata<sup>6</sup> sviluppato da A. Kottke<sup>7</sup>. Validazioni indipendenti di Strata sono riportate in letteratura (Graizer<sup>8</sup>, 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:

<sup>6</sup>Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>.

<sup>7</sup>Kottke, Albert R., and Rathje, Ellen M. (2008) Technical Manual for Strata. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley, California

<sup>8</sup>Treasure 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

- 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-accelerazione in superficie.

##### 5.4.1 RSL per la verticale in provincia di Mantova (MN-SC30-DH)

Sulla base di quanto illustrato nei paragrafi precedenti il modello geofisico adottato viene riportato nelle seguenti immagini (Fig. 27 e Fig. 28):

	Name	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	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 superficiali	20.50	Bassa Reggiana Sabbie superficiali	Bassa Reggiana Sabbie superficiali
4	Sabbie profonde	21.00	Bassa Reggiana Sabbie profonde	Bassa Reggiana Sabbie profonde
5	Limo sabbioso-argilloso	18.50	Limo argilloso 7 m Moglia	Limo argilloso 7 m Moglia

**Fig. 27 – Tipi di suolo del modello geofisico**

	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)
1	0.00	10.00	Sabbie superficiali	240.00
2	10.00	4.30	Limo sabbioso-argilloso	210.00
3	14.30	12.00	Sabbie superficiali	250.00
4	26.30	9.80	Sabbie profonde	300.00
5	36.10	4.00	Argille profonde	280.00
6	40.10	6.40	Sabbie profonde	350.00
7	46.50	10.00	Argille profonde	375.00
8	56.50	28.50	Sabbie profonde	420.00
9	85.00	Half-Space	Bedrock	600.00

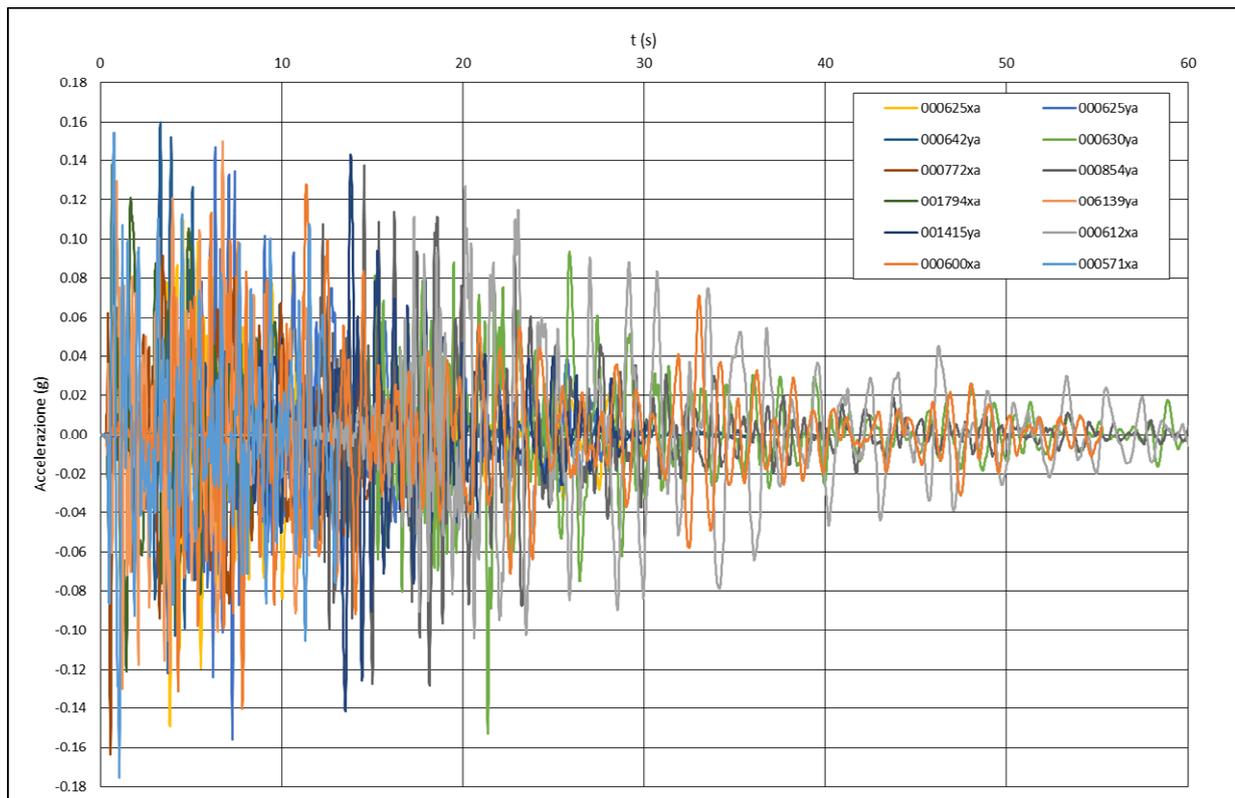
**Fig. 28 – Modello geofisico**

Si segnala inoltre che in fase di analisi sono stati scartati 2 dei 14 sismogrammi in input, poiché poco affini con gli altri, caratteristici del 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.

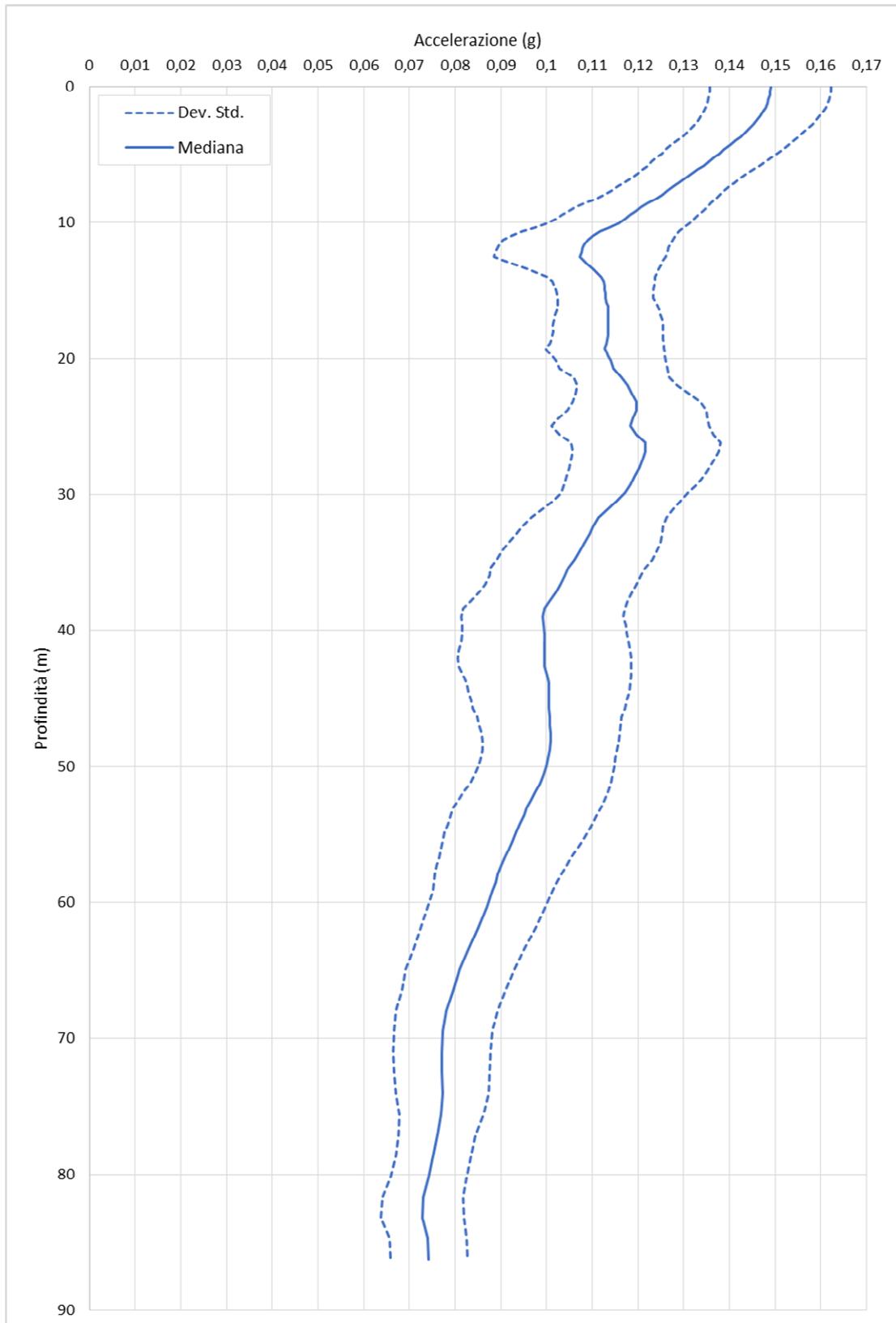
Le serie rappresentate nella figura seguente (Fig. 29) sono relative alla superficie e consentono di verificare la massima accelerazione (PGA), che è risultata pari a quasi 0.18 g.



**Fig. 29 - 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. 30, 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 0.149 g, quindi inferiore a quello che deriva dall'applicazione dei coefficienti sismici di progetto che per un suolo di classe C risulta pari a 0.162 g. Ciò che è interessante, tuttavia, è la sensibile diminuzione di accelerazione che avviene fino alla profondità di circa 10 m da p.c., in corrispondenza della prima variazione stratigrafica. Successivamente l'accelerazione media cresce leggermente fino a circa 26 m, profondità alla quale ricomincia a scendere.

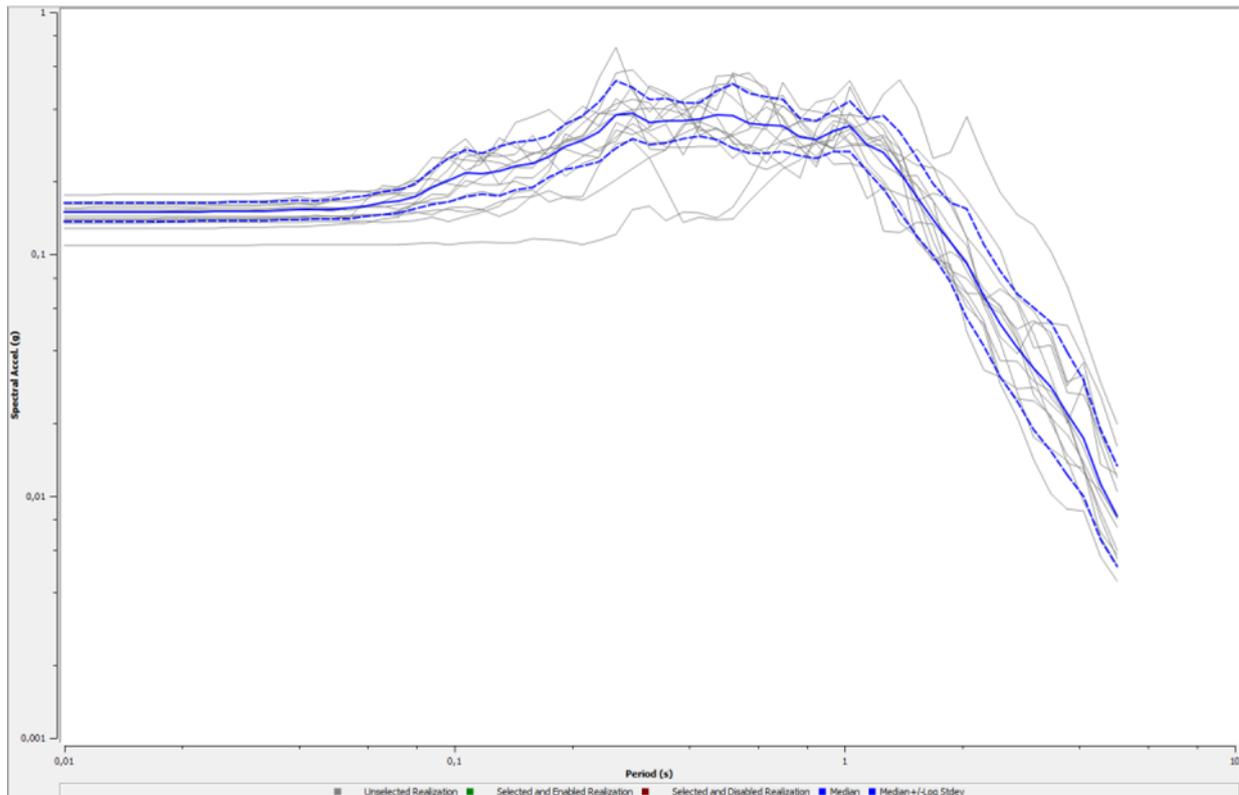


**Fig. 30 – Profilo della PGA dal bedrock alla superficie**

#### 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 pseudo-accelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%.

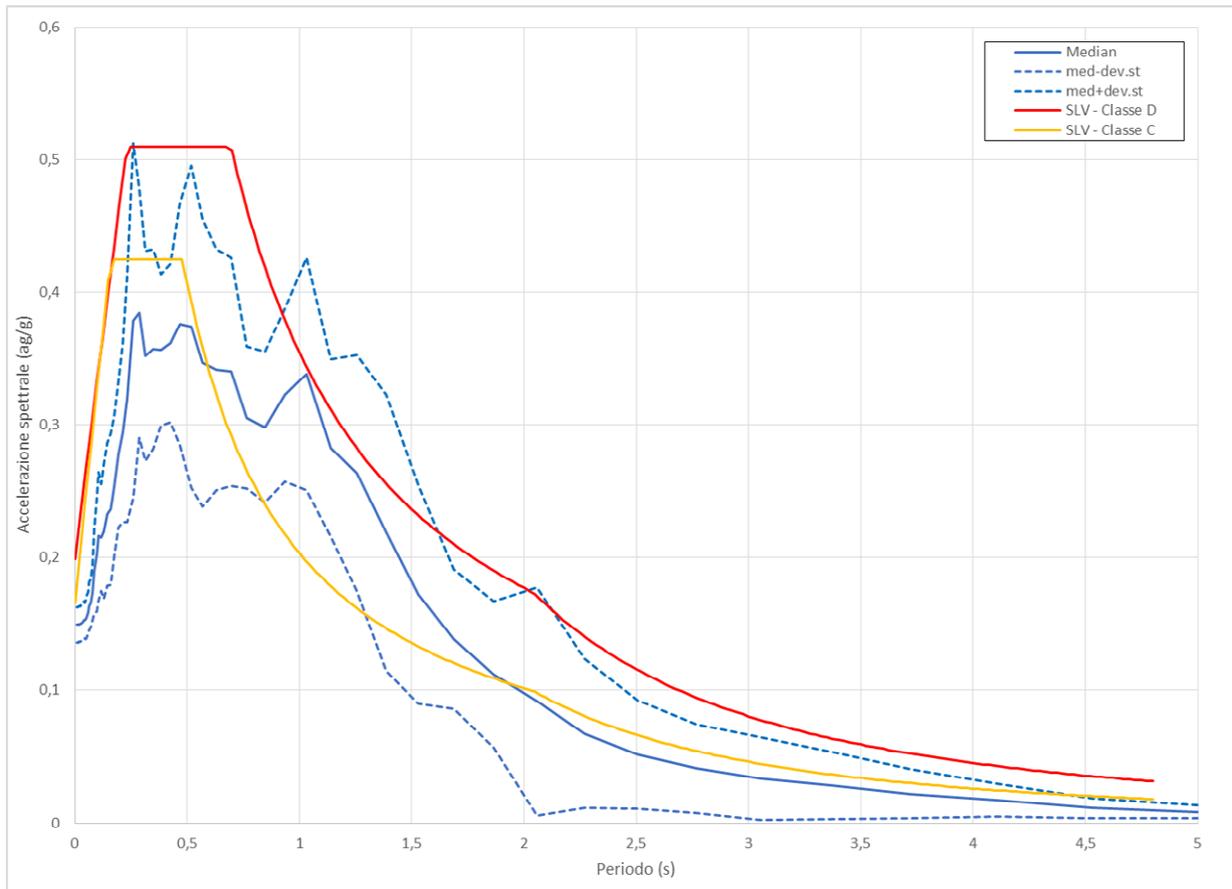
In Fig. 31 sono riportati tutti gli spettri calcolati di tutti i segnali utilizzati (in grigio), oltre alle curve rappresentanti i valori mediani (in blu continuo) e i valori mediani +/- la deviazione standard (blu tratteggiato).



**Fig. 31 – 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. 32 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 D.

Come si può constatare lo spettro semplificato relativo alla Classe C appare cautelativo rispetto al segnale medio, fino ad un periodo di 0.60 s, mentre appare poco cautelativo nell'intervallo tra 0.60 e 1.87 s, tornando cautelativo oltre 1.95 s. Lo spettro relativo alla classe D appare decisamente cautelativo.



**Fig. 32 – Valori mediiani dello spettro elastico di risposta in accelerazione confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi C e D) calcolati per  $T_r=949$  anni**